

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

## THEME

Central Téléphonique R+2 Bâtiment à usage  
D'habitation R + 3  
STRUCTURE AUTO-STABLE

Proposé par :

P. T. T. D'ALGER

Etudié par :

ZITOUNI Bouabdellah

BOUGHRARA Mohamed

Dirigé par :

Mr B. ZEGHLACHE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

## THEME

Central Téléphonique R+2 Bâtiment à usage  
D'habitation R + 3  
STRUCTURE AUTO-STABLE

Proposé par :

P. T. T. D'ALGER

Etudié par :

ZITOUNI Bouabdellah

BOUGHRARA Mohamed

Dirigé par :

Mr B. ZEGHLACHE



Promotion Janvier 1985

## REMERCIEMENTS

qu'il nous soit permis d'exprimer ici nos plus vifs remerciements à M<sup>re</sup> Zeghlache Brahim qui à la lumière de ses conseils nous a permis de faire ce projet.

Notre reconnaissance va également à M<sup>re</sup> Benslimane et tous les enseignants de l'E.N.P.A.

que tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin trouvent l'expression de notre profonde gratitude.

## Dedicaces

Je dedie ce modeste travail à :  
mes tres chers parents  
mes freres  
et à tous ceux qui me sont chers.

B. Mohamed.

Je dédie ce modeste travail à :  
ma mère avec toute mon affection.  
mon père.  
mes freres et sœurs  
tous mes amis et en particulier Hamza, Sid Ahmed  
HAdi, Mohamed...

Bouabdellah.

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été proposé par le P.T.T de la wilaya d'ALGER, consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+3) et d'une centrale téléphonique (C.T2).

Ce complexe sera implanté au GUE de Constantine (ALGER), classé par l'organisme du C.T.C comme région de moyenne sismicité.

### - Bâtiment d'habitation:

Longueur totale (entre nus extérieurs) : 24,4 m.

Largeur totale (entre nus extérieurs) : 12,4 m.

Hauteur totale (acrotère comprise) : 15,07 m.

### - Centrale téléphonique:

Longueur totale (entre nus extérieurs) : 20,4 m.

Largeur totale (entre nus extérieurs) : 15,2 m.

Hauteur totale (acrotère comprise) : 13,2 m.

### - Taux du travail du sol:

Le rapport du sol à fournir une contrainte admissible de 2,5 bars à une profondeur de 1,5 m.

### - Ossatures:

Chaque bâtiment est contreventé par des portiques transversaux et longitudinaux, le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

### - Planchers:

Les planchers seront à corps creux: hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces planchers auront une épaisseur de (16+4) cm.

## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### Beton:

Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA325 à contrôle atténué.

- granulats : dimension maximale 25 mm.
- Résistance nominale de compression à 28 jours :  $\sigma_{28}' = 270 \text{ bars}$ .
- Résistance nominale de traction à 28 jours :  $\sigma_{28} = 23.2 \text{ bars}$ .

- Dosage pour  $1 \text{ m}^3$  de béton :

- 800 l de gravillon.
- 400 l de sable.
- 350 l de ciment CPA325.
- 175 l d'eau.

Le sable doit être propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

Le gravier doit être propre et dur.

L'eau doit être pure et sans acide.

Contrainte de compression admissible (CCBA 68, Art 9.4)

$$\bar{\sigma}_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28}'$$

avec :  $\alpha$  - dépend de la classe du ciment (= 1 pour CPA325)

$\beta$  - dépend de l'efficacité du contrôle (=  $\frac{5}{6}$  pour contrôle atténué)

$\gamma$  - dépend des épaisseurs relatives des éléments et la grosseur du granulats utilisé  $\gamma = 1$  si  $h_{\text{min}} \geq 4C_g$  ;  $\gamma = h_{\text{min}}/4C_g$  si  $h_{\text{min}} < 4C_g$ .

$\delta$  - dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0.3$  pour compression simple.

$\delta = 0.6$  pour flexion simple et flexion composée avec traction.

$\delta = \min(0.6; 0.3(1 + \frac{e_0}{3e_1}))$  pour flexion composée avec compression.

où  $e_0$  étant l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

$e_1$  distance de la limite du noyau central au centre de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\epsilon$  - dépend de la sollicitation et de la forme de la section.

$\epsilon = 1$  pour compression simple et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

$0.5 < \epsilon < 1$  pour les autres cas avec  $\sigma_{\text{lim}}' \leq \bar{\sigma}_{b0}'$

Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 275 = 68.5 \text{ kg/cm}^2$$

Flexion simple ou flexion composée en traction (section rectangulaire) :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 275 = 137 \text{ kg/cm}^2$$

flexion composée avec compression : (M, N, e<sub>0</sub>)

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 > \frac{ht}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \text{ si } e_0 < \frac{ht}{2}$$

Contrainte de traction de référence C.C.B.A 68 Art 95

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0.018 + \frac{2.1}{\bar{\sigma}'_{28}(\text{bars})}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \left(0.018 + \frac{2.1}{275}\right) = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers :

\* Aciers doux ou ronds lisses : F<sub>2</sub>E24 :

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{\text{en}} = \frac{2}{3} (2400) = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

\* Aciers à haute adhérence : F<sub>2</sub>E40

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

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

\* Treillis soudés :

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

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

Contraintes admissibles imposées par la condition de fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \geq \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad (\text{C.C.B.A 68 Art 49})$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}f}{1+10\bar{\omega}f} ; \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k\eta\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

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

$k = 1.5 \cdot 10^6$  (site protégé ; fissuration peu nuisible).

$k = 1 \cdot 10^6$  (site intempéré ; fissuration préjudiciable).

$k = 0.5 \cdot 10^6$  (site agressif ; fissuration très préjudiciable).

$\eta$  - coefficient de fissuration:

( $\eta = 1$  pour les R.L ,  $\eta = 1.6$  pour les HA)

$$\bar{\omega}f = \frac{A}{B_f} ; \quad A - \text{section totale des barres tendues.}$$

$B_f$  - section du béton entourant ces barres tendues.

## CHARGES ET SURCHARGES

### Charges permanentes :

#### a/- Plancher terrasse (H.D.P) :

carrelage (2cm) : $0,02 \times 2200$	= 44 kg/m <sup>2</sup>
mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 2000$	= 40 "
forme de pente (1%)	= 80 "
isolation liege (4cm) : $0,04 \times 400$	= 16 "
hourdis + table de compression (16+4)	= 265 "
enduit plâtre	= 21 "

#### b/- Plancher terrasse (C.T) : $G = 466 \text{ kg/m}^2$

protection gravier (5cm) : $0,05 \times 1800$	= 90 kg/m <sup>2</sup>
multicouches	= 10 "
forme de pente (1%)	= 80 "
isolation liege (4cm)	= 16 "
hourdis + table de compression (16+4)	= 265 "
enduit plâtre	= 21 "

#### c/- Plancher courant (HDP) $G = 482 \text{ kg/m}^2$

carrelage (2cm)	= 44 kg/cm <sup>2</sup>
mortier de pose (2cm)	= 40 "
Sable (3cm) : $0,03 \times 800$	= 54 "
isolation phonique	= 10 "
hourdis + table (16+4)	= 265 "
enduit plâtre	= 21 "
cloisons	= 75 "

$$G = 509 \text{ kg/m}^2$$

#### d/- Plancher R.D.C (H.D.P et C.T) :

dalle flottante en beton armé.

### Surcharges d'exploitation :

HDP : - terrasse accessible : 175 kg/m<sup>2</sup>.  
- Plancher courant : 175 kg/m<sup>2</sup>.

C.T : - terrasse non accessible : 100 kg/m<sup>2</sup>.  
- plancher (automatique) : 600 kg/m<sup>2</sup>.  
- plancher courant (bureaux) : 250 kg/m<sup>2</sup>.



## PRE DIMENSIONNEMENT

### Poutres:

On a d'après P. CHARON (page 364)  $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

où :  $h_t$  : hauteur de la poutre.

$l$  : plus grande portée dans le sens considéré.

#### a/- H.D.P :

On a  $l = 370 \text{ cm}$  dans les deux sens

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,6 \leq h_t \leq 37 \text{ cm.}$$

Le RPA 81 préconise que  $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm en zone II.} \\ h_t/b \leq 3 \end{array} \right.$

#### b/- C.T :

sens transversal :  $l_3(\text{niveau 3}) = 1200 \text{ cm}$

$$l_1 = l_2 = 600 \text{ cm}$$

$$\frac{l_3}{15} \leq h_{t3} \leq \frac{l_3}{10} \Rightarrow 80 \leq h_{t3} \leq 120 \text{ cm}$$

$$\frac{600}{15} \leq h_{t2} = h_{t1} \leq \frac{600}{10} \Rightarrow 40 \leq h_{t1} = h_{t2} \leq 60$$

On prend :

#### 1/- H.D.P :

- sens longitudinal :  $h_t = 30 \text{ cm}$ ,  $b = 25 \text{ cm}$

- sens transversal :  $h_t = 35 \text{ cm}$ ,  $b = 25 \text{ cm}$ .

#### 2/- C.T

- sens Longitudinal :  $h_t = 35 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

- sens transversal:

. niveau 3 :  $h_t = 100 \text{ cm}$ ,  $b = 40 \text{ cm}$

. niveaux 1 et 2 :  $h_t = 50 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

### Poteaux:

Les poteaux seront dimensionnés suivant la formule

donnée par le RPA 81 :  $A_{pot} \geq k \frac{N}{\sigma_{28}}$

Avec :  $k = 4$  en zone II

$N$  : effort normal

Après avoir fait une descente de charges, On adopte :

\* pour les poteaux de H.D.P une section :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$

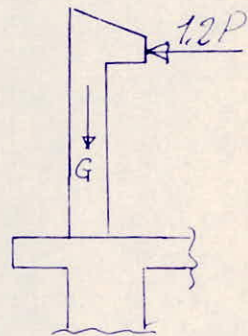
\* pour les poteaux de la C.T une section :  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ .

## ACROTERE

dimensions de l'acrotèreépaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ hauteur  $h_t = 100 \text{ cm}$ largeur  $b = 100 \text{ cm}$ 

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

La section dangereuse (plus sollicitée) se trouve à l'encastrement.

- Poids propre :  $0,15 \times 1 \times 1 \times 2500 = 375 \text{ kg}$  pour une bande de  $1 \text{ m}$ .- Surcharge majorée due à l'application horizontale de la main courante :  $1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/m}$ .Calcul des efforts :Le calcul se fera pour une section rectangulaire  $b \times h_t = 100 \times 15 \text{ cm}^2$  soumise à la flexion composée (section d'encastrement).Effort normal de compression :  $N = G = 375 \text{ kg/m}$ Moment de flexion :  $M = 1,2P \times b \times h_t = 120 \text{ kg m}$ .excentricité  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120 \cdot 10^2}{375} = 32 \text{ cm}$ .

$$\frac{h_t}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 32 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement compriméeCalcul des aciers (méthode de CHARON) :

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment

fictif  $M_f = N \times f$  avec  $f = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 32 + \left(\frac{15}{2} - 2\right)$ 

$$f = 37,5 \text{ cm}$$

f : distance entre le centre de gravité des aciers tendus et le centre de pression.

$$M_f = 37,5 \times 375 = 14062,5 \text{ kg cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 14062,5}{2800 \times 100 \times 15^2} = 0,0045 \text{ tableau} \rightarrow (k=148, \epsilon=0,94693)$$

On a  $k=148 > \bar{k} = \frac{\sigma_a}{\sigma'_a} = \frac{2800}{137} = 20,4 \Rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{14062,5}{2800 \times 0,9693 \times 13} = 0,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

La section finale est  $A_2 = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,14 - \frac{375}{2800} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

x- La section imposée par la condition de non fragilité est :  $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$  (CCBA68 Art 52).

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 > A_2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

On prend donc  $A = 1,26 \text{ cm}^2$  soit 5 T6 par mètre linéaire espacés de 20 cm

Verification de la fissuration :

il faut que :  $\text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$

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

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \eta}{\phi} \times \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \bar{\sigma}_2 = 2,4 \frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}$$

soit  $k = 10^6$  (fissuration préjudiciable)

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

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 0,0035$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{6} \frac{0,0035}{1 + 0,035} = 902 \text{ bars} = 919 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \times 5,9}{6}} = 3010,4 \text{ bars} = 3067,5 \text{ kg/cm}^2$$

On a  $\bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_a \Rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Verification à l'effort tranchant :

il faut vérifier que :  $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M_f}{z}$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 13 = 11,38 \text{ cm.}$$

$$T = 1,2P = 120 \text{ kg.}$$

$$\frac{M}{z} = \frac{-14062,5}{11,38} = -1235,72$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,41 \times 2800 = 3948$$

$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \Rightarrow$  les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction.

### Vérification du séisme local de l'acrotère :

D'après le RPA 81 Art 3.3.9, on doit vérifier le séisme local dans les éléments de structure secondaires.

L'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

où :  $W_p$  : poids de l'élément (375 kg/ml)

$$Z = \frac{A(\text{groupe II, zone II})}{A(\text{groupe II, zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

avec A coeff. d'accélération des zones donné par le tableau 1° du RPA 81, Art 3.3.1.1.

$C_p = 0,8$  pour une console d'après tableau 4° du RPA 81.

$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A(\text{groupe d'usage 2})}$$

notre bâtiment est à usage d'habitation  $\Rightarrow$  groupe d'usage 2

donc  $I = 1$

$$\text{d'où } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \times 1 \times 0,8 \times 375 = 180 \text{ kg/ml}$$

or  $F_p = 180 \text{ kg} > 1,2P = 120 \text{ kg}$  (Force de calcul), on doit donc faire la vérification pour  $F_p = 180 \text{ kg}$ .

On a  $N = 375 \text{ kg}$ .

$$M = 180 \times 1 \times 1 = 180 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{180 \cdot 10^2}{375} = 48 \text{ cm}$$

$$f = 48 + \left( \frac{15}{2} - 2 \right) = 53,5 \text{ cm}$$

$$M_f = 53,5 \times 375 = 20062,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 20062,5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0064 \text{ tableau} \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9635 \\ k = 122 \end{cases}$$

$$k = 122 > \bar{k} = 20,43 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{20062,5}{2800 \times 0,9635 \times 13} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{section finale } A_2 = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,57 - 0,13 = 0,44 \text{ cm}^2$$

On a pris  $A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\rightarrow$  donc c'est vérifié.

## CALCUL DES POUTRELLES

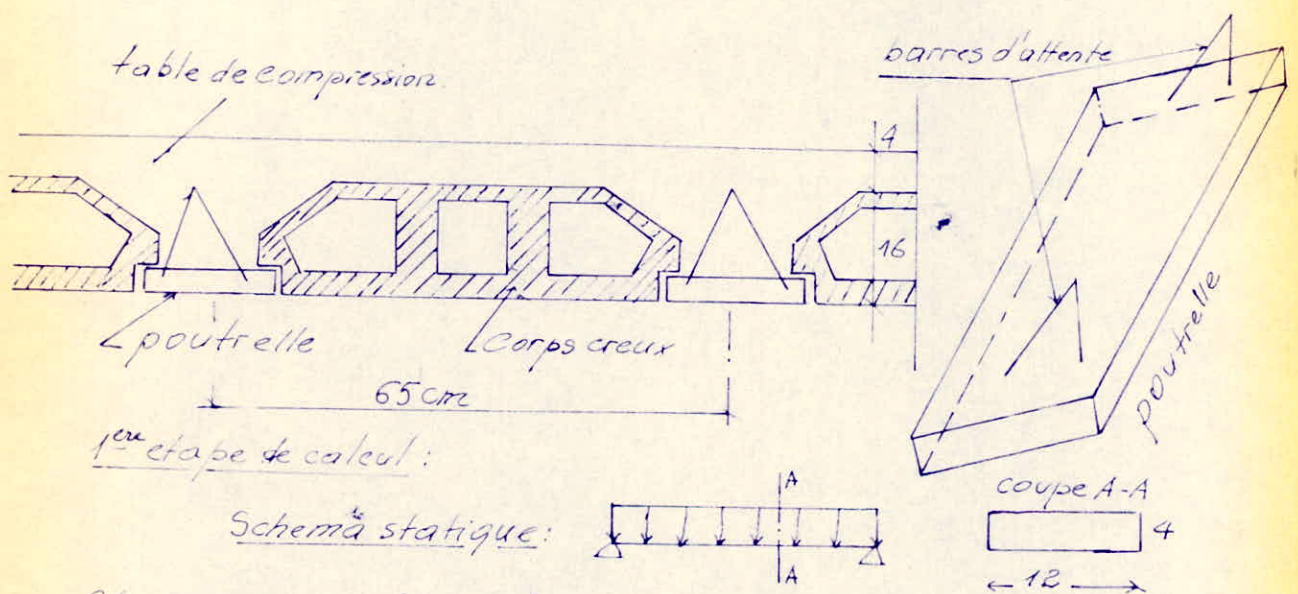
On a un plancher à corps creux (16+4).

Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier, elles possèdent des barres en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et la table de compression.

Le calcul se fera en deux étapes:

1<sup>ère</sup> étape: avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le hourdis.

2<sup>ème</sup> étape: après coulage de la table de compression, la poutrelle travaille comme poutre en T reposant sur plusieurs appuis.



Charges supportées par la poutrelle:

Charges permanentes: - poids propre:  $0,12 \times 0,04 \times 1 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$

- Corps creux:  $0,65 \times 1 \times 95 = 62 \text{ ''}$

Surcharge (due à l'ouvrier)  $= 100 \text{ ''}$

$$q = G + 1,2P = 74 + 1,2 \times 100 = 194 \text{ kg/ml}$$

Calcul des efforts:

$$\text{Moment en travée: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{194 \times 3,7^2}{8} = 332 \text{ kg.m.}$$

$$\text{Effort tranchant max: } T^{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{194 \times 3,7}{2} = 358,9 \text{ kg.}$$

Détermination des armatures : (méthode de P. CHARON)

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

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 332 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 2^2} = 3,705 \quad \left. \begin{array}{l} k = 1,25 \\ \varepsilon = 0,692 \end{array} \right\}$$

$$\text{Or a } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{1,25} = 2240 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés sont nécessaires. Cependant on ne peut pas placer ces armatures du fait que la section du béton est trop faible. Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape : calcul de la poutrelle en T.

Détermination de la largeur de la table de compression :

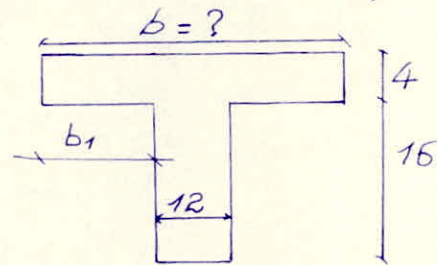
(CCBA 68 Art. 23.31)

$$h_0 = 4 \text{ cm.}$$

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

$$h = 18 \text{ cm}$$

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



Il faut que  $b_1$  vérifie les trois conditions suivantes :

1.  $b_1 \leq \frac{l}{2}$ ,  $l$  étant la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

2.  $b_1 \leq \frac{L}{10}$ ,  $L$  étant la portée libre de la poutrelle (entre nus d'appuis).

3.  $b_1 \leq (6 \text{ à } 8) h_0 = \frac{2}{3} x$ ,  $x$  étant la distance entre points de moments nuls de la section considérée.

$$l = 65 - 12 = 53 \text{ cm} \rightarrow \frac{l}{2} = 26,5 \text{ cm} \geq b_1$$

$$L = 370 \text{ cm (H.D.P.)}, 360 \text{ (C.T.)} \rightarrow \frac{L}{10} = \begin{cases} 37 \text{ cm (H.D.P.)} \\ 36 \text{ cm (C.T.)} \end{cases} \geq b_1$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow 6h_0 = 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 8h_0 = 32 \text{ cm}$$

On prend donc  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{b = 65 \text{ cm.}}}$$

Calcul des poutrelles:A - poutrelles H.D.P.:1 - poutrelles reposant sur 7 appuis

Les planchers sont à surcharges modérées ( $P < 2G$ ), de plus les travées sont toutes égales, on applique donc la méthode forfaitaire du CCBA 68 Art 55.

1.1 - poutrelles plancher terrasse:

- poids propre :  $466 \text{ kg/m}^2$

- surcharge :  $175 \text{ kg/m}^2$

$$q = 466 + 1,2 \times 175 = 675 \text{ kg/m}^2.$$

$$q/\text{ml de la poutrelle} = 0,65 \times 675 = 439,4 \text{ kg/ml.}$$

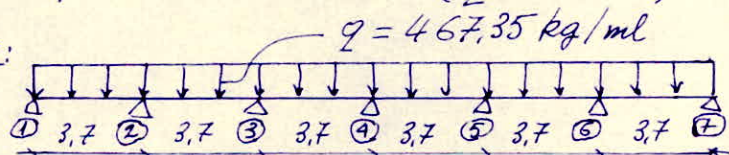
1.2 - poutrelles plancher courant:

- poids propre :  $509 \text{ kg/m}^2$

- surcharge :  $175 \text{ kg/m}^2$

$$q = 0,65 (509 + 1,2 \times 175) = 467,35 \text{ kg/ml.}$$

N.B : On fera les calculs pour les poutrelles plancher courant ( $q = 467,35$ ), et on adoptera le même ferrailage pour les poutrelles plancher terrasse ( $q = 439,4 \text{ kg/ml}$ ).

Schema statique:

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{467,35 \times 3,7^2}{8} = 799,75 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

Distribution du moment  $M_0$  sur les appuis et les travées.Moments aux appuis:

$$M_1 = M_7 = -0,2 M_0 = -159,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_6 = -0,5 M_0 = -399,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

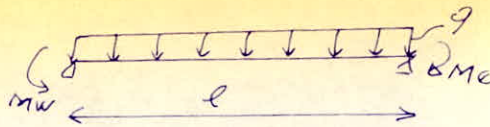
$$M_3 = M_4 = M_5 = -0,4 M_0 = -319,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Moments en travées:

$$M_{1-2}^t = M_{6-7}^t = 0,81 M_0 = 647,8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{3-4}^t = M_{4-5}^t = 0,75 M_0 = 599,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2-3}^t = M_{5-6}^t = 0,705 M_0 = 563,82 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Effortstranchants :

$$T_w = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

- travée 1-2 :  $T_w = 799,75 \text{ kg}$  ;  $T_e = 929,45 \text{ kg}$ .

- travée 2-3 :  $T_w = 886,22 \text{ kg}$  ;  $T_e = 842,98 \text{ kg}$ .

- travée 3-4 :  $T_w = T_e = 864,60 \text{ kg}$ .

Calcul des armatures :

a- section en travée :

$$M^{\max} = 0,81 M_0 = 647,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 647,8 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0165$$

$$\mu = 0,0165 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1705 \\ \epsilon = 0,9432 \\ k = 73 \end{cases}$$

position de l'axe neutre :  $y = \alpha h = 0,1705 \times 18 = 3,07 < h_0 = 4 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section

se calculera donc comme une section rectangulaire :  $b \times h$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{73} = 38,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{647,8 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9432 \times 18} = 1,36 \text{ cm}^2$$

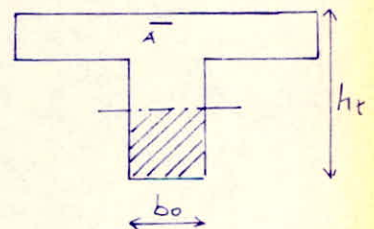
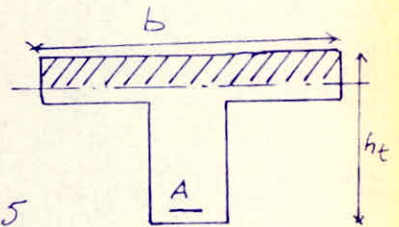
On adoptera donc 2T10 ( $A = 1,56 \text{ cm}^2$ ).

b- section en appui :

$$M^{\max} = -399,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 399,88 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0551$$

$$\mu = 0,0551 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,2941 \\ \epsilon = 0,902 \\ k = 36 \end{cases}$$





position de l'axe neutre:  $y = \alpha h = 0,2941 \times 18 = 5,29 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$   
 donc l'axe neutre tombe dans la nervure, la section se calculera  
 comme une section rectangulaire:  $b_0 \times h_t = 12 \times 20 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{36} = 77,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  pas d'aciers comprimés ( $A' = 0$ ).

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{39988}{2800 \times 0,902 \times 18} = 0,88 \text{ cm}^2$$

On prend 1  $\bar{A}_2$  ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ ).

verification des contraintes:

- en travée:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 1,13}{65 \times 18} = 0,133 \rightarrow k = 68$$

$$\epsilon = 0,9398$$

$$\sigma'_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{647,8 \cdot 100}{1,13 \times 0,9398 \times 18} = 2454,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\rightarrow$  vérifiée)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2454,75}{68} = 36,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}.$$

- en appui:

$$\omega = \frac{100A}{b_0 h} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,5231 \rightarrow k = 31,1$$

$$\epsilon = 0,8915$$

$$\sigma'_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{399,88 \cdot 10^2}{1,13 \times 0,8915 \times 18} = 2205,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifiée)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2205,25}{31,1} = 70,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}.$$

Verification de la condition de non fragilité (CCBA68. Art. 52):

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

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

- en travée:

$$0,69 \times 65 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,13 < A_e = 1,56 \text{ (vérifiée)}.$$

- en appui:

$$0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_a = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}.$$

Verification de la fissuration :

On a :  $k = 1,5 \cdot 10^6$  (fissuration peu nuisible)

$$\eta = 1,6 \text{ (aciers HA)}$$

- en travée :  $\phi = 10$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{1,57}{2 \times 2 \times 12} = 0,0327$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \frac{0,0327}{1 + 0,327} = 6020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_0} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \times 5,9} = 2910 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_1 = 6020 > \bar{\sigma}_a = 2800$$

donc la fissuration est vérifiée.

- en appui :  $\phi = 12 \text{ mm}$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{1,13}{2 \times 2 \times 12} = 0,0235$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{12} \times \frac{0,0235}{1 + 10 \times 0,0235} = 3870 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2650 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_1 = 3870 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Verification de la flèche (CCBA 68 Art 58.4) :

Le règlement préconise qu'il est inutile de vérifier les flèches des planchers à corps creux, si les 3 conditions suivantes sont vérifiées.

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \text{ avec : } M_t : \text{moment en travée}$$

$M_0$  : moment isostatique en travée.

$$\text{on a : } \frac{h_t}{l} = \frac{20}{370} = 0,0541 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{467,8}{15 \times 799,75} = 0,039 \text{ (vérifiée)}$$

$$2. \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\text{on a : } \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,56}{12 \times 18} = 0,0073 < \frac{36}{4200} = 0,0086 \text{ (vérifiée)}$$

$$3. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\text{on a : } \frac{h_t}{l} = 0,0541 > 0,044 \text{ (vérifiée)}$$

Verification de l'adhérence (cc.BA 68 Art 29):

Il faut qu'on ait :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} \quad \text{avec : } T = T_{\max} \text{ à l'appui.}$$

$n$  : nombre de barres isolées

$p$  : perimetre utile.

$$z = (7/8) l_e.$$

Or a :  $n = 1$  ,  $z = \frac{7}{8} \times 18 = 15,75 \text{ cm}$ .

$$T = 929,45 \text{ kg.} \quad , \quad p = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

d'où  $\tau_d = \frac{929,45}{3,77 \times 15,75} = 15,65 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \psi_d = 1,5 \text{ (aciens HA).}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 15,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifiée}).$$

Calcul des armatures transversales :

les armatures transversales seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum.

$$\bar{z}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{929,45}{12 \times 15,75} = 4,92 \text{ kg/cm}^2$$

Or a :  $\bar{z}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b$  si  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

$$\left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{Or } \sigma'_b = 70,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{z}_b = \left(4,5 - \frac{70,91}{68,5}\right) \times 5,9 = 20,44 \text{ kg/cm}^2$$

Or a  $\bar{z}_b = 4,92 < \bar{z}_b = 20,44 \text{ kg/cm}^2$

On utilise des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. Ces armatures seront constituées en  $\phi_6$  FeE24.

On prend 2 brins  $\rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

- Contrainte de traction admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \beta = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{z}_b}{9 \bar{\sigma}'_{b0}}\right)$$

$$1 - \frac{4,92}{9 \times 68,5} = 0,907$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,907 \times 2400 = 2176,8 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement admissible des Armatures transversales:

l'espacement ne doit pas dépasser l'espacement admissible donné par le CCBA Art 52.12.

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{v_b}{\sigma_b}\right) h = 13,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \bar{t} = 13,5 \text{ cm}.$$

$$t \leq A_t \geq \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 0,56 \times 15,75 \times \frac{2176,8}{929,45} = 20,7 \text{ cm}.$$

On adoptera un espacement de 12 cm ( $t = 12 \text{ cm}$ ).

le 1<sup>er</sup> cours d'armatures transversales est à  $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$  de l'appui

pour les autres espacements, on applique la série de Caquot tout en respectant l'article 25-12 du CCBA qui recommande un espacement  $t \leq h = 18 \text{ cm}$ .

Ferraillage de la table de compression (CCBA 68 Art 58):

la table de compression sera armée par un quadrillage (treillis soudé) en  $\phi_6$ . Cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et les 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de 20 x 20 en  $\phi_6$  ( $A = 1,41 \text{ cm}^2$ ).

On doit vérifier que:

$$\cdot 50 \leq l \leq 80 \text{ cm} \quad \text{or } l = 65 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\cdot A_L \geq \frac{43}{\sigma_{en}} l, \quad \text{ona } A_L = 1,41 > \frac{43}{5300} \times 65 = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\cdot A_{||} \geq \frac{A_L}{2} \quad \text{or } A_{||} = A_L = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ donc c'est vérifié.}$$

Remarque:

Pour les poutrelles reposant sur 5 appuis (poutrelles plancher terrasse) on adoptera le même ferraillage que celui des poutres reposant sur 7 appuis.

(suite page 17)

## ESCALIERS

Notre escalier est constitué de deux poutres dalles inclinées et d'un palier intermédiaire situé à mi-étage et de deux paliers courants au niveau des étages.

Schema adopté est le suivant :



Nous décomposons cet escalier en deux parties.

Nous étudierons la volée ABC et nous adopterons le même ferrailage pour la volée ADE.

Pour avoir un tracé correct d'escalier, les dimensions de marche et contre marche doivent vérifier la condition empirique de Blondel:

$$59 \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm}$$

avec :  $g$  : distance horizontale qui sépare 2 rez de marche consécutifs ou 2 contre marches

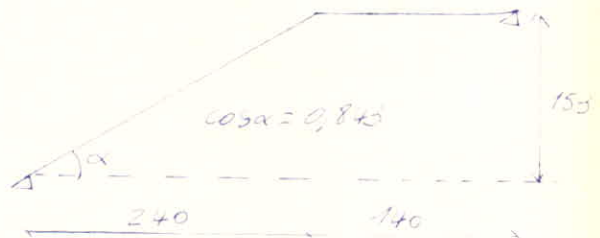
$h$  : différence de hauteur entre 2 marches successives.

On a 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$

9 contremarches avec  $h = 14 \text{ cm}$

$$59 < g + 2h = 64 \leq 64$$

c'est vérifié.



Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier

$e \geq 12 \text{ cm}$  pour ne pas avoir le problème de flèche.

On prend  $e = 15 \text{ cm}$  pour la paillasse.

$e = 16 \text{ cm}$  pour le palier.

Charges et surcharges par mètre linéaire projeté :

Paillasse : dalle :  $0,15 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 2500 = 1875 \text{ kg/ml}$

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

revêtement } mortier (2cm) = 40 " "

carrelage (2cm) = 44 "

garde corps = 50 "

$$G_1 = 165,8 \text{ kg/ml}$$

Palier : - dalle :  $0,16 \times 1,0 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml}$

- revêtement - - - - - = 84 "

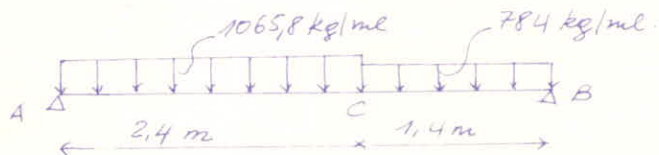
$$G_2 = 484 \text{ kg/ml}$$

surcharge majorée :  $S = 1,2 \times 250 \times 1,0 = 300 \text{ kg/ml}$

$$q(\text{pailleasse}) = G_1 + S = 765,8 + 300 = 1065,8 \text{ kg/ml}$$

$$q(\text{palier}) = G_2 + S = 484 + 300 = 784 \text{ kg/ml}$$

Calcul



Calcul des réactions :  $R_A = 1952,35 \text{ kg}$

$$R_B = 1703,17 \text{ kg}$$

Détermination des efforts M et T :

$$M(x) = 1952,35x - 1065,8 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour la zone AC } (x \leq 2,4)$$

$$x=0 \rightarrow M=0 \quad ; \quad x=2,4 \rightarrow M = 1616,2 \text{ kg.m}$$

pour  $x = 1,83$  le moment est maximum  $M_{\max} = 1788,2 \text{ kg.m}$

pour la zone BC le moment maximum est  $1616,2 \text{ kg.m}$ .

$$T_A = R_A = 1952,35 \text{ kg}$$

$$T_B = R_B = 1703,17 \text{ kg}$$

Calcul des armatures :

$$\left. \begin{array}{l} \text{on a } M_{\max} = 1788,2 \text{ kg.m} \\ T_{\max} = 1952,35 \end{array} \right\} \text{zone AC } (e = 15 \text{ cm})$$

On calcule les armatures pour la pailleasse et on adoptera le même ferrailage pour le palier (zone BC).

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1788,2 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0567 \rightarrow \begin{cases} k = 35,4 \\ \epsilon = 0,901 \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } \bar{\sigma}_b' : \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,4} = 79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\text{Aciers tendus : } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1788,2 \cdot 10^2}{2800 \times 0,901 \times 13} = 5,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la largeur de la voûte est de  $110 \text{ cm} \Rightarrow A = 5,45 \times 1,1 \approx 6 \text{ cm}^2$

On prend 8 T10 (soit  $A = 6,28 \text{ cm}^2$ ).

Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{3}$$

$$A = 6,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,4 \leq A_r \leq 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_r = 4T_8$  avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales :

on a  $T_{\max} = 1952,35 \text{ kg}$ .

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot s} = \frac{1952,35}{100 \times \frac{1}{8}(13)} = 1,72 < 1,15 \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on dispose des armatures transversales constructives.

Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 6,28}{110 \times 13} = 0,439 \rightarrow \begin{matrix} k = 34,5 \\ \epsilon = 0,899 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1788,2 \cdot 10^2}{6,28 \times 0,899 \times 13} = 2436,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2436,5}{34,5} = 70,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\rightarrow$  les contraintes sont vérifiées.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{b \cdot h}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} \bar{\sigma}_b = 0,69 \times 110 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,39 \text{ cm}^2$$

or  $A = 6,28 \text{ cm}^2 > 1,39 \text{ cm}^2$  (vérifiée).

Vérification de la flèche

$$\text{il faut que : } \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}}$$

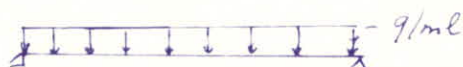
$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,28}{110 \times 13} = 0,0044 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} = \frac{43}{4200} = 0,0102 \text{ (vérifiée)}$$

Remarque :

Pour le calcul de la poutre palière, on calcule son poids propre par mètre linéaire que l'on additionne à la réaction résultante à l'appui A ( $R_A = 1952,35 \text{ kg}$ ).

soit finalement  $q/m$  appliquée sur la poutre palière :

$$q = 0,25 \times 0,35 \times 2,5 + \frac{1952,35}{1} = 1,78 \text{ t/ml}$$



## ETUDE AU SEISME

### GENERALITES

Le séisme par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ), ces accélérations résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont l'intensité est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions, et par conséquent elles doivent être construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.

### Recommandations pour la conception des bâtiments dans les zones sismiques :

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de hauteur avec sa largeur.
- éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie et les éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au séisme.
- éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armatures.
- autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- assurer l'indeformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

### Règlement utilisé :

Nous allons faire l'étude au séisme avec les règles parasismiques algériennes (RPA81) et ceci dans le but de faire une étude basée sur les observations et l'analyse déjà faites sur la sismicité de l'ALGERIE par les experts qui ont participé à l'élaboration de ce document.



Principe de calcul :Methode Statique :

le calcul sera fait en substituant aux effets dynamiques réels, qui se développent dans la construction, des sollicitations statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux d'inertie du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute fois que les forces sismiques équivalentes données par la methode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême, et c'est pourquoi l'utilisation de cette methode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la structure de :

- ductilité suffisante

- capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

Pour calculer l'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des axes principaux, on utilise la formule du (RPA81 Art 3.3.1) :

$$V = (A \cdot B \cdot D \cdot Q) W$$

avec : A : coefficient d'accélération des zones .

B : facteur de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : représente la totalité des charges permanentes (poids propre de structure, poids des remplissages, des revêtements et le poids des équipements fixes).

N.B : le poids des équipements fixes est estimée à 20% des surcharges.

## CALCUL DES RIGIDITÉS

Ce calcul des rigidités nous aide à calculer le facteur de qualité ( $Q$ ), qui est lié directement aux critères de pénalités c'est à dire le critère de régularité en élévation (à chaque étage, la rigidité totale en translation et la rigidité totale en torsion ne doivent pas varier de plus de 15% par rapport à celles des étages qui lui sont adjacents).

Méthode utilisée : Méthode de MUTO.

Cette méthode permet aussi le calcul des contraintes dans les différents éléments d'une structure composée de portiques et sollicitée par des forces horizontales.

Conditions d'application :

- cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques autostables reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent) soit triangulaire (cas du séisme).
- Pour obtenir une bonne précision, il faut que la raideur ( $I/e$ ) des poutres ne soit pas trop faible devant celle des poteaux ( $I/l_c$ ) on doit avoir  $K \geq 0,2$  pour tous les nœuds de l'ossature.
- Les raideurs ( $I/e$ ) des travers adjacents d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0,5 et 2).
- La raideur ( $I/l_c$ ) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2).
- Les poteaux tels que  $K < 0,2$  doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

Resume de la methode de RUTO:Calcul de la rigidite de niveau:  $R_j$ 

On appelle rigidite de niveau ( $R_j$ ), la resistance du portique pour laquelle l'effort tranchant de niveau  $T_j$  (somme des forces agissant sur un portique au dessus du niveau  $j$ ) produit un déplacement relatif égal à l'unité.

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j}$$

soient:  $t_j^{(i)}$  l'effort tranchant de niveau ( $j$ ) revenant au poteau ( $i$ )  
 $r_j^{(i)}$  rigidite d'un poteau ( $i$ ) du niveau ( $j$ )

$$t_j^{(i)} = \frac{T_j}{\delta_j} \quad , \quad \text{or } T_j = \sum_{i=1}^n t_j^{(i)} = R_j \times \delta_j$$

$$\Rightarrow R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)}$$

Calcul de  $r_j^{(i)}$ :

$$r_j^{(i)} = 12 \frac{E}{h_j^3} a_j^{(i)} k_j^{(i)}$$

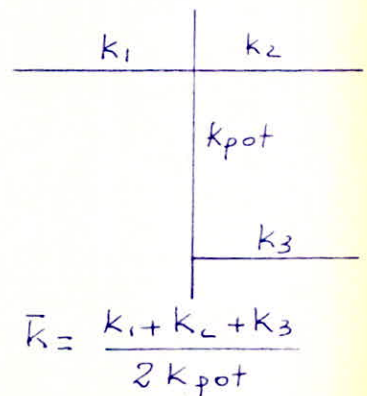
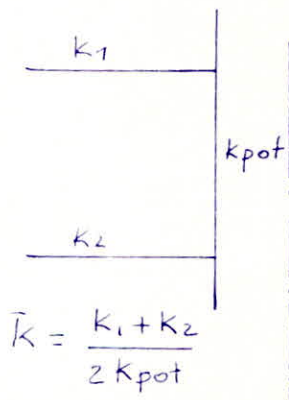
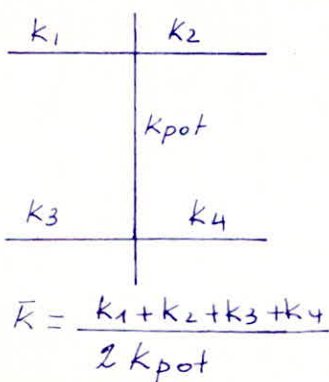
avec:  $E = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{12 \times 275} = 381500 \text{ kg/cm}^2$

$a_j$ : coefficient de correction qui tient compte de la position du poteau et de sa liaison avec les poutres.

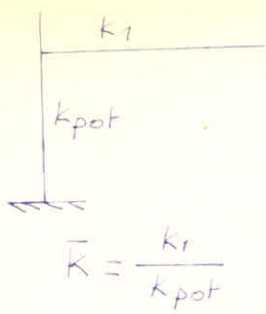
$k_j^{(i)}$ : rigidite lineaire du poteau ( $i$ ) au niveau ( $j$ )

calcul de  $a_j$ :

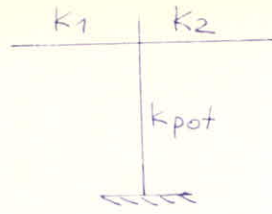
a) Etage courant:  $a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$



b/- R.D.C :  $a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$

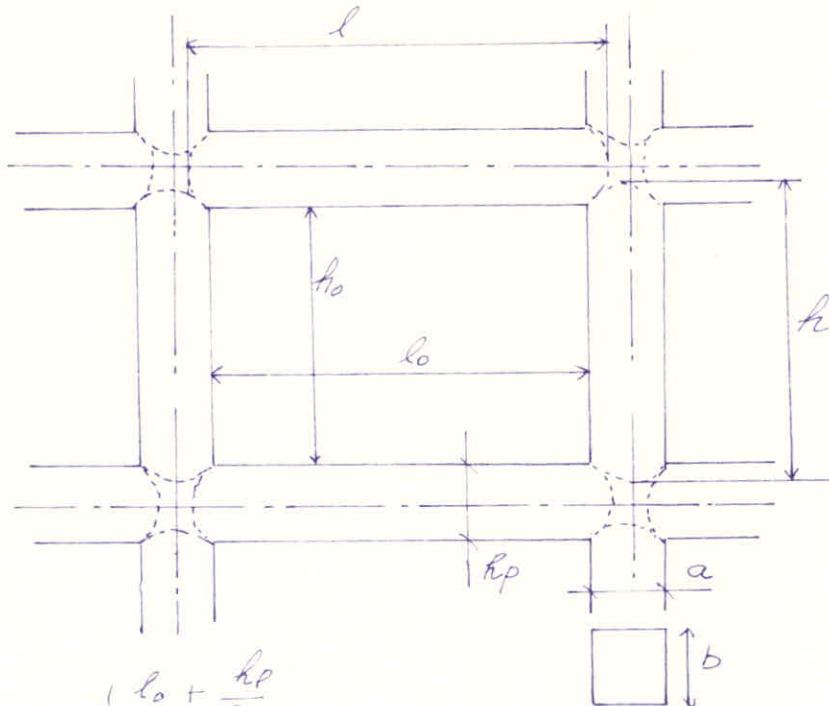
où  $k_i$  étant la rigidité linéaire de la poutre (i)  
 $k_{pot}$  : rigidité linéaire du poteau

Calcul des rigidités linéaires :  $k_{pot}$  et  $k_{poutre}$  :

$k_{poutre} = I/l$  où  $I$  et  $l$  étant respectivement le moment d'inertie et la longueur de la poutre considérée.

$k_{pot} = I/h$  où  $I$  et  $h$  étant respectivement le moment d'inertie et la hauteur du poteau considéré.

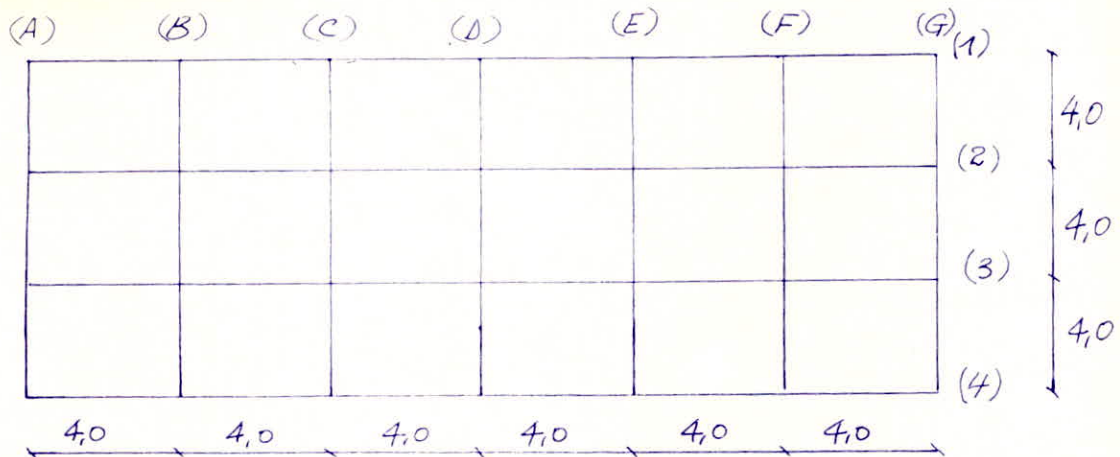
Longueurs des poutres et hauteurs des poteaux à considérer :



$$l = \min \left\{ \begin{array}{l} l_0 + \frac{h_p}{2} \\ l_0 + a \end{array} \right.$$

$$h = \min \left\{ \begin{array}{l} h_0 + \frac{a}{2} \\ h_0 + h_p \end{array} \right.$$

Notation des portiques:



1. Portiques transversaux

1.1. portiques A et G :

Poutres :  $b \times h_p = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

Poteaux :  $a \times b = 35 \times 35 \text{ cm}^2$

$$h = \min \begin{cases} h_0 + \frac{a}{2} \\ h_0 + h_p \end{cases}$$

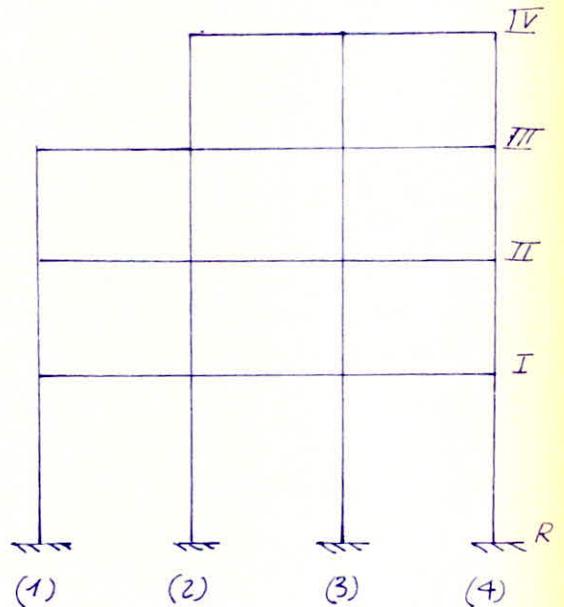
$$l = \min \begin{cases} l_0 + \frac{h_p}{2} \\ l_0 + a \end{cases}$$

On a  $h_0 = \begin{cases} 4,89 \text{ m} & \text{R-I} \\ 3,06 \text{ m} & \text{I-II, II-III, III-IV} \end{cases}$

$l_0 = 3,70 \text{ m}$   
 $\Rightarrow l = 3,88 \text{ m}$  et  $h = \begin{cases} 5,07 \text{ m} & \text{niveau R-I} \\ 3,24 & \text{autres niveaux.} \end{cases}$

$I_{\text{poutre}} = 893,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow k_{\text{poutre}} = 230,21 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

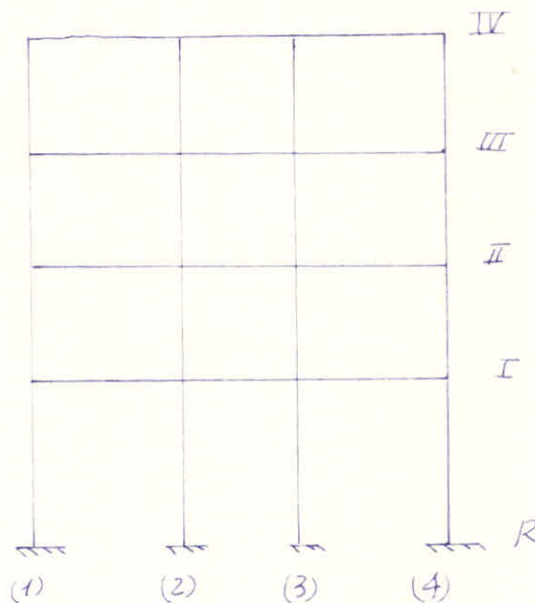
$I_{\text{poteau}} = 1250,52 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow k_{\text{poteau}} = \begin{cases} 246,65 \cdot 10^6 \text{ m}^3 & \text{R-I} \\ 385,96 \cdot 10^6 \text{ m}^3 & \text{les autres} \end{cases}$



portiques A et G :

Niveau	file de poteaux	h(m)	$K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a	$r_j$ (t/m)	$R_j$ (t/m)
R-I	(1) et (4)	5,07	246,65	0,93	0,49	215,25	966,42
	(2) et (3)	5,07	246,65	1,87	0,61	267,96	
I-II	(1) et (4)	3,24	385,96	0,60	0,23	387,13	2019,81
II-III	(2) et (3)	3,24	385,96	1,19	0,37	622,77	
III-IV	(2)	3,24	385,96	0,89	0,31	521,78	1531,68
	(3)	3,24	385,96	1,19	0,37	622,77	
	(4)	3,24	385,96	0,60	0,23	387,13	

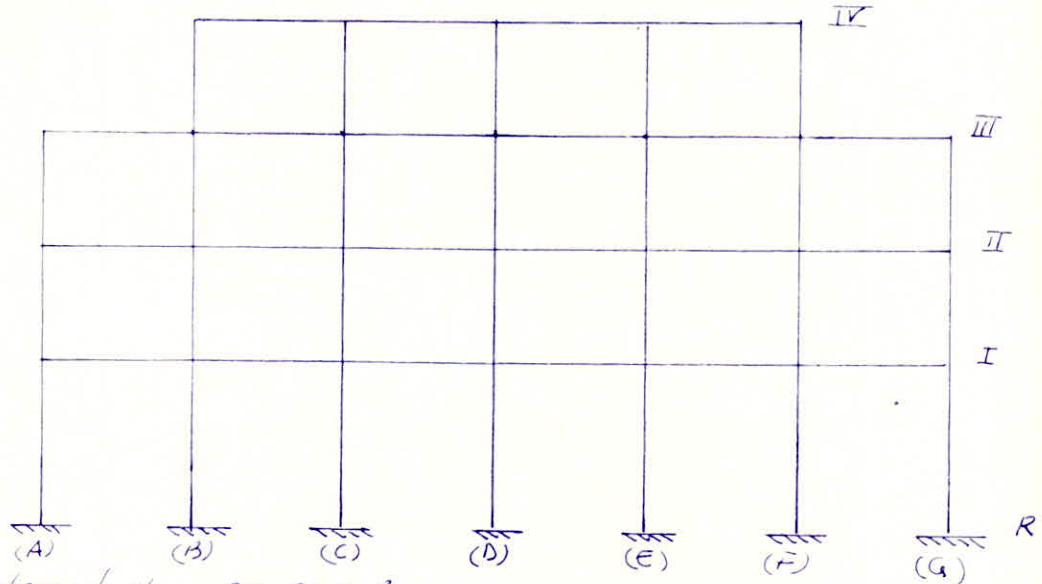
12 - portiques B, C, D, E et F :



Niveau	file de poteaux	h(m)	$K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a	$r_j$ (t/m)	$R_j$ (t/m)
R-I	(1) et (4)	5,07	246,65	0,93	0,49	215,25	966,42
	(2) et (3)	5,07	246,65	1,87	0,61	267,96	
I-II	(1) et (4)	3,24	385,96	0,6	0,23	387,13	2019,81
II-III III-IV	(2) et (3)	3,24	385,96	1,19	0,37	622,77	

## 2. Portiques Longitudinaux:

### 2-1 - portique 1 :



Poutres :  $b \times h_p = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

$$I_{\text{poutre}} = 562,50 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4, \quad K_{\text{poutre}} = 144,97 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Niveau	file de poteau	$h(\text{m})$	$K \cdot 10^{-6}$ ( $\text{m}^3$ )	$\bar{K}$	$\alpha$	$r_j(\text{t/m})$	$R_j(\text{t/m})$
R-I	A et G	5,07	246,65	0,59	0,42	184,50	1533,10
	B, C, D, E et F	5,07	246,65	1,18	0,53	232,82	
I-II	A et G	3,24	385,96	0,38	0,16	269,31	2810,92
II-III	B, C, D, E et F	3,24	385,96	0,75	0,17	454,46	
III-IV	B et F	3,24	385,96	0,56	0,22	370,30	2103,98
	C, D et E	3,24	385,96	0,75	0,27	454,46	

### 2-2 - portiques : 2, 3 et 4 :

Niveau	file de poteau	$h(\text{m})$	$K \cdot 10^{-6}$ ( $\text{m}^3$ )	$\bar{K}$	$\alpha$	$r_j(\text{t/m})$	$R_j(\text{t/m})$
R-I	A et G	5,07	246,65	0,59	0,42	184,50	1533,10
	B, C, D, E et F	5,07	246,65	1,18	0,53	232,82	
I-II	A et G	3,24	385,96	0,38	0,16	269,31	2810,92
II-III	B, C, D, E et F	3,24	385,96	0,75	0,27	454,46	
III-IV							

CALCUL DES RIGIDITES RELATIVES D'ETAGE :1. Rigidité relative transversale d'étage :

$$R_j^t = \sum R_j^e \quad (t/m)$$

$$R_j^e = \begin{cases} 266,42 \times 7 = 1864,93 & \text{niveau I} \\ 2012,81 \times 7 = 14089,67 & \text{niveaux II et III} \\ 2012,81 \times 5 + 2 \times 1531,68 = 13162,41 & \text{niveau IV.} \end{cases}$$

2. Rigidité relative longitudinale d'étage :

$$R_j^l = \sum R_j^l \quad (t/m)$$

$$R_j^l = \begin{cases} 1533,10 \times 4 = 6132,40 & \text{niveau I} \\ 2810,92 \times 4 = 11243,68 & \text{niveaux II et III} \\ 2810,92 \times 3 + 2103,93 = 10536,74 & \text{niveau IV.} \end{cases}$$



## CALCUL SISMIQUE

L'effort sismique horizontal agissant suivant chacune des axes principaux de la structure est donné par la formule suivante :

$$V = (A \cdot B \cdot D \cdot Q) \cdot W$$

### 1. Coefficient d'accélération de la zone : A

Il dépend du groupe d'usage et de la zone sismique :

$$0,05g \leq A \leq 0,35g$$

pour : groupe d'usage 2

- zone sismique II  $\Rightarrow A = 0,15g$  d'après tableau (1) RPA 81

### 2. Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Il dépend du type du sol et de la période du bâtiment.

On a une ossature autostable capable de reprendre à 100%

les forces horizontales, donc la période peut être déterminée par la formule suivante (RPA 81 Art 3.3.1.2.2) :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \quad \text{où : } H \text{ - hauteur totale du bâtiment}$$

(acrotère comprise)

L : longueur du bâtiment dans le sens considéré.

- sens transversal :

$$H = 15,07 \text{ m}$$

$$L_t = 12,4 \text{ m} \quad \Rightarrow T_t = 0,39 \text{ s}$$

- sens longitudinal :

$$L_l = 24,4 \text{ m}$$

$$H = 15,07 \text{ m} \quad \Rightarrow T_l = 0,27 \text{ s}$$

On a un sol ferme ( $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$ ) donc d'après le graphique du RPA 81 p. 37

le coefficient D est donné par :  $D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$

$$T_t = 0,39 \text{ s} \rightarrow D_t = 1,75$$

$$T_l = 0,27 \text{ s} \rightarrow D_l = 2,11$$

### 3. Facteur de comportement de la structure : B

Il est fonction du type de la structure et de la nature du contreventement :

On a un contreventement par portiques autostables donc d'après tableau (1) du RPA 81 On a :  $B = 0,25$ .

4- Facteur de qualité : Q

Il est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec} \quad 1 \leq Q \leq 1,6$$

$P_q$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

$P_1$ : critère des fils porteurs.

$P_2$ : critère de surabondance en plan.

$P_3$ : critère de symétrie en plan.

$P_4$ : critère de régularité en élévation.

$P_5$ : critère de contrôle de la qualité des matériaux.

$P_6$ : critère de contrôle de la qualité de construction.

- Sens transversal et sens longitudinal :

$$P_1 = P_2 = P_3 = 0 \quad \text{critères observés}$$

$$P_4 = P_5 = P_6 = 0,1 \quad \text{critères non observés}$$

$$\Rightarrow Q = 1,3$$

5- Poids de la structure soumis à l'action sismique : W

$$W = \sum_{j=I}^{IV} W_j$$

- plancher terrasse (IV) :  $G_{IV} = 242,45t$   
 $P_{IV} = 48,8t \Rightarrow W_{IV} = G_{IV} + 0,2 P_{IV}$   
 $W_{IV} = 252,21t$

- planchers courants (II et III) :

$$G = 310,12t$$

$$P = 52,95t \Rightarrow W_{II} = W_{III} = G + 0,2P = 320,71t$$

- plancher courant (I) :

$$G_I = 338,70t$$

$$P_I = 52,95t \Rightarrow W_I = G_I + 0,2 P_I = 349,29t$$

$$W = \sum_{j=I}^{IV} W_j = 1242,92t$$

L'effort sismique horizontal est :

- sens transversal :

$$V_t = 0,15 \times 0,25 \times 1,75 \times 1,3 \times 1242,92t = 106,64t$$

- sens longitudinal :

$$V_l = 0,15 \times 0,25 \times 2,11 \times 1,3 \times 1242,92t = 127,85t$$

## DISTRIBUTION EN HAUTEUR DES FORCES LATÉRALES SUR LES PLANCHERS

La force latérale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_k$$

avec :  $F_t$  force concentrée au sommet de la structure et est donnée par :  $0,07TV$  si  $T > 0,7s$   
 $0$  si  $T \leq 0,7s$ .

la partie restante de l'effort est distribuée sur la structure suivant la formule :  $F_k = (V - F_t) \cdot \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$

avec :  $F_k$  - effort horizontal au niveau  $k$ .

$W_k$  - charge au niveau  $k$ .

Dans notre cas on a  $T < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$

d'où  $F_k = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$

On a :  $V_t = 106,64t$

$V_R = 127,85t$

Niv.	$h_k (m)$	$W_k (t)$	$h_k W_k (t \cdot m)$	$F_k^t (t)$	$F_k^e (t)$
IV	14,07	252,21	3548,59	33,19	40,02
III	11,01	320,71	3531,02	33,02	39,82
II	7,95	320,71	2549,64	23,95	28,75
I	4,89	349,29	1708,03	15,99	19,26
$\Sigma$			11337,28		

CALCUL DES DEPLACEMENTS RELATIFS  $\delta_j = T_j^2 / R_j$

SENS TRANSVERSALE			
Niveau	$T_j (t)$	$R_j (t/m)$	$\delta_j (cm)$
I	106,04	6764,93	1,56
II	90,06	14138,67	0,63
III	66,21	14138,67	0,47
IV	33,19	13162,41	0,25

SENS LONGITUDINAL			
Niveau	$T_j (t)$	$R_j (t/m)$	$\delta_j (cm)$
I	127,85	6132,40	2,1
II	108,59	11243,68	0,96
III	79,84	11243,68	0,71
IV	40,02	10536,74	0,33

CALCUL DE LA PERIODE :

On calcule la période  $T$  par la formule analytique donnée par le RPA8 p.19 :  $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_j^2}{g \sum F_j \delta_j}}$

La valeur du facteur  $D$  obtenue par cette période ne devra pas être inférieure à 80% de celle obtenue en utilisant la formule empirique  $T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}}$

- sens transversal :

$$\begin{aligned} \sum W_i \delta_j^2 &= 1063,93 \\ \sum F_j \delta_j &= 261,57 \end{aligned} \Rightarrow T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1063,93}{9,81 \times 261,57}} = 0,45$$

- sens longitudinal :

$$\begin{aligned} \sum W_i \delta_j^2 &= 1940,17 \\ \sum F_j \delta_j &= 442,62 \end{aligned} \Rightarrow T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1940,17}{442,62 \times 9,81}} = 0,425$$

calcul des nouvelles valeurs de  $F_j^t$  et  $\delta_j$  :

$$\text{On a } T_e = 0,45 \Rightarrow D_e = 1,73 > 80\% \quad 1,75 = 1,4$$

$$T_e = 0,425 \Rightarrow D_e = 1,69 > 80\% \quad 2,11 = 1,68$$

$$D_e = 1,73 \Rightarrow V_e = 105,42 \text{ t}$$

$$D_e = 1,69 \Rightarrow V_e = 102,98 \text{ t}$$

sens transversal				
Niv	$F_j$ (t)	$T_j$ (t)	$R_j$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)
I	15,88	105,42	6764,93	1,56
II	23,71	39,54	14138,67	2,63
III	32,83	65,83	14138,67	0,47
IV	33	33	13162,41	0,25

sens longitudinal				
Niv	$F_j$ (t)	$T_j$ (t)	$R_j$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)
I	15,51	102,98	6132,40	1,68
II	23,16	37,47	11243,68	0,78
III	32,07	64,31	11243,68	0,57
IV	32,24	32,24	10536,74	0,31

## ETUDE AU VENT.

l'étude de la résistance et de la stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite sous l'action des surcharges normales et extrêmes.

Actions dues au vent. l'action globale du vent est donnée par:

$$q = q_0 \cdot K_s \cdot K_h \cdot \sigma / S \quad (\text{kg/m}^2)$$

$q_0$ : étant la pression dynamique de base qui dépend de la région où se trouve le lieu d'implantation du projet. elle obéit à la relation suivante:  $q_0 = \frac{v^2}{1630}$  avec  $q_0$  en  $\text{kg/m}^2$  et  $v$  en  $\text{m/s}$ .

notre construction sera implantée à Alger qui correspond à la région II, d'où une pression dynamique de base normale  $q_0 = 70 \text{ kg/m}^2$  pour le cas extrême  $q_0$  doit être multipliée par 1,75.

$K_s$ : Coefficient qui tient compte de la nature du site d'implantation de la construction (site exposé, normal ou protégé) On est en site normale  $\rightarrow K_s = 1$  (d'après NV65)

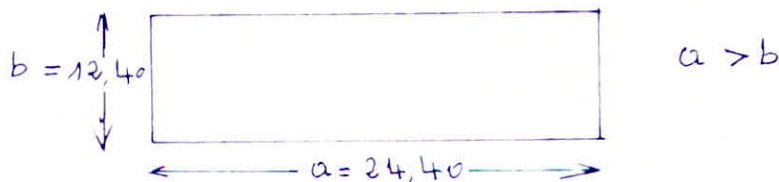
$K_h$ : effet de la hauteur au dessus du sol: l'action du vent est une fonction de l'altitude du point étudié par rapport au sol environnant. le coefficient  $K_h$  peut être donné par la relation:  $K_h = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

H (m)	0,00	4,89	7,95	11,01	14,07
$K_h$	0,750	0,882	0,955	1,021	1,082

remarque.  $\sigma$ : effet des dimensions.

pour  $H < 30 \text{ m} \rightarrow \sigma = 0,70$  (NV65)

$C$ : forme de la construction.



Pour le calcul on suppose que l'action du vent est toujours normale à l'une des quatre faces du bâtiment.

le coefficient  $C$  est positif dans le cas de surpression et négatif dans le cas de dépression.

actions extérieures.

face au vent:  $C_e = +0,8$  independ, de la forme du bâtiment.

face sous vent  $C_e = -(1,380 - 0,8) = -0,5$ .

actions intérieures.

surpression:  $C_i = 0,6(1,8 - 1,380)$

depression:  $C_i = -0,6(1,380 - 0,8)$

$\gamma_0 = f(\lambda_a, \lambda_b, a/b)$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{14,07}{24,40} = 0,577 > 0,5; \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{14,07}{12,40} = 1,135 > 0,5, \frac{b}{a} < 3$$

→  $\gamma_0 = 1$

Action résultante sur les parois.  $C = C_e - C_i$

action au vent:  $C_e - C_i = 0,8 - (-0,3) = 1,1$

action sous le vent:  $C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$

$\beta$ : Coefficient de majoration dynamique.

$\beta = \theta(1 + \xi \cdot Z)$  en vent normal.

$\xi$ : Coefficient de reponse donné en fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation; il dépend du type de la structure

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

pour  $T = 0,36$  seconde et  $T = 0,26$  on a respectivement  $\xi = 0,23$  et  $\xi = 0,18$  (d'après R III.3 NV65)

On prend dans les deux cas  $\xi = 0,23$ .

pour  $H < 30$  m →  $\theta = 0,70$

avec  $\theta$ : Coefficient global dépendant du type de la construction.

pour  $H = 14,07$  m →  $Z = 0,35$  (d'après NV65 R III.3)

d'où les Coefficients  $\beta$  et  $\beta'$ .

$$\beta = \theta(1 + \xi Z) = 0,70(1 + 0,23 \times 0,35) = 0,756 \quad (\text{Vent normal})$$

$$\beta' = (0,5 + \theta/2) \theta(1 + \xi Z) = 0,643$$

$\beta$  et  $\beta'$  sont inférieurs à 1 ( $\beta, \beta' < 1$ ), on prend  $\beta = \beta' = 1$ .

Action globale du vent:  $q$

l'action globale au sommet du bâtiment est:

$$q = q_0 \cdot k_s \cdot k_h \cdot s_c / \beta = \begin{cases} 0,70 \times 1 \times 1,082 \times 0,70 \times 0,8 \times 1 = 0,4241 \\ 0,70 \times 1 \times 1,082 \times 0,70 \times 1,1 \times 1 = 0,5832 \end{cases}$$

$$q = \begin{cases} 42,41 \text{ kg/m}^2 & (\text{face sous le vent}) \\ 58,32 \text{ kg/m}^2 & (\text{face au vent}) \end{cases}$$

- \* sur la face transversale du bâtiment:  $q_e = 58,32 \times 12,4 = 723,17 \text{ kg/ml}$  (au vent)  
 \* sur la face longitudinale du bâtiment:  $q_e = 58,32 \times 24,40 = 1423 \text{ kg/ml}$  (au vent)  
 \* sur la face transversale du bâtiment:  $q_e = 42,41 \times 12,40 = 525,88 \text{ kg/ml}$  (sous le vent)  
 \* sur la face longitudinale du bâtiment:  $q_e = 42,41 \times 24,40 = 1034,80 \text{ kg/ml}$  (sous le vent)  
 pour le cas du vent extrême  $q_e = 1,75 q_m$

au vent  $\left\{ \begin{array}{l} q_{et} = 1265,55 \text{ kg/ml} \\ q_{el} = 2490,25 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$

sous le vent  $\left\{ \begin{array}{l} q_{et} = 920,29 \text{ kg/ml} \\ q_{el} = 1810,90 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$

Pour pouvoir faire une comparaison entre le séisme et le vent (Vent extrême). On concentre les forces réparties précédentes du vent sur les différents planchers qui sont supposés infiniment rigides dans leur plan et on s'intéresse seulement aux faces au vent (cas le plus défavorable)

la force due au vent est donnée par  $F = q_e h$  ( $h$ : hauteur d'étage)

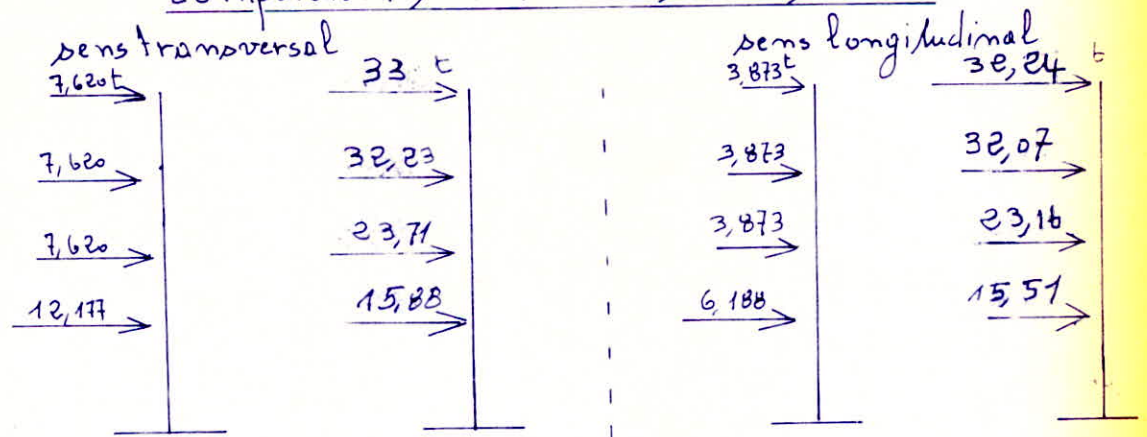
étage courant:  $F = 2490,25 \times 3,06 = 7,620 \text{ t}$

rez de chaussée:  $F = 2490,25 \times 4,89 = 12,177 \text{ t}$

étage courant:  $F = 1265,55 \times 3,06 = 3,873 \text{ t}$

rez de chaussée:  $F = 1265,55 \times 4,89 = 6,188 \text{ t}$

### Comparaison entre séisme et vent extrême



Conclusion. les forces dues au vent extrême sont très petites par rapport aux forces sismiques et donc le calcul sera fait sous les forces latérales dues au séisme.

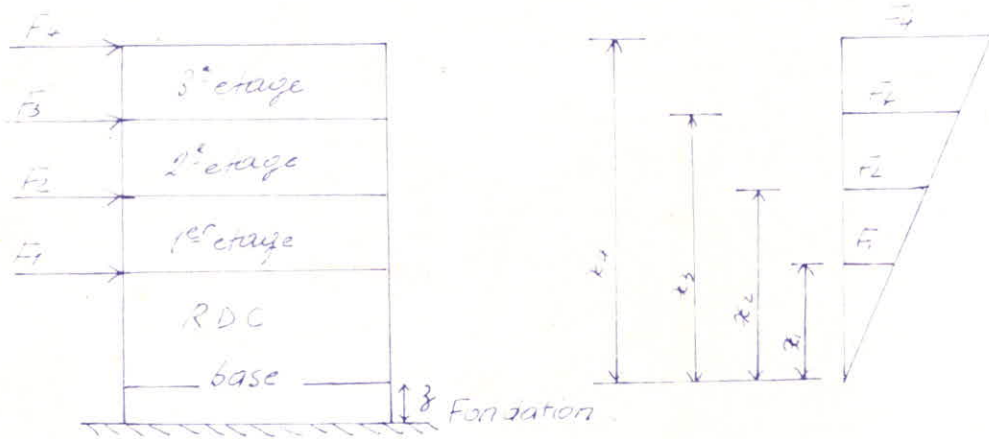
# CHARGES HORIZONTALES

## Verification au renversement

Avant tout calcul relatif au sisme, il faut vérifier la structure vis à vis du renversement.

pour qu'il n'y ait pas de renversement du bâtiment il faut que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment renversant}} > 1,5$$



$$\text{Moment de renversement} = M^{\text{ext}} \text{ extérieur en console (base)} + \text{Effort tranchant} \times z \text{ (base)}$$

$$M^{\text{ext}} \text{ extérieur en console (base)} = \sum_{i=1}^4 F_i \cdot z_i$$

$$\text{Effort tranchant à la base} = H = \sum_{i=1}^4 F_i$$

$$\text{Moment résistant} = \left( \sum_{i=1}^4 W_i - \sum_{i=1}^4 C_H W_i \right) \times b$$

avec  $C_H = A B \cdot D$  - coeff. sismique.

1- sens longitudinal :

$$L = 112,2 \text{ m}$$

$$C_H = 0,09$$

$$L = 24,4 \text{ m (} b = 12,2 \text{ m)}$$

$$\text{On a } \frac{M^{\text{résistant}}}{M^{\text{renversant}}} = 10,83 > 1,5$$

$$M^{\text{ext}} \text{ de renversement} = 1274,36 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M^{\text{résistant}} = 13796,06 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2- sens transversal :

$$H = 117,34$$

$$L = 12,4 \text{ m (} b = 6,2 \text{ m)}$$

$$C_H = 0,095$$

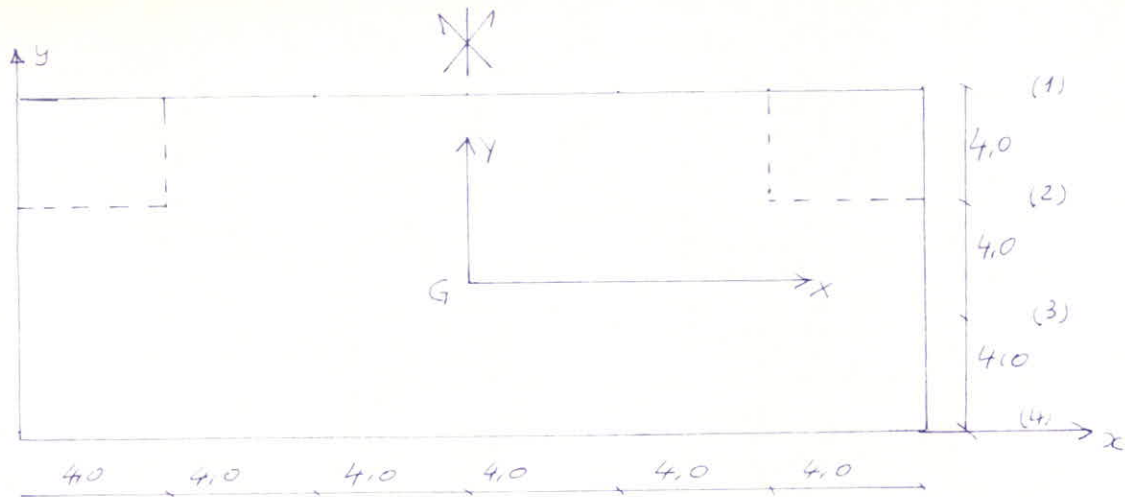
$$M^{\text{ext}} \text{ de renversement} = 1332,63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M^{\text{résistant}} = 6977,3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{On a } \frac{M^{\text{résistant}}}{M^{\text{renversant}}} = 5,24 > 1,5$$

donc notre bâtiment est stable vis à vis du renversement.



Calcul du centre de masse: G

Niveau	S (m <sup>2</sup> )	V (kg/m)	y <sub>i</sub> (m)	F = V S
IV	256	466	5,5	119296
I, II, III	288	509	6,0	146592

On a:  $x_G = 12\text{ m}$  (symétrie)

$$y_G = \frac{\sum y_i F_i}{\sum F_i} = 5,88\text{ m.}$$

Calcul du centre de torsion: C

$$x_C = \frac{\sum R_j^t x_j^t}{R_j^t}, \quad y_C = \frac{\sum R_j^e y_j^e}{R_j^e}$$

On a:  $x_C = 0$  (symétrie)

$$y_C = \begin{cases} 12\text{ cm pour les niveaux I, II et III} \\ -28,25\text{ cm pour le niveau IV} \end{cases}$$

D'après le RPA81, on suppose qu'on ait dans chaque niveau et dans chaque direction, une excentricité accidentelle de 5% de la grande dimension.

Il faut donc prendre le maximum de :

$$-5\% \times 24,4 = 1,22\text{ m}$$

$$-y_C = 28,25\text{ cm (12 cm)}$$

Donc pour tous les niveaux, on prendra :

$$e_x = e_y = 1,22\text{ m.}$$

Détermination de l'effort tranchant de niveau  $T_j$  revenant à chaque portique.

L'effort tranchant d'étage ( $\mathcal{E}_j$ ) s'applique au centre de l'étage ( $j$ ) comme on a rotation du plancher autour du centre de torsion ( $C$ ).  $\mathcal{E}_j$  appliqué en ( $G$ ) est équivalent à  $\mathcal{E}_j$  appliqué en ( $C$ ) plus un moment de torsion  $M_t$ .

$$M_t = \mathcal{E}_j \times e \text{ où } e \text{ étant l'excentricité}$$

1. Effort tranchant de niveau dans un portique longitudinal:

$$T_{jx}^{(e)} = \mathcal{E}_j^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{jx}^{(e)}} + \mathcal{E}_j^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)} \times Y_j^{(e)}}{R_{j\theta}} Y_G$$

2. Effort tranchant de niveau dans un portique transversal:

$$T_{jy}^{(t)} = \mathcal{E}_j^{(t)} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}^{(t)}} + \mathcal{E}_j^{(t)} \frac{R_{jy}^{(t)} \times X_j^{(t)}}{R_{j\theta}} X_G$$

3. Calcul de la rigidité à la torsion de l'étage ( $j$ ):  $R_{j\theta}$

$$R_{j\theta} = \sum_{t=A}^G R_{jy}^{(t)} (X_j^{(t)})^2 + \sum_{e=1}^4 R_{jx}^{(e)} (Y_j^{(e)})^2$$

avec:  $R_j$  - rigidité relative de l'étage  $j$

$X_j^{(t)}$  - distance entre le portique ( $t$ ) et le point  $C$  au niveau ( $j$ )

$Y_j^{(e)}$  - distance entre portique ( $e$ ) et le point  $C$  au niveau ( $j$ ).

$$X_G = Y_G = 122 \text{ cm}$$

Application:

- niveau I:

$$R_{I\theta} = 966,42 (1,22^2 + 5,22^2 + 9,22^2 + 13,22^2 + 2,78^2 + 6,78^2 + 10,78^2)$$

$$\oplus 1533,1 (0,9^2 + 4,89^2 + 3,10^2 + 7,11^2) = 573228,85 \text{ t.m.}$$

- niveaux II et III

$$R_{\theta} = 2019,81 (1,22^2 + 5,22^2 + 9,22^2 + 13,22^2 + 2,78^2 + 6,78^2 + 10,78^2)$$

$$\oplus 2810,92 (0,9^2 + 4,89^2 + 3,10^2 + 7,11^2) = 1164645,82 \text{ t.m.}$$

- niveau IV:

$$R_{IV\theta} = 2019,81 (1,22^2 + 5,22^2 + 9,22^2 + 2,78^2 + 6,78^2) +$$

$$+ 1531,68 (13,22^2 + 10,78^2)$$

$$\oplus 2810,92 (0,89^2 + 3,11^2 + 7,11^2) + 2103,98 (4,98^2)$$

$$= 1005706,89 \text{ t.m.}$$

## Distribution des efforts de niveaux sur les Portiques

### 1. Portiques Longitudinaux:

portique	Niveau	$R_{jx}(t/m)$	$R_{jx}(t/m)$	$R_{j\theta}(t.m)$	$F_{jx}(t)$	$y_j(m)$	$T_{jx}(t)$
1	IV	2103,98	10536,74	1005706,89	35,12	4,89	7,451
	III	2810,92	11243,68	1164645,82	70,07	4,89	18,527
	II	2810,92	11243,68	1164645,82	95,30	4,89	25,197
	I	1533,1	6132,4	573228,83	112,20	4,89	29,84
2	IV	2810,92	10536,74	1005706,89	35,12	0,89	9,476
	III	2810,92	11243,68	1164645,82	70,07	0,89	17,702
	II	2810,92	11243,68	1164645,82	95,30	0,89	24,076
	I	1533,1	6132,4	573228,83	112,20	0,89	28,376
3	IV	2810,92	10536,74	1005706,89	35,12	-3,11	8,997
	III	2810,92	11243,68	1164645,82	70,07	-3,11	16,876
	II	2810,92	11243,68	1164645,82	95,30	-3,11	22,953
	I	1533,10	6132,4	573228,83	112,20	-3,11	26,912
4	IV	2810,92	10536,74	1005706,89	35,12	-7,11	8,518
	III	2810,92	11243,68	1164645,82	70,07	-7,11	16,051
	II	2810,92	11243,68	1164645,82	95,30	-7,11	21,830
	I	1533,1	6132,4	573228,83	112,20	-7,11	25,448

2. Portiques transversaux :

Portique	Niveau	$R_{jy} (+)$	$R_{jy} (t/m)$	$R_{j\theta} (t.m)$	$E_{jy} (t)$	$X_j (m)$	$T_{jy} (t)$
A	IV	1531,68	13162,41	1005706,89	36,73	-13,22	3,244
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	-13,22	8,418
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	-13,22	11,450
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	-13,22	13,572
B	IV	2019,81	13162,41	1005706,89	36,73	-9,22	3,560
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	-9,22	9,037
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	-9,22	12,292
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	-9,22	14,587
C	IV	2019,81	13162,41	1005706,89	36,73	-5,22	3,868
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	-5,22	9,659
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	-5,22	13,137
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	-5,22	15,553
D	IV	2019,81	13162,41	1005706,89	36,73	-1,22	4,180
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	-1,22	10,278
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	-1,22	13,980
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	-1,22	16,468
E	IV	2019,81	13162,41	1005706,89	36,73	2,78	4,492
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	2,78	10,900
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	2,78	14,823
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	2,78	17,434
F	IV	2019,81	13162,41	1005706,89	36,73	6,78	4,802
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	6,78	11,511
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	6,78	15,666
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	6,78	18,400
G	IV	1531,68	13162,41	1005706,89	36,73	8,78	4,958
	III	2019,81	14138,67	1164645,82	73,27	8,78	11,828
	II	2019,81	14138,67	1164645,82	99,66	8,78	16,088
	I	966,42	6764,93	573228,83	117,34	8,78	18,883

## Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :

Dans le cas des portiques encastrés à leurs bases, l'effort tranchant de niveau ( $T_j$ ) revenant à un portique est distribué aux poteaux proportionnellement aux rigidités de niveaux corrigées.

Sous l'action de  $T_j$ , le déplacement de niveau  $\delta_j$  peut être calculé avec la formule :  $\delta_j = T_j / R_j$

comme tous les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement :  $\delta_j^{(1)} = \delta_j^{(2)} = \dots = \delta_j^{(n)} = \delta_j$

Or  $\delta_j^{(i)} = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}}$  avec  $t_j^{(i)}$  - effort tranchant revenant au poteau (i) de niveau (j).

$$\delta_j = \delta_j^{(i)} \Rightarrow t_j^{(i)} = T_j \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \quad (1)$$

$$\text{et comme : } r_j^{(i)} = 12 \frac{E}{h_j} a_j^{(i)} k_j^{(i)} \quad (k_j = \text{cte}). \quad (2)$$

$$R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)} \quad (3)$$

d'après (1), (2) et (3) on a :

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} k_j^{(i)}}{\sum a_j^{(i)} k_j^{(i)}} T_j$$

avec :

$k_j^{(i)}$  - rigidité linéaire du poteau (i) de niveau (j)

$a_j^{(i)}$  - coefficient de correction de la rigidité du poteau (i) de niveau (j) (coef. de muto).

$T_j$  - effort tranchant de niveau revenant au portique considéré.

Remarque :

$k_j^{(i)}$  et  $a_j^{(i)}$  sont déjà calculés lors du calcul des rigidités.  
(voir tableaux précédents).

Distribution des efforts de portiques longitudinaux sur les poteaux :

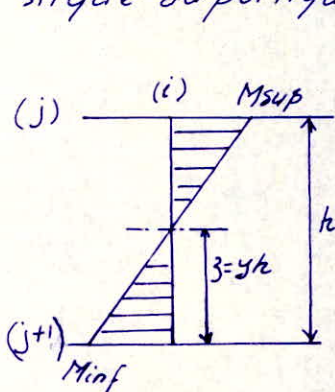
Niveau	Poteau	$a_j^{(i)} k_j^{(i)}$ $\sum a_j^{(i)} k_j^{(i)}$	Portique 1		Portique 2		Portique 3		Portique 4	
			$T_{jx}(t)$	$t_{jx}(t)$	$T_{jx}(t)$	$t_{jx}(t)$	$T_{jx}(t)$	$t_{jx}(t)$	$T_{jx}(t)$	$t_{jx}(t)$
IV	A et G	0,096	7,451	/	9,476	0,91	8,997	0,864	8,518	0,818
	B, C, D E et F	0,162	7,451	/	9,476	1,535	8,997	1,458	8,518	1,380
	B et F	0,176	7,451	1,311	/	/	/	/	/	/
	C, D et E	0,216	7,451	1,609	/	/	/	/	/	/
III	A et G	0,096	18,527	1,779	17,702	1,699	16,876	1,62	16,051	1,541
	B, C, D E et F	0,162	18,527	3,001	17,702	2,868	16,876	2,734	16,051	2,600
II	A et G	0,096	25,197	2,419	24,076	2,311	22,953	2,203	21,830	2,096
	B, C, D E et F	0,162	25,197	4,082	24,076	3,900	22,953	3,718	21,830	3,536
I	A et G	0,12	29,84	3,581	28,376	3,405	26,912	3,229	25,448	3,054
	B, C, D E et F	0,153	29,84	4,566	28,376	4,342	26,912	4,118	25,448	3,894

Distribution des efforts de portiques transversaux  
Sur les poteaux :

Portiques	Niveau	IV					III		II		I	
	Poteau	1et4	2et3	2	3	4	1et4	2et3	1et4	2et3	1et4	2et3
	$\frac{q_j^{(i)} k_j^{(i)}}{\sum q_j^{(i)} k_j^{(i)}}$	0,192	0,308	0,341	0,407	0,257	0,192	0,308	0,192	0,308	0,223	0,277
A	$T_{jy}(t)$	/	/	3,244	3,244	3,244	8,417	8,417	11,449	11,449	13,572	13,572
	$t_{jy}(t)$	/	/	1,106	1,32	0,843	1,616	2,592	2,198	3,526	3,027	3,759
G	$T_{jy}(t)$	/	/	4,958	4,958	4,958	11,828	11,828	16,088	16,088	18,883	18,883
	$t_{jy}(t)$	/	/	1,691	2,018	1,274	2,271	3,643	3,089	4,955	4,211	5,231
B	$T_{jy}(t)$	3,555	3,555	/	/	/	9,037	9,037	12,292	12,292	14,537	14,537
	$t_{jy}(t)$	0,683	1,095	/	/	/	-1,735	2,783	2,36	3,786	3,242	4,027
C	$T_{jy}(t)$	3,867	3,867	/	/	/	9,658	9,658	13,137	13,137	15,503	15,503
	$t_{jy}(t)$	0,742	1,191	/	/	/	1,854	2,975	2,522	4,046	3,457	4,294
D	$T_{jy}(t)$	4,179	4,179	/	/	/	10,278	10,278	13,98	13,98	16,468	16,468
	$t_{jy}(t)$	0,802	1,287	/	/	/	1,973	3,166	2,684	4,306	3,672	4,562
E	$T_{jy}(t)$	4,491	4,491	/	/	/	10,898	10,898	14,823	14,823	17,434	17,434
	$t_{jy}(t)$	0,862	1,383	/	/	/	2,092	3,357	2,846	4,565	3,888	4,829
F	$T_{jy}(t)$	4,802	4,802	/	/	/	11,518	11,518	15,666	15,666	18,40	18,40
	$t_{jy}(t)$	0,922	1,479	/	/	/	2,211	3,548	3,008	4,825	4,103	5,097

## Calcul des moments dans les poteaux :

La position du point d'inflexion est donnée en fonction des caractéristiques du portique.



$$M_{sup} = t_j^{(i)} (h - z)$$

$$M_{inf} = t_j^{(i)} (z)$$

$$z = y h$$

$$\text{avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

où : \*  $y_0$  - coefficient qui est donné par des tableaux en fonction de  $\bar{k}$ , du nombre total de niveau que comporte le portique et du numéro de niveau.

\*  $y_1$  - terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures, et est donné par des tableaux en fonction de  $\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4}$  et de  $\bar{k}$ .

$k_1$  et  $k_2$  sont les raideurs des poutres supérieures

$k_3$  et  $k_4$  sont les raideurs des poutres inférieures

\*  $y_2$  - terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage supérieur adjacent, il est donné par des tableaux en fonction de  $\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$  et de  $\bar{k}$

$h_s$  - hauteur de l'étage supérieur adjacent

\*  $y_3$  - terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent, il est donné par des tableaux en fonction de  $\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$  et de  $\bar{k}$

$h_i$  - hauteur de l'étage inférieur adjacent

### Remarque :

Ces coefficients  $y_0, y_1, y_2, y_3$  sont donnés dans le bulletin n° 5 du C.T.C.

-  $y_2 = 0$  pour le dernier niveau

-  $y_3 = 0$  pour le premier niveau.



1. poteaux du portique transversal "G":

Niv	Poteau	$\bar{K}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$t_y(t)$	$z(m)$	Minf (t.m)	$h-z$ (m)	$M_{sup}(t.m)$
IV	2	0,89	0,35	0	0	0	0,35	1,691	1,071	1,811	1,989	3,363
	3	1,19	0,41	0	0	0	0,41	2,018	1,255	2,533	1,805	3,642
	4	0,60	0,30	0	0	0	0,30	1,274	0,918	1,17	2,142	2,729
III	1et4	0,60	0,40	0	0	0	0,40	2,271	1,224	2,78	1,836	4,170
	2et3	1,19	0,45	0	0	0	0,45	3,643	1,377	5,016	1,683	6,131
II	1et4	0,60	0,50	0	0	0,05	0,55	3,089	1,683	5,199	1,377	4,254
	2et3	1,19	0,50	0	0	0,04	0,50	4,955	1,530	7,581	1,530	7,581
I	1et4	0,93	0,65	0	0,01	0	0,66	4,211	3,227	13,591	1,663	7,007
	2et3	1,87	0,65	0	0	0	0,65	5,231	3,179	16,626	1,712	8,955

2. poteau du Portique transversal "F":

Niv.	Pot.	$\bar{K}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$t_y(t)$	$z(m)$	Minf (t.m)	$h-z$ (m)	$M_{sup}$ (t.m)
IV	1et4	0,60	0,30	0	0	0	0,30	0,922	0,918	0,846	2,142	1,975
	2et3	1,19	0,41	0	0	0	0,41	1,479	1,255	1,856	1,805	2,67
III	1et4	0,60	0,40	0	0	0	0,40	2,211	1,224	2,706	1,836	4,059
	2et3	1,19	0,45	0	0	0	0,45	3,548	1,377	4,886	1,603	5,97
II	1et4	0,60	0,50	0	0	0,05	0,55	3,008	1,683	5,062	1,377	4,137
	2et3	1,19	0,50	0	0	0,04	0,50	4,825	1,53	7,382	1,53	7,382
I	1et4	0,93	0,65	0	0,01	0	0,66	4,103	3,227	13,24	1,663	6,823
	2et3	1,87	0,65	0	0	0	0,65	5,097	3,179	16,203	1,712	8,726

### 3. poteaux du portique longitudinal "1":

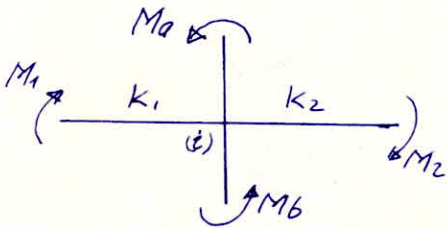
Niv.	Poteau	$\bar{K}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$t_x(t)$	$z(m)$	$M_{inf}(t.m)$	$h-z(m)$	$M_{sup}(t.m)$
IV	B et F	0,56	0,30	0	0	0	0,30	1,311	0,918	1,203	2,142	2,802
	C, D et E	0,75	0,35	0	0	0	0,35	1,609	1,071	1,723	1,989	3,200
III	A et G	0,38	0,39	0	0	0	0,39	1,779	1,193	2,122	1,864	3,321
	B, C, D et E et F	0,75	0,42	0	0	0	0,42	3,001	1,285	3,856	1,775	5,327
II	A et G	0,38	0,51	0	0	0,05	0,56	2,419	1,714	4,146	1,346	3,256
	B, C, D et E et F	0,75	0,51	0	0	0,05	0,56	4,082	1,714	6,997	1,346	5,494
I	A et G	0,59	0,70	0	0,05	0	0,75	3,581	3,668	13,138	1,222	4,375
	B, C, D et E et F	1,18	0,63	0	0	0	0,63	4,566	3,081	14,068	1,809	8,260

### 4. Poteaux du portique longitudinal "2":

Niv.	Poteau	$\bar{K}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$t_x(t)$	$z(m)$	$M_{inf}(t.m)$	$h-z(m)$	$M_{sup}(t.m)$
IV	A et G	0,38	0,25	0	0	0	0,25	0,910	0,765	0,696	2,295	2,088
	B, C, D et E et F	0,75	0,35	0	0	0	0,35	1,535	1,071	1,644	1,989	3,053
III	A et G	0,38	0,39	0	0	0	0,39	1,699	1,193	2,027	1,867	3,172
	B, C, D et E et F	0,75	0,42	0	0	0	0,42	2,868	1,285	3,685	1,775	5,097
II	A et G	0,38	0,51	0	0	0,05	0,56	2,311	1,714	3,961	1,346	3,111
	B, C, D et E et F	0,75	0,51	0	0	0,05	0,56	3,900	1,714	6,685	1,346	5,249
I	A et G	0,59	0,70	0	0,05	0	0,75	3,405	3,668	12,49	1,222	4,161
	B, C, D et E et F	1,18	0,63	0	0	0	0,63	4,342	3,081	13,378	1,809	7,855

## Calcul des moments dans les poutres:

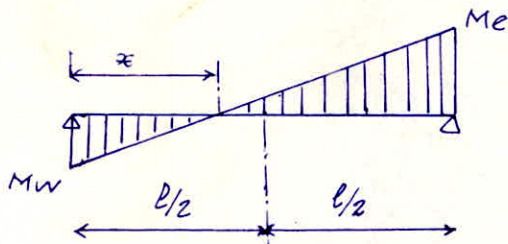
Dans un nœud (i), le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



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

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

## Moment en travée:



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} l$$

$$\frac{l/2 - x}{M_t} = \frac{l/2}{M_e} \Rightarrow M_t = \frac{l/2 - x}{l/2} M_e$$

en remplaçant  $x$  par sa valeur dans l'expression de  $M_t$  on obtient :

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

## Efforts tranchants:

A partir des moments dans les nœuds, on peut calculer les efforts tranchants. Pour cela, pour une travée indépendante on a l'équation du moment :  $M(x) = ax + b$

$$\text{or } T = \frac{dM}{dx} = a \quad \text{et pour : } \begin{cases} x=0 \Rightarrow b = M_w \\ x=l \Rightarrow al + b = -M_e \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = -\frac{M_e + M_w}{l}$$

## Efforts normaux:

Pour le nœud (i), l'effort normal dans le poteau sera :

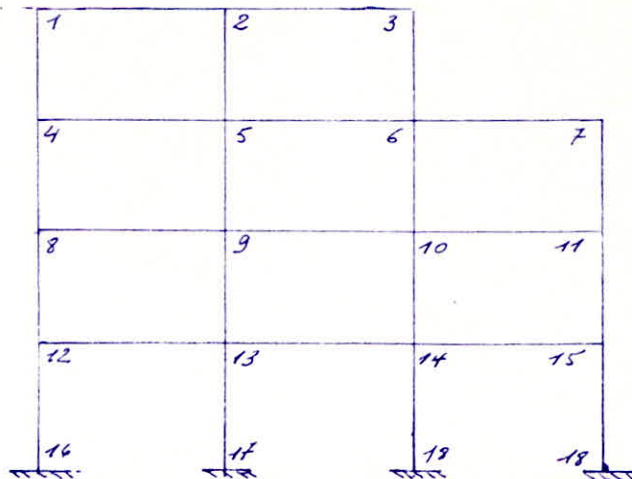
$$N_i = -(T_{ie} - T_{iw})$$

si  $N_i < 0 \Rightarrow$  compression

si  $N_i > 0 \Rightarrow$  traction.

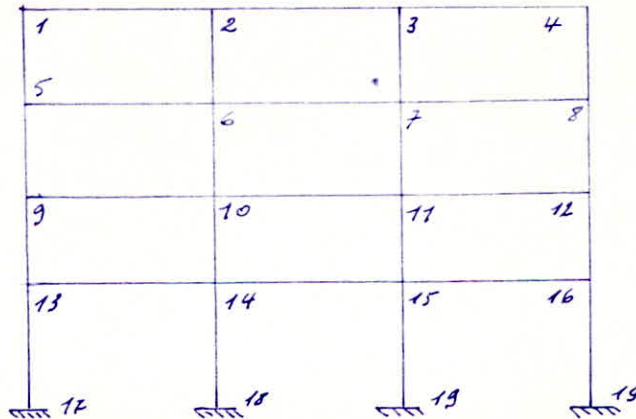
1. Poutres du portique transversal "G":

Niv.	Nœud	$M_a(t.m)$	$M_b(t.m)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$M_t(t.m)$	$T(t)$
IV	1	0	2,729	0	2,729				
						2,729	1,821	0,454	1,23
	2	0	3,642	1,821	1,821				
						1,821	3,363	0,771	1,403
	3	0	3,363	3,363	0				
III	4	1,17	4,170	0	5,340				
						5,34	4,332	0,504	2,614
	5	2,533	6,131	4,332	4,332				
						4,332	3,971	0,181	2,244
	6	1,811	6,131	3,971	3,971				
						3,971	4,170	0,100	2,200
	7	0	4,170	4,170	0				
II	8	2,780	4,254	0	7,034				
						7,034	6,299	0,368	3,603
	9	5,016	7,581	6,299	6,299				
						6,299	6,299	0	3,405
	10	5,016	7,581	6,299	6,299				
						6,299	7,034	0,368	3,603
	11	2,780	4,254	7,034	0				
I	12	5,199	7,001	0	12,200				
						12,200	8,268	3,932	5,532
	13	7,581	8,955	8,268	8,268				
						8,268	8,268	0	4,469
	14	7,581	8,955	8,268	8,268				
						8,268	12,200	3,932	5,532
	15	5,199	7,001	12,200	0				



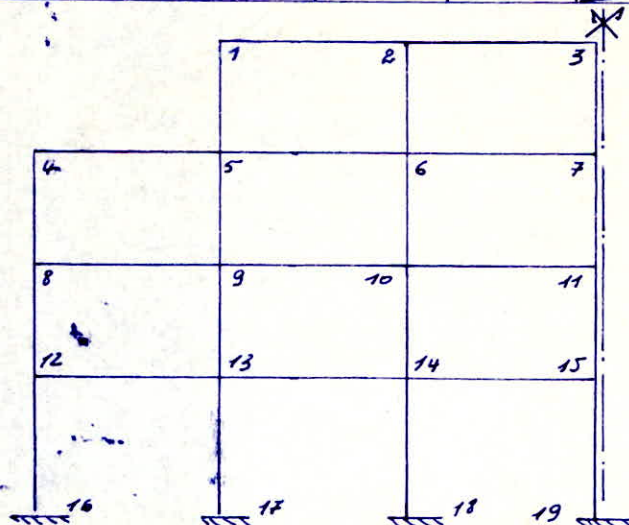
2. Poutres du portique transversal "F":

Niv.	Nœ.	$M_a(t.m)$	$M_b(t.m)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$M_f(t.m)$	$T(t)$
IV	1	0	1,975	1,975	0	1,335	1,975	0,32	0,895
	2	0	2,670	1,335	1,335	1,335	1,335	0	1,443
	3	0	2,670	1,335	1,335	1,975	1,335	0,32	0,895
	4	0	1,975	0	1,975				
III	5	0,846	4,059	4,905	0	3,913	4,905	0,496	2,383
	6	1,856	5,970	3,913	3,913	3,913	3,913	0	2,115
	7	1,856	5,970	3,913	3,913	4,805	3,913	0,496	2,383
	8	0,846	4,059	0	4,905				
II	9	2,706	4,137	6,843	0	6,134	6,843	0,355	3,507
	10	4,886	7,382	6,134	6,134	6,134	6,134	0	3,316
	11	4,886	7,382	6,134	6,134	6,843	6,134	0,355	3,507
	12	2,706	4,137	0	6,843				
I	13	5,062	6,823	11,885	0	8,054	11,885	1,916	5,389
	14	7,382	8,726	8,054	8,054	8,054	8,054	0	4,354
	15	7,382	8,726	8,054	8,054	11,885	8,054	1,916	5,389
	16	5,062	6,823	0	11,885				



### 3. Poutres du portique longitudinal "1":

Niv.	Noeud	$M_a$ (t.m)	$M_b$ (t.m)	$M_1$ (t.m)	$M_2$ (t.m)	$M_{1w}$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	T (t)
IV	1	0	2,802	0	2,802				
	2	0	3,20	1,600	1,600	2,802	1,600	0,601	1,190
	3	0	3,20	1,600	1,600	1,600	1,600	0	0,865
III	4	0	3,321	0	3,321				
	5	1,203	5,327	3,265	3,265	3,321	3,265	0,028	1,779
	6	1,723	5,327	3,525	3,525	3,265	3,265	0	1,836
	7	1,723	5,327	3,525	3,525	3,265	3,265	0	1,904
II	8	2,122	3,256	0	5,378				
	9	3,856	5,617	4,737	4,737	5,378	4,737	0,321	2,758
	10	3,856	5,617	4,737	4,737	4,737	4,737	0	2,561
	11	3,856	5,617	4,737	4,737	4,737	4,737	0	2,561
I	12	4,146	4,375	0	8,521				
	13	6,874	8,26	7,567	7,567	8,521	7,567	0,477	4,349
	14	6,874	8,26	7,567	7,567	7,567	7,567	0	4,092
	15	6,874	8,26	7,567	7,567	7,567	7,567	0	4,092



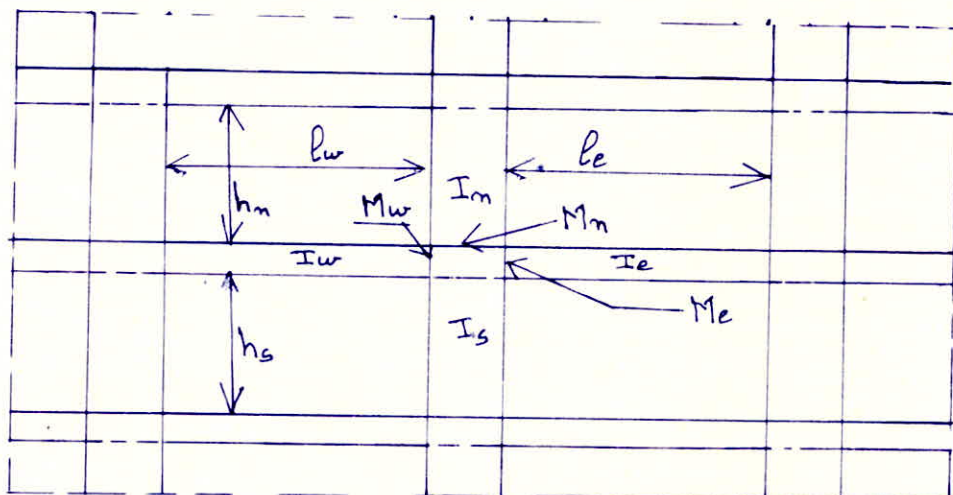
## CHARGES VERTICALES

le calcul des charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT exposé à l'annexe A11 du CCBA6B. Cette méthode est parfaitement applicable dans notre cas car elle s'applique essentiellement à des éléments des planchers constitués de nervures et des poutres associées à des hourdis.

les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- à leur poids propre.
- aux surcharges transmises par les planchers.

Principe de la méthode :



soient :  $q_w$  : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche. ( $q_e$  est sur la travée de droite.)

$Q_w$  : charge concentrée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  de l'appui ( $Q_e, a_e$  pour la travée de droite)

$l_w$  : la longueur de la travée fictive à gauche de l'appui.

$l_e$  : longueur de la travée fictive à droite du même appui considéré.

$h_m$  : hauteur fictive du poteau supérieur.

$h_m = \begin{cases} 0,9 h_m & \text{si le nœud appartient à l'avant dernier} \\ \text{plancher} \\ 0,8 h_m & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$

$h_s$  : hauteur fictive du poteau inférieur ;  $h_s = 0,8 h_s$

$I_m, I_s, I_w$  et  $I_e$  désignent respectivement les moments d'inertie du poteau supérieur, du poteau inférieur, de la

travée de gauche et de la travée de droite.

$$k_w = \frac{I_w}{l_e}, \quad k_e = \frac{I_e}{l_e}, \quad k_m = \frac{I_m}{h_m}$$

$$k_s = \frac{I_s}{h_s}$$

$$D = k_w + k_e + k_m + k_s$$

a) travée intermédiaire.

pour un nœud (i) d'une travée intermédiaire, les moments dans les sections dangereuses (mus des appuis) sont en valeur absolue :

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

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

$$\text{avec: } M'_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l_w \sum k_w C_w$$

$$M'_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l_e \sum k_e C_e$$

Où  $k_w, k_e$  sont donnés par l'échelle fonctionnelle en fonction de  $q_w/l_w$  et  $q_e/l_e$

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

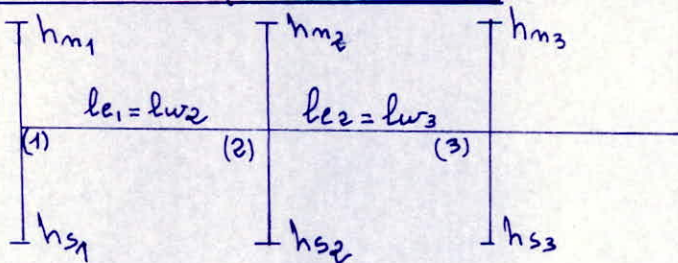
$$* M_m = \frac{k_m}{D} (M'_e - M'_w)$$

Remarque:

pour les travées, les moments  $M_e, M_w$  sont négatifs. pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs  $M_e$  et  $M_w$ .

à la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

(B) travée de rive (sans console).



• le nœud (1) est étudié en introduisant dans les formules relatives à la travée intermédiaire  $l'_{w1} = 0 \rightarrow l_{w1} = 0 \rightarrow M'_{w1} = 0 \rightarrow M_w = 0$

• nœud voisin de rive (nœud 2):  $l'_{w2} = \gamma_1 l_w$

$$\text{avec } \gamma_1 = 0,8 \text{ si } k_s + k_m \geq 1,5 k_e$$

$$\gamma_1 = 1 - \frac{k_s + k_m}{7,5 k_e} \text{ si } k_m + k_s < 1,5 k_e$$

• nœud voisin de rive de droite:  $l'_e = \gamma_2 l_e$

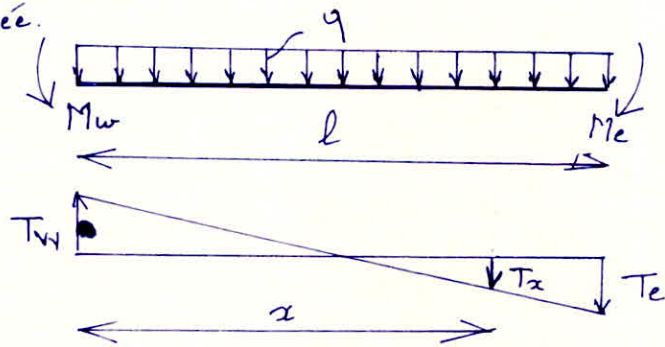
$$\text{avec } \gamma_2 = 0,8 \text{ si } k_s + k_m \geq 1,5 k_w$$

$$\gamma_2 = 1 - \frac{k_s + k_m}{7,5 k_w} \text{ si } k_s + k_m < 1,5 k_w$$



## Efforts tranchants dans les poutres.

Conformément à l'annexe A13 du CCBA 68, les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$T_x = q\frac{l}{2} - qx + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$M_w$  et  $M_e$  sont en valeurs absolues.

## Efforts normaux dans les poteaux.

Les efforts normaux dans les poteaux sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N_i = R_{ei} + R_{wi}$$

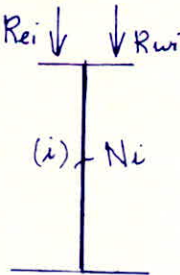
avec  $R_{ei} = -T_{ei}$  (effort tranchant dans la travée de gauche)

$R_{wi} = T_w$  (effort tranchant dans la travée de droite)

L'effort normal cumulé au niveau (i):

$$N = \sum_{i=1}^n N_i + P_p$$

où  $P_p$ : poids propre du poteau au dessus du niveau considéré.



# Efforts dans le portique transversal intérieur.

Sous: P

Niv.	Nœ.	$q(t/m)$	$M_w'$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$	$T_w$	$T_e$	N	$N^c$
IV	1	$q_e = q_w = 0,7$	0,722		0,454			0,454	1,367		1,222	1,222
	2		0,722	0,722	0,722	0,722		0	1,222	1,222	2,662	2,662
	3		0,722	0,722	0,722	0,722		0	1,295	1,295	2,662	2,662
	4			0,722		0,454		0,454		1,367	1,222	1,222
III	5	$q_e = q_w = 0,7$	0,722		0,550		0,258	0,242	1,342		1,248	2,470
	6		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,248	1,248	2,637	5,299
	7		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,295	1,295	2,637	5,299
	8			0,722		0,550	0,258	0,242		1,342	1,248	2,470
II	9	$q_e = q_w = 0,7$	0,722		0,558		0,278	0,278	1,340		1,250	3,720
	10		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,250	1,250	2,635	7,934
	11		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,295	1,295	2,635	7,934
	12			0,722		0,558	0,278	0,278		1,340	1,250	3,720
I	13	$q_e = q_w = 0,7$	0,722		0,530		0,326	0,204	1,346		1,244	4,964
	14		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,244	1,244	2,641	10,575
	15		0,722	0,722	0,722	0,722	0	0	1,295	1,295	2,641	10,575
	16			0,722		0,558	0,278	0,278		1,346	1,244	4,964

## Caractéristiques géométriques. Portique transversal. G

NIV.	mœuds	l <sub>w</sub>	l <sub>e</sub>	h <sub>m</sub>	h <sub>s</sub>	I <sub>w</sub> .10 <sup>4</sup>	I <sub>e</sub>	I <sub>m</sub>	I <sub>s</sub>	l' <sub>w</sub>	l' <sub>e</sub>	h' <sub>m</sub>	h' <sub>s</sub>	k <sub>w</sub> .10	k <sub>e</sub>	k <sub>m</sub>	k <sub>s</sub>	D.10 <sup>4</sup>
IV	1	3,7			3,06	8,932			12,505	2,96			2,448	3,018	3,018		5,108	8,126
	2	3,7	3,7		3,06	8,932	8,932		12,505	2,96	2,96		2,448	3,018	3,018		5,108	11,144
	3		3,7		3,06		8,932		12,505		2,96		2,448		3,018		5,108	8,126
III	4	3,7		3,06	3,06	8,932		12,505	12,505	2,96		2,754	2,448	3,018	3,018	4,451	5,108	12,667
	5	3,7	3,7	3,06	3,06	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	2,754	2,448	3,018	3,018	4,451	5,108	15,685
	6	3,7	3,7	3,06	3,06	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	2,754	2,448	3,018	3,018	4,451	5,108	15,685
	7		3,7		3,06		8,932		12,505		2,96		2,448		3,018		5,108	8,126
II	8	3,7		3,06	3,06	8,932		12,505	12,505	2,96		2,448	2,448	3,018	3,018	5,108	5,108	13,234
	9	3,7	3,7	3,06	3,06	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	2,448	3,018	3,018	5,108	5,108	16,252
	10	3,7	3,7	3,06	3,06	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	2,448	3,018	3,018	5,108	5,108	16,252
	11			3,06	3,06			12,505	12,505			2,448	2,448		3,018	5,108	5,108	13,234
I	12	3,7	3,7	3,06	4,89	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	3,912	2,448	3,018	3,018	5,108	3,197	11,323
	13	3,7	3,7	3,06	4,89	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	3,912	2,448	3,018	3,018	5,108	3,197	14,341
	14	3,7	3,7	3,06	4,89	8,932	8,932	12,505	12,505	2,96	2,96	3,912	2,448	3,018	3,018	5,108	3,197	14,341
	15		3,7	3,06	4,89		8,932	12,505	12,505		2,96	3,912	2,448		3,018	5,108	3,197	11,323

## Caractéristiques géométriques. Portique longitudinal.

NIV.	Nœuds	$l_{cu}$	$l_e$	$h_m$	$h_s$	$I_w \cdot 10^4$	$I_e \cdot 10^4$	$I_m \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	$l'_{cu}$	$l'_e$	$h'_m$	$h'_s$	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_m \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
IV	1		3,7		3,06		5,625		12,505		2,96		2,448		1,9		5,108	7,008
	2	3,7	3,7		3,06	3,625	5,625		12,505	2,96	2,96		2,448	1,9	1,9		5,108	8,909
	3	3,7	3,7		3,06	5,625	5,625		12,505	2,96	2,96		2,448	1,9	1,9		5,108	8,909
III	4		3,7		3,06		5,625		12,505		2,96		2,448		1,9		5,108	7,008
	5	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,745	2,448	1,9	1,9	4,541	5,108	13,449
	6	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,745	2,448	1,9	1,9	4,541	5,108	13,449
	7	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,745	2,448	1,9	1,9	4,54	5,108	13,449
II	8		3,7	3,06	3,06		5,625	12,505	12,505		2,96	2,448	2,448		1,9	5,108	5,108	12,116
	9	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	2,448	1,9	1,9	5,108	5,108	14,016
	10	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	2,448	1,9	1,9	5,108	5,108	14,016
	11	3,7	3,7	3,06	3,06	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	2,448	1,9	1,9	5,108	5,108	14,016
I	12		3,7	3,06	4,89		3,625	12,505	12,505		2,96	2,448	3,912		1,9	5,108	3,197	10,205
	13	3,7	3,7	3,06	4,89	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	3,912	1,9	1,9	5,108	3,197	12,105
	14	3,7	3,7	3,06	4,89	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	3,912	1,9	1,9	5,108	3,197	12,105
	15	3,7	3,7	3,06	4,89	5,625	5,625	12,505	12,505	2,96	2,96	2,448	3,912	1,9	1,9	5,108	3,197	12,105

# Efforts dans le portique transversal: G

sous: P

Niv.	Nœ	$q$ (t/m.l)	$M'_w$	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$	$T_w$	$T_e$	N	$N_c$
IV	1	$q_e = q_w = 0,35$	0,361		0,227			0,227	0,611		0,611	0,611
	2		0,361	0,361	0,361	0,361		0	0,684	0,684	1,368	1,368
	3			0,361		0,227		0,227		0,611	0,611	0,611
III	4	$q_e = q_w = 0,35$	0,361		0,275		0,129	0,146	0,624		0,624	1,235
	5		0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,671	0,648	1,319	2,687
	6		0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,648	0,648	1,296	1,907
	7			0,361				0		0,611	0,611	0,611
II	8	$q_e = q_w = 0,35$	0,361		0,279		0,139	0,139	0,625		0,625	1,860
	9		0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,670	0,648	1,318	4,005
	10		0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,648	0,67	1,318	3,225
	11			0,361		0,279	0,139	0,139		0,625	0,625	1,236
	12		0,361		0,265		0,163	0,102	0,622		0,622	2,482
I	13	$q_e = q_w = 0,35$	0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,673	0,648	1,321	5,326
	14		0,361	0,361	0,361	0,361	0	0	0,648	0,673	1,321	4,546
	15			0,361		0,265	0,163	0,102		0,622	0,622	1,858

# Efforts dans le portique transversal intérieur.

Données : G

Niv.	Nœ	$q(H/ml)$	$M'w$	$M'e$	$M'w$	$M'e$	$M'm$	$M's$	$T'w$	$T'e$	N	$N^c$
V	1	$q_e = q_w = 2,083$	2,147	/	1,350	/	/	1,350	4,07	/	3,683	3,683
	2		2,147	2,147	2,147	2,147	/	0	3,683	3,683	7,923	7,923
	3		2,147	2,147	2,147	2,147	/	0	3,853	3,853	7,923	7,923
	4		/	2,147	/	1,350	/	1,350	/	4,07	3,683	3,683
III	5	$q_e = q_w = 2,255$	2,325	/	1,770	/	0,833	0,937	4,322	/	4,022	7,705
	6		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,022	4,022	8,494	16,417
	7		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,172	4,172	8,494	16,417
	8		/	2,325	/	1,770	0,833	0,937	/	4,322	4,022	7,705
II	9	$q_e = q_w = 2,255$	2,325	/	1,794	/	0,897	0,897	4,315	/	4,028	11,733
	10		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,028	4,028	8,487	24,904
	11		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,172	4,172	8,487	24,904
	12		/	2,325	/	1,794	0,897	0,897	/	4,315	4,022	11,727
I	13	$q_e = q_w = 2,255$	2,325	/	1,705	/	1,048	0,657	4,339	/	4,004	15,737
	14		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,004	4,004	8,511	33,415
	15		2,325	2,325	2,325	2,325	0	0	4,172	4,172	8,511	33,415
	16		/	2,325	/	1,705	0,65	0,657	/	4,339	4,004	15,731

# Efforts dans le portique transversal: G

Sous: G

Niv	Nœ	$q(t/ml)$	$M'_{ur}$	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$	$T_w$	$T_e$	N	$N^c$
V	1	$q_e = q_w = 1,401$	1,444		0,908			0,908	2,447		2,447	2,447
	2		1,444	1,444	1,444	1,444		0	2,737	2,737	5,474	5,474
	3			1,444		0,908		0,908		2,447		2,447
III	4	$q_e = q_w = 2,450$	2,525		1,923		0,457	0,514	4,369		4,369	6,818
	5		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,636	4,532	9,228	14,702
	6		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,532	4,787	9,319	11,779
	7			2,525		1,586		1,586		4,278		4,278
II	8	$q_e = q_w = 2,450$	2,525		1,949		0,974	0,974	4,377		4,377	11,195
	9		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,688	4,532	9,22	23,922
	10		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,532	4,688	9,22	20,999
	11			2,525		1,949	0,974	0,974		4,377		4,377
I	12	$q_e = q_w = 2,450$	2,525		1,852		1,139	0,713	4,351		4,351	15,546
	13		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,714	4,532	9,246	33,168
	14		2,525	2,525	2,525	2,525	0	0	4,532	4,714	9,246	30,245
	15			2,525		1,852	1,139	1,139		4,351		4,351

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations dites sollicitations totales pondérées définies comme suit :

- sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre :

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

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

- sollicitations pondérées du 2<sup>eme</sup> genre :

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

$$S'_2 = (G) + (P) + \gamma_w(W) + (T)$$

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

avec :

(G) - sollicitation due à la charge permanente.

(P) - sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris les majorations éventuelles pour les effets dynamiques.

(V) - sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

(W) - sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

$\gamma_w$  - coefficient qui dépend des surcharges d'exploitation.

(T) - sollicitation due aux effets de la température et au retrait.

(SI) - sollicitation due au séisme.

Remarque :

Dans notre cas les sollicitations dues aux effets de la température et au retrait, ne sont pas à prendre en compte car la longueur de notre bâtiment ne dépasse pas 25m.

La sollicitation pondérée du 1<sup>er</sup> genre à considérer sera :  $(G) + 1,2(P)$ .

La sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre à considérer sera :  $(G) + (P) + (SI)$ , car l'effet du séisme est prépondérant.

Les combinaisons du 2<sup>eme</sup> genre données par le RPA81 sont :

$$\text{- pour les poutres : } \begin{cases} (G) + (P) + (SH) \\ 0,8(G) + (SH) \end{cases}$$

$$\text{- pour les poteaux : } \begin{cases} (G) + (P) + 1,2(SH) \\ 0,8(G) + (SH) \end{cases}$$



## Moments en travées (CCBA 68 Art A12):

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

pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeurs absolues

pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeurs absolues.

Et ceci dans chaque cas de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple: soit à calculer le moment en travée sous  $(G) + 1,2(P)$ ,

on calcule le moment isostatique sous  $G + 1,2P$  :  $M_0(G + 1,2P)$

- le moment en travée sera :  $M_t = M_0(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- le moment en appui sera :  $M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$ .

Donc, pour les poutres on a :

\* Moments en travées "M<sub>t</sub>" :

- sous  $(G) + 1,2(P)$   $\longrightarrow M_t = M_0(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- sous  $(G) + (P) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow M_t = M_0(G + P) + M_t(\overleftrightarrow{SH}) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- sous  $0,8(G) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow M_t = M_0(0,8G) + M_t(\overleftrightarrow{SH}) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2}$

\* Moments aux appuis "M<sub>a</sub>" :

- sous  $(G) + 1,2(P)$   $\longrightarrow M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$

- sous  $(G) + (P) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SH})$

- sous  $0,8(G) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overleftrightarrow{SH})$

\* Efforts tranchants "T" :

- sous  $(G) + 1,2(P)$   $\longrightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$

- sous  $(G) + (P) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SH})$

- sous  $0,8(G) + (\overleftrightarrow{SH})$   $\longrightarrow T = 0,8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SH})$

# 1. Poutres du Portique transversal de rive "G"

## a. Moments aux appuis

Solicit.		$0.8G + \overrightarrow{SH}$		$0.8G + \overleftarrow{SH}$		$G + P + \overrightarrow{SH}$		$G + P + \overleftarrow{SH}$		$G + 1.2P$	
Niv	Poutres	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw
IV	1-2	-0,016	3,864	3,626	-1,954	-0,666	3,455	2,976	-2,003	1,88	-1,18
	2-3	-2,228	3,626	4,498	-0,016	-2,637	2,976	4,089	-0,666	1,18	-1,88
III	4-5	-1,444	7,538	7,218	-3,142	-2,312	6,878	6,35	-3,802	2,96	-2,253
	5-6	-1,085	7,218	6,857	-1,444	-1,951	6,35	5,991	-2,312	2,96	-2,96
	6-7	-1,975	6,857	6,368	-1,085	-2,632	5,991	5,708	-1,951	+1,858	2,96
II	8-9	-3,413	9,262	9,185	-4,806	-4,279	8,593	8,319	-5,475	2,96	-2,284
	9-10	-3,413	9,185	9,185	-3,413	-4,279	8,319	8,319	-4,279	2,96	2,96
	10-11	-4,806	9,185	9,262	-3,413	-5,475	8,319	8,593	-4,279	2,284	2,96
I	12-13	-5,382	14,317	11,154	-10,033	-6,248	13,682	10,288	-10,718	2,96	2,17
	13-14	-5,382	11,154	11,154	-5,382	-6,248	10,288	10,288	-6,243	2,96	2,96
	14-15	-10,033	11,154	14,317	-5,382	-10,718	10,288	13,682	-6,248	2,17	2,96

\* Les moments sont exprimés en t.m

## b. Efforts tranchants :

solicit.		$0.8G + \overrightarrow{SH}$		$0.8G + \overleftarrow{SH}$		$G + P + \overrightarrow{SH}$		$G + P + \overleftarrow{SH}$		$G + 1.2P$	
Niv	Poutres	Te(t)	Tw(t)	Te(t)	Tw(t)	Te(t)	Tw(t)	Te(t)	Tw(t)	Te(t)	Tw(t)
IV	1-2	4,288	2,191	1,828	4,651	3,188	0,96	0,728	3,42	3,557	3,18
	2-3	4,822	1,657	2,02	4,459	3,591	0,557	0,789	3,359	3,18	3,557
III	4-5	1,607	2,753	2,379	7,981	6,109	1,143	0,881	6,371	5,501	5,118
	5-6	7,424	2,936	2,936	7,424	5,87	1,382	1,382	5,87	5,31	5,31
	6-7	8,219	2,105	2,651	7,673	6,614	0,638	1,046	6,206	5,011	5,562
II	8-9	8,607	1,754	1,387	8,962	7,107	0,146	-0,103	7,354	5,452	5,127
	9-10	8,585	1,775	1,775	8,585	7,031	0,221	0,221	7,031	5,31	5,31
	10-11	5,962	1,397	1,754	8,607	7,354	-0,103	0,146	7,103	5,127	5,452
I	12-13	10,505	+0,145	-0,559	10,919	9,013	+1,761	+2,051	9,303	5,525	5,097
	13-14	9,649	0,711	0,711	9,649	8,095	+0,849	+0,843	8,095	5,31	5,31
	14-15	10,919	-0,559	-0,145	10,505	9,303	-2,051	-1,761	9,013	5,097	5,525

## 2. Poutres du portique transversal interieur "F":

### a. Moments aux appuis:

Solicit.		$G+P+\bar{S}H$		$0,8G+\bar{S}H$		$G+1,2P$		$0,8G+\bar{S}H$		$G+P+\bar{S}H$	
Niv.	Poutre	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$
IV	1-2	-3,779	-1,534	-3,055	-0,383	-1,895	-3,013	0,895	-3,053	0,171	-4,204
	2-3	-4,204	-1,534	-3,053	-0,383	-3,013	-3,013	0,383	-3,053	-1,534	-4,204
	3-4	-4,204	0,171	-3,053	0,895	-3,013	-1,895	-0,383	-3,055	-1,534	-3,779
III	5-6	7,22	0,866	6,321	2,053	2,430	-3,191	-3,489	-5,773	-2,585	-6,96
	6-7	-6,96	0,866	-5,773	2,053	-3,191	-3,191	2,053	5,773	0,866	-6,96
	7-8	-6,96	-2,585	-5,773	-3,489	-3,191	2,43	2,053	6,321	0,866	7,225
II	9-10	-9,195	3,087	-8,278	4,274	-2,464	-3,191	5,408	-7,994	4,491	-9,181
	10-11	-9,181	3,087	-7,994	4,274	-3,191	-3,191	4,274	-7,994	3,087	-9,181
	11-12	-9,181	4,491	-7,994	5,408	-3,191	-2,464	4,274	-8,278	3,087	-9,195
I	13-14	-14,12	5,006	-13,249	6,193	-2,341	-3,191	10,521	-9,913	2,65	-11,1
	14-15	-11,1	5,006	-9,913	6,193	-3,191	-3,191	6,193	-9,913	5,006	-11,1
	15-16	-11,1	2,65	-9,913	10,521	-3,191	-2,341	6,193	-13,249	5,006	-14,12

### b. Efforts tranchants:

Solicit.		$G+P+\bar{S}H$		$0,8G+\bar{S}H$		$G+1,2P$		$0,8G+\bar{S}H$		$G+P+\bar{S}H$	
Niv.	Poutre	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
IV	1-2	5,80	4,54	3,841	2,361	5,149	5,708	2,051	4,151	4,01	6,33
	2-3	6,591	3,705	4,525	1,639	5,407	5,407	1,639	4,525	3,708	6,591
	3-4	6,33	4,01	4,151	2,051	5,708	5,149	2,361	3,841	4,54	5,8
III	5-6	7,653	3,281	5,601	1,705	5,52	5,932	0,835	5,841	2,887	8,047
	6-7	7,582	3,352	5,453	1,223	5,726	5,726	1,223	5,453	3,352	7,582
	7-8	8,047	2,887	5,841	0,835	5,932	5,52	1,705	5,601	3,281	7,653
II	9-10	8,785	2,148	6,729	0,055	5,528	5,923	10,285	6,959	1,771	9,162
	10-11	8,783	2,151	6,654	0,022	5,726	5,726	0,022	6,654	2,151	8,783
	11-12	9,162	1,771	6,959	0,285	5,923	5,528	10,055	6,729	2,148	8,785
I	13-14	10,637	0,296	8,592	1,918	5,497	5,954	2,186	8,86	0,141	11,074
	14-15	9,821	1,113	7,692	1,016	5,726	5,726	1,018	7,692	1,113	9,821
	15-16	11,074	0,141	8,86	2,186	5,954	5,497	1,918	8,592	0,296	10,637

### 3. Poutres longitudinales:

#### a- Moments aux appuis:

solicitat.		$0.8G + \overrightarrow{SH}$		$0.8G + \overleftarrow{SH}$		$G + P + \overrightarrow{SH}$		$G + P + \overleftarrow{SH}$		$G + 1.2P$	
Niv	Poutre	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
IV	1-2	-2,316	2,437	3,288	-0,763	-2,448	2,086	3,156	-1,114	0,495	0,883
	2-3	-0,763	2,437	2,437	-0,763	-1,114	2,086	2,086	1,114	0,883	0,883
III	4-5	-2,266	4,853	4,376	-1,673	-2,511	4,373	4,131	-2,153	1,064	1,63
	5-6	-1,673	5,113	4,853	-1,853	-1,933	-2,153	4,633	4,373	1,63	1,63
	6-7	5,113	-1,853	-1,853	5,113	-2,153	4,373	4,373	-2,153	1,63	1,63
II	8,9	-4,247	6,327	6,689	-3,141	-4,531	5,847	6,405	-3,627	1,231	1,63
	9-10	-3,147	6,327	6,327	-3,141	-3,627	5,847	5,847	-3,627	1,63	1,63
	10-11	6,327	-3,141	-3,141	6,327	5,847	-3,627	-3,627	5,847	1,63	1,63
I	12-13	-7,341	9,16	9,701	-5,98	-7,617	8,68	9,425	-6,46	1,19	1,63
	13-14	-5,98	9,16	9,16	-5,98	-6,46	8,68	8,68	-6,46	1,63	1,63
	14-15	9,16	-5,98	-5,98	9,16	8,68	-6,46	-6,46	8,68	1,63	1,63

#### b- Efforts tranchants:

solicitat.		$0.8G + \overrightarrow{SH}$		$0.8G + \overleftarrow{SH}$		$G + P + \overrightarrow{SH}$		$G + P + \overleftarrow{SH}$		$G + 1.2P$	
Niv	Poutre	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
IV	1-2	0,043	2,433	2,337	0,053	-0,353	2,096	2,027	0,284	1,167	1,265
	2-3	0,331	2,061	2,061	0,331	0,007	1,737	1,737	0,007	1,217	1,217
III	4-5	0,712	4,482	4,27	0,924	0,133	3,853	3,691	0,295	2,511	2,725
	5-6	0,762	4,434	4,444	0,762	0,168	3,83	3,83	0,168	2,619	2,619
	6-7	4,434	0,762	0,762	4,434	3,83	0,168	0,168	3,83	2,619	2,619
II	8-9	0,222	5,414	5,294	0,102	0,812	4,796	4,70	0,72	2,557	2,678
	9-10	0,037	5,159	5,159	0,037	0,567	4,555	4,555	0,567	2,619	2,619
	10-11	5,159	0,037	0,037	5,159	4,555	0,567	0,567	4,555	2,619	2,619
I	12-13	1,826	7,019	6,872	1,679	2,412	6,399	6,286	2,099	2,543	2,692
	13-14	1,494	6,690	6,690	1,494	2,098	6,089	6,089	2,098	2,619	2,619
	14-15	6,69	1,494	1,494	6,69	6,089	2,098	2,098	6,089	2,619	2,619

## 4. Poteaux du portique transversal "G":

Niv	Poteau	$0.8G + \vec{SH}$		$0.8G + \vec{SH}$		$G + P + 1.2\vec{SH}$		$G + P + 1.2\vec{SH}$		$G + 1.2P.$	
		$M_{rx}$	$M_{sy}$	$M_{rx}$	$M_{sy}$	$M_{rx}$	$M_{sy}$	$M_{rx}$	$M_{sy}$	$M_{rx}$	$M_{sy}$
IV	1-4	3,455	2,708	2,003	0,368	4,41	3,602	2,14	0,794	1,18	1,054
	2-5	3,642	2,533	3,642	2,533	4,370	3,04	4,37	3,04	0	0
	3-6	2,637	1,811	4,089	1,811	2,901	2,173	5,171	2,173	1,18	0
III	4-8	4,984	3,559	3,356	2,001	6,168	4,449	3,84	2,223	1,193	1,141
	5-9	6,131	5,016	6,131	5,016	7,357	6,019	7,357	6,019	0	0
	6-10	6,131	5,016	6,131	5,016	7,357	6,019	7,357	6,019	0	0
II	7-11	2,901	2,001	5,439	3,559	3,191	2,223	6,817	4,449	1,856	1,141
	8-12	5,033	6,110	3,475	4,288	6,218	7,541	3,992	4,937	1,141	1,336
	9-13	7,581	7,581	7,581	7,581	9,097	9,097	9,097	9,097	0	0
I	10-14	7,581	7,581	7,581	7,581	9,097	9,097	9,097	9,097	0	0
	11-15	3,475	4,288	5,033	6,11	3,992	4,937	6,218	7,541	1,141	1,336
	12-16	7,571	13,876	6,431	13,306	9,216	16,718	7,586	15,9	0,835	0,418
	13-17	8,955	16,626	8,955	16,626	10,746	19,951	10,746	19,951	0	0
	14-18	8,955	16,626	8,955	16,626	10,746	19,951	10,746	19,951	0	0
	15-19	6,431	13,306	7,571	13,876	7,586	15,902	9,216	16,716	0,835	0,418

Moments flechissants dans les poteaux (t.m.).

Efforts normaux dans les poteaux du portique "G" :

Solicitation	$0.8G + \overrightarrow{SH}$		$0.8G + \overleftarrow{SH}$		$G + P + 1.2\overrightarrow{SH}$		$G + P + 1.2\overleftarrow{SH}$		$G + 1.2P$	
	N(F)	N(F)	N(H)	N(H)	N(F)	N(F)	N(F)	N(F)	N(H)	N(H)
Poteau										
1-4	3,182	4,177	0,728	1,479	4,534	5,471	1,582	2,519	3,18	4,117
2-5	4,55	5,487	4,208	4,958	7,047	7,984	6,637	7,574	7,116	8,053
3-6	0,557	1,494	3,359	4,109	1,877	2,314	4,739	5,676	3,18	4,117
4-8	6,109	11,163	0,881	3,109	8,13	15,338	1,856	5,312	5,118	10,172
5-9	7,012	13,436	7,752	13,459	10,103	19,024	10,991	19,502	10,811	19,801
6-10	7,992	10,426	6,915	11,773	11,263	14,514	9,967	16,58	10,874	15,928
7-11	0,638	1,575	6,206	6,956	1,548	2,485	8,23	9,167	5,011	5,948
8-12	7,107	19,207	0,103	3,756	9,328	25,606	0,676	6,925	5,127	16,236
9-13	7,177	21,55	7,575	21,784	10,299	30,26	10,777	31,216	10,802	31,54
10-14	7,575	18,939	7,177	19,70	10,777	26,228	10,299	27,816	10,802	27,667
11-15	-0,702	2,40	7,106	14,812	0,677	4,099	9,327	19,431	5,127	12,012
12-16	9,073	29,795	-2,051	3,27	11,611	39,17	-1,665	7,216	5,097	23,289
13-17	6,334	29,449	8,46	31,809	9,291	41,509	11,843	45,015	10,831	44,327
14-18	8,46	28,964	6,334	27,599	11,843	40,027	9,291	39,063	10,831	40,454
15-19	-2,051	1,914	9,013	25,39	-1,685	4,39	11,611	32,998	5,097	19,065

## 5. Poteaux du portique longitudinal "1"

Niv	Potcau	Sollicitation		0.8G + SH		G + P + 1.2SH		G + P + 1.2SH		G + 1.2P	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
IV	1-5	2,148	1,203	3,156	1,203	2,876	1,487	3,848	1,401	0,495	0
	2-6	3,2	1,723	3,2	1,723	3,84	2,068	3,84	2,068	0	0
	3-7	3,2	1,723	3,2	1,723	3,84	2,068	3,84	2,068	0	0
III	4-8	2,57	1,653	4,13	2,591	2,928	1,935	5,039	3,157	1,064	2,616
	5-9	5,327	3,856	5,327	3,856	4,627	6,392	4,627	6,392	4,627	0
	6-10	5,327	3,856	5,327	3,856	4,627	6,392	4,627	6,392	4,627	0
	7-11	5,327	3,856	5,327	3,856	4,627	6,392	4,627	6,392	4,627	0
II	8-12	2,784	3,799	3,722	4,443	3,293	4,521	4,515	5,429	0,616	0,731
	9-13	5,617	6,874	5,617	6,874	6,74	8,249	6,74	8,249	0	0
	10-14	5,617	6,874	5,617	6,874	6,74	8,249	6,74	8,249	0	0
I	11-15	5,617	6,874	5,617	6,874	6,74	8,249	6,74	8,249	0	0
	12-16	4,029	12,958	4,723	13,306	4,797	15,531	5,709	15,985	0,454	0,229
	13-17	8,26	14,068	8,26	14,068	9,912	16,882	9,912	16,882	0	0
	14-18	8,26	14,068	8,26	14,068	9,912	16,882	9,912	16,882	0	0
	15-19	8,26	14,068	8,26	14,068	9,912	16,882	9,912	16,882	0	0

moments flechissants (t.m)

Efforts normaux dans les poteaux du portique longitudinal "I":

	$0.8G + \overline{5H}$		$0.8G + \overline{5H}$		$G + P + 1.2\overline{5H}$		$G + P + 1.2\overline{5H}$		$G + 1.2P$	
	N (t)	N <sup>c</sup> (t)	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>
1-5	-0,533	-0,353	2,027	2,027	-0,281	-0,281	2,575	2,575	1,167	1,167
2-6	2,103	2,103	1,453	1,453	2,828	2,828	2,049	2,049	2,482	2,482
3-7	2,103	2,103	1,453	1,453	2,828	2,828	2,049	2,049	2,482	2,482
4-8	2,133	0,133	3,697	3,697	0,356	0,356	4,626	4,626	2,511	2,511
5-9	4,001	3,648	4,125	6,152	5,233	4,952	5,369	7,944	5,347	6,511
6-10	3,987	6,09	3,987	5,44	5,196	8,024	5,196	7,245	5,238	7,721
7-11	3,987	6,09	3,987	5,44	5,196	8,024	5,196	7,245	5,238	7,721
8-12	-0,812	-0,679	4,704	8,395	-0,774	-0,418	5,846	10,472	2,557	5,065
9-13	4,229	7,877	3,835	9,987	5,49	10,442	5,018	12,962	5,297	11,806
10-14	3,987	10,077	3,985	9,427	5,197	13,221	5,197	12,441	5,238	12,919
11-15	3,987	10,077	3,985	9,427	5,197	13,221	5,197	12,441	5,238	12,955
12-16	-2,412	-3,091	6,286	14,681	-2,636	-3,114	7,742	18,214	2,533	7,000
13-17	4,80	12,177	3,786	13,773	5,576	16,018	4,96	17,922	5,711	17,109
14-18	3,987	14,064	3,987	13,414	5,196	18,477	5,196	17,657	5,238	18,197
15-19	3,987	14,064	3,987	13,414	5,196	18,477	5,196	17,657	5,238	18,197



6. moments flechissants dans les poteaux du Portique "F":

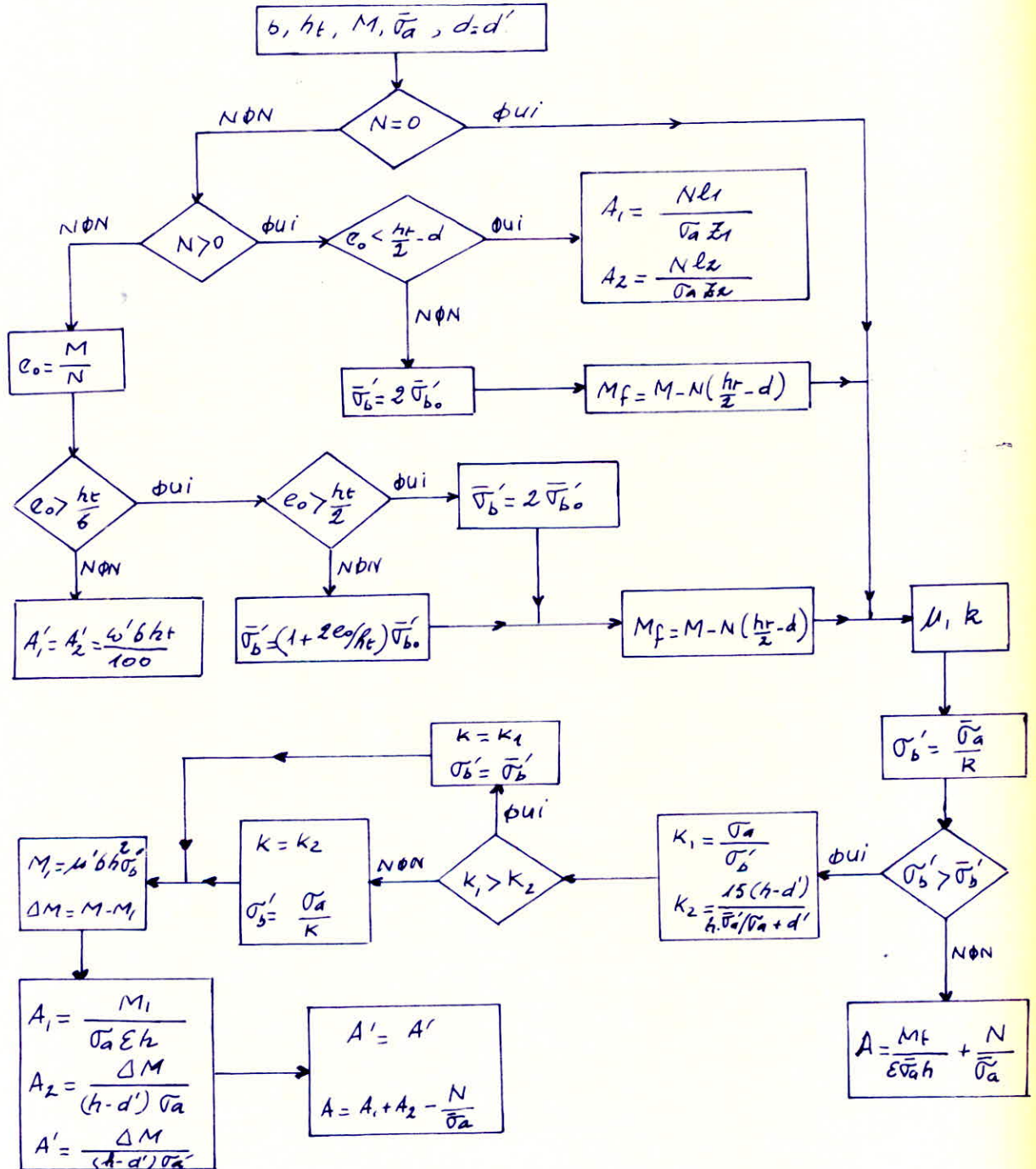
N° Poteau	Solicitation		0,8G + SH		0,8G + SH		G + P + 1,2SH		G + 1,2P	
	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>
I-5	4,174	2,106	3,055	1,502	0,895	0,180	0,566	0,076		
	3,204	2,227	2,67	1,856	2,67	1,856	3,204	2,227		
I-6	3,204	2,227	2,67	1,856	2,67	1,856	3,204	2,227		
	3,204	2,227	2,67	1,856	2,67	1,856	3,204	2,227		
I-7	3,204	2,227	2,67	1,856	2,67	1,856	3,204	2,227		
	3,204	2,227	2,67	1,856	2,67	1,856	3,204	2,227		
I-8	0,566	0,076	0,895	0,18	3,055	1,502	4,174	2,106		
	6,05	4,422	4,805	3,424	3,809	1,988	3,692	2,072		
I-9	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
I-10	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
I-11	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
	±164	±10,663	5,97	8,726	5,970	1,046	±164	±10,663		
I-12	3,652	2,072	3,309	1,988	4,809	3,424	6,05	4,422		
	6,139	±448	4,855	5,90	3,424	4,224	3,789	4,7		
I-14	8,856	8,856	7,382	7,382	7,382	7,382	8,858	8,856		
	8,856	8,856	7,382	7,382	7,382	7,382	8,858	8,856		
I-15	8,856	8,856	7,382	7,382	7,382	7,382	8,856	8,856		
	8,856	8,856	7,382	7,382	7,382	7,382	8,856	8,856		
I-16	3,789	4,7	3,419	4,224	4,855	5,90	6,139	±448		
	3,789	4,7	3,419	4,224	4,855	5,90	6,139	±448		
I-17	9,049	7,349	7,349	13,49	6,297	12,98	7,329	15,46		
	9,049	7,349	7,349	13,49	6,297	12,98	7,329	15,46		
I-18	10,471	19,444	8,726	16,203	8,726	16,203	10,471	19,444		
	10,471	19,444	8,726	16,203	8,726	16,203	10,471	19,444		
I-19	10,471	19,444	8,726	16,203	8,726	16,203	10,471	19,444		
	10,471	19,444	8,726	16,203	8,726	16,203	10,471	19,444		
I-20	7,327	15,46	6,297	12,98	7,349	13,49	9,049	16,377		
	7,327	15,46	6,297	12,98	7,349	13,49	9,049	16,377		

Solicitation:		$G+P+1,25H$		$0,8G+\overline{SH}$		$0,8G+\overline{SH}$		$G+P+1,25H$		$G+1,2P$	
Niveau	Poteau	$N(t)$	$N^c(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$
IV	1-5	5,979	5,79	3,481	3,481	2,051	2,051	3,831	3,831	5,149	5,149
	2-6	11,241	11,241	6,886	6,886	5,79	5,79	9,925	9,925	11,115	11,115
	3-7	9,925	9,925	5,79	5,79	6,886	6,886	11,241	11,241	11,115	11,115
	4-8	3,831	3,831	2,051	2,051	3,841	3,841	5,979	5,979	5,149	5,149
III	5-9	8,13	14,109	5,601	9,442	0,835	2,886	2,41	6,241	5,52	10,663
	6-10	10,809	22,05	6,527	13,414	7,063	12,854	11,453	21,378	11,658	22,763
	7-11	11,453	21,378	7,063	12,854	6,527	13,414	10,809	22,05	11,658	22,763
	8-12	2,41	6,241	0,835	2,886	5,601	9,442	8,13	14,109	5,52	10,663
II	9-13	9,486	23,595	6,729	16,171	-0,285	2,601	1,07	7,311	5,528	16,188
	10-14	11,193	32,939	6,839	20,009	7,221	19,831	11,651	32,725	11,649	35,353
	11-15	11,651	32,725	7,221	19,831	6,831	20,009	11,193	32,939	11,649	35,353
	12-16	1,07	7,311	-0,285	2,601	6,729	16,171	9,486	23,595	5,528	16,188
I	13-17	11,715	35,31	8,592	24,764	-2,186	0,446	-1,219	6,092	5,497	22,141
	14-18	9,91	42,853	5,774	25,786	7,844	27,678	12,304	45,123	11,168	46,549
	15-19	12,394	45,123	7,844	27,678	5,774	25,786	9,91	42,853	11,68	46,549
	16-20	-1,219	6,092	-2,186	0,446	8,592	24,764	11,715	35,31	5,497	22,141

Efforts normaux dans les poteaux du portique "F":

# CALCUL DU FERRAILLAGE

Pour le calcul du ferrailage, on a choisi la méthode de "CHARON" dont voici l'organigramme de calcul valable pour tous les cas de la flexion composée et simple.



## FERRAILLAGE DES POUTRES

### 1. Armatures longitudinales :

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple, l'effort normal étant négligé (CCBA 68 - A15)

La section d'acier sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du premier genre ( $\max S_{P1}$ ) et du second genre ( $\max S_{P2}$ ).

• si  $\max(1,5 M(s_{P1}), M(s_{P2})) = 1,5 M(s_{P1}) \Rightarrow$  on calcule  $A$  sous ( $s_{P1}$ )

• si  $\max(1,5 M(s_{P2}), M(s_{P2})) = M(s_{P2}) \Rightarrow$  on calcule  $A$  sous ( $s_{P2}$ ).

### ETAPES DE CALCUL :

#### a. Cas des moments négatifs (traction des fibres supérieures) :

On calcule la section d'acier nécessaire  $A_{0sup}$  avec  $M_{sup}^{max}$

soit  $A_1$  la section supérieure minimale donnée par le RPA 81

alors  $A^{sup} \geq \max(A_{0sup}, A_1)$ .

#### b. Cas des moments positifs (traction des fibres inférieures) :

On détermine  $A_{0inf}$  avec  $M_{inf}^{max}$

soit  $A_2$  la section d'acier minimale inférieure donnée par le RPA 81.

et comme les sections sollicitées par des moments positifs ce qui

dans notre cas les armatures inférieures seront soumises à

une traction égale à  $T + \frac{M}{\beta}$ , alors on définit  $A_{inf}^{min}$  de la façon suivante :  $A_{inf}^{min} \geq \frac{T + \frac{M}{\beta}}{\sigma_a}$ .

donc la section d'armatures inférieures finale sera :

$$A_{inf} \geq \max(A_{0inf}, A_2, A_{inf}^{min}).$$

### 2. Armatures transversales :

Leur rôle est de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et d'empêcher la fissuration. Elles seront calculées pour l'effort tranchant maximum.

- Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_0 = \frac{T^{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{t}{8} l_2.$$

Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{si on a reprise de bétonnage.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}, 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} \right] \bar{\sigma}_{en} \quad \text{si on n'a pas reprise de bétonnage.}$$

contrainte admissible de cisaillement :

$$\sigma_{\bar{z}_b} = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{z}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \sigma_b' \leq 2\bar{\sigma}_b'$$

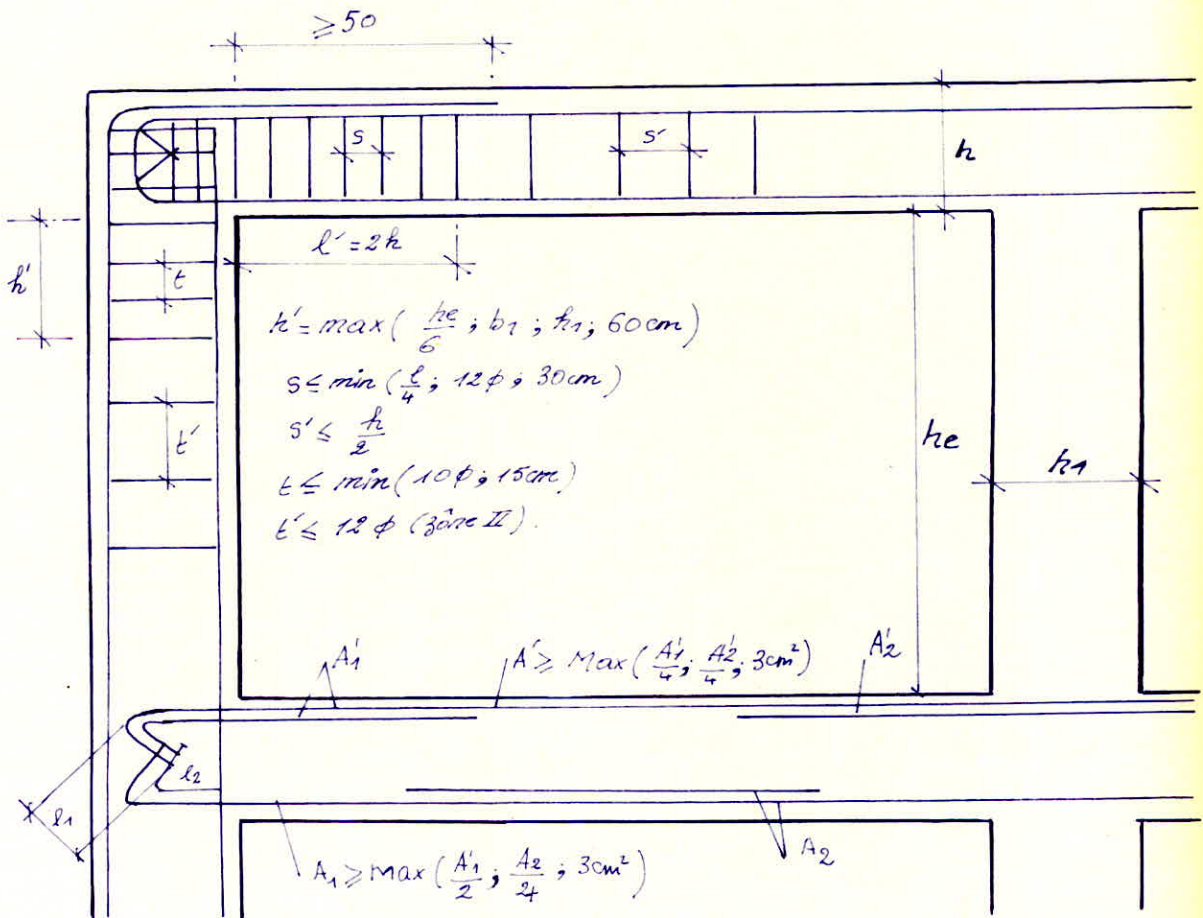
• si  $\bar{z}_b \leq \bar{z}_b \Rightarrow$  on utilise des cadres et étriers verticaux.

• si  $\bar{z}_b \leq \bar{z}_b \leq 5\bar{\sigma}_b \Rightarrow$  cadres et étriers verticaux plus des barres inclinées.

•  $z_b > 5\bar{\sigma}_b \Rightarrow$  on change la section du béton.

Recommandations et Prescriptions relatives au ferrailage

RPA 81 Art 4.2.3.2.2



$$l_1 \geq 20\phi$$

$$l_2 \geq \max(30\phi; 50 \text{ cm})$$

armatures longitudinales:

- le % total minimum sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les HA et 0,5% pour les RL
- le % total maximum des aciers longitudinaux doit être de 2,5%.
- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures.

armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0,003 s b;$$

L'espacement maximum  $s$  est:

$$s \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) \quad \text{zone nodale et en travée avec A'}$$

$$s \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante}$$

$\phi$  - étant le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

Remarque:

Il est à noter qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenus à partir du prédimensionnement, nous avons été amené à modifier le coffrage des poutres et des poteaux étant donné que le pourcentage des armatures longitudinales dépassait le pourcentage maximum imposé par le RPA81

(4% pour les poteaux et 2,5% pour les poutres).

On a adopté donc les sections suivantes:

- \* poutres longitudinales:  $30 \times 30 \text{ cm}^2$
- \* poutres transversales:  $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- \* poteaux du RDC:  $40 \times 40 \text{ cm}^2$

Ferraillage des poutres du portique transversal "G":

Niv	Noe.	$M^{max}$ (sp <sub>2</sub> )	$\mu$	$E$	$K$	$A_0^{sup}$	$A_0^{inf}$	$T^{max}$ (sp <sub>2</sub> )	$A_{0inf}^{min}$	Sect. adoptée	A (cm <sup>2</sup> )	
IV	1	-3,864	0,0479	0,9077	39,2	3,27				3T12	3,39	
		2,003	0,0248	0,931	58		1,65	4,288	2,67			
	2	-3,626	0,0449	0,9104	40,8	3,06				3T12	3,39	
		1,594	0,0197	0,9383	66		1,30	4,822	2,45			
	3	-4,498	0,0557	0,9016	35,8	3,83					2T14+1T12	4,21
		2,637	0,0327	0,9108	41		2,22	4,459	3,28	3T12	3,39	
III	4	-7,538	0,0934	0,8774	25,8	6,60				2T16+2T14	7,1	
		3,802	0,0471	0,9084	39,6		3,21	7,607	5,03	4T14	6,15	
	5	-7,218	0,0894	0,8798	26,6	6,30				2T16+2T14	7,1	
		2,312	0,0286	0,927	53,5		1,92	7,981	3,82	3T14	4,62	
	6	-6,857	0,0849	0,8824	27,5	5,97				3T16	6,03	
		1,951	0,0242	0,932	58,5		1,61	8,219	3,57	3T14	4,62	
	7	-6,368	0,0789	0,8858	28,8	5,52				3T16	6,03	
2,632		0,0326	0,9224	49,4		2,19	7,673	4,02	3T14	4,62		
II	8	-9,262	0,1147	0,8671	22,6	8,20				2T16+3T14	8,64	
		5,475	0,0678	0,8929	31,7		4,71	8,607	6,76	2T16+2T14	7,1	
	9	-9,185	0,1138	0,8674	22,7	8,13				3T14+2T16	8,64	
		4,279	0,053	0,9035	36,8		3,64	8,962	5,77	3T16	6,03	
I	12	-14,317	0,1774	0,8428	16,1	12,99				3T20+3T14	14,04	
		10,718	0,1328	0,8592	20,5		9,58	10,919	12,11	3T16+2T20	12,31	
	13	-11,154	0,1382	0,8567	19,91	10,06				3T16+3T14	10,65	
6,248		0,0774	0,8866	29,1		5,41	9,649	7,71	4T16	8,04		

## Ferraillage des Poutres transversales intérieures - Portique F

### Armatures aux appuis :

Niveau	appui	$M_{(SP2)}$ $M(t.m)$	$\mu$	$\epsilon$	K	$A_0^{sup}$	$A_0^{inf}$	$T(Sp2)$ $T(Sp2)$	min $A_{0inf}$	section adoptée	$A(cm^2)$
IV	appui de rive	-3,779	0,0468	0,9088	39,8	3,19		5,149 5,18		3T12	
		0,895	0,0111	0,8688	23,1		0,79		2,63	3T12	
	appui inter.	-4,204	0,0521	0,9042	37,2	3,57		5,708 6,591		3T14 3T12	
III	appui de rive	-7,225	0,0895	0,8785	26,5	6,31		5,52 7,653		2T16+2T14	
		3,489	0,0432	0,912	41,8		2,94		4,91	2T14+1T16	
	appui inter.	-6,96	0,0862	0,8815	27,2	6,06		5,932 8,047		2T16+2T14 3T14	
II	appui de rive	-9,195	0,1139	0,8674	22,7	8,14		5,528 8,785		3T14+2T16	
		5,408	0,067	0,8934	31,2		4,65		6,74	3T14+2T12	6,88
	appui inter.	-9,181	0,1137	0,8674	22,7	8,13		5,923 9,162		3T14+2T16 4T14	
I	appui de rive	-14,12	0,1749	0,8433	16,9	12,8		5,494 9,162		3T20+3T14	
		10,521	0,1303	0,8599	20,7		9,39		11,92	2T20+4T14	
	appui inter.	-11,1	0,1375	0,8571		9,96		5,914 7,071		3T16+3T14 2T16+3T14	
	6,193	0,0767	0,8871	29,3		5,36		8,02			

### Armatures en travées

Niv	Poutre	$M_t(Sp1)$	$\mu$	$\epsilon$	K	$A_t(cm^2)$	section adoptée	$A(cm^2)$
IV	poutre de rive	3,253	0,0604	0,8982	34,1	4,17	4T12	
	poutre inter.	2,855	0,0531	0,9035	36,8	3,64		
III	poutre de rive	3,248	0,0604	0,8982	34,1	4,17	3T14	
	poutre inter.	2,971	0,0552	0,902	36	3,79		
II	poutre de rive	3,236	0,0601	0,8984	34,2	4,15	3T14	
	poutre inter.	2,971	0,0552	0,902	36	3,79		
I	poutre de rive	3,281	0,061	0,8975	33,8	4,21	4T14	
	poutre inter.	2,971	0,0552	0,902	36	3,79	3T14	



### 1. Vérification de la flèche (CCBA 68 Art 61):

$$1. A_f \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_b} b_0 h.$$

$$\frac{43}{\bar{\sigma}_b} b_0 h = \frac{43}{4120} 30 \times 31 = 9,7 \text{ cm}^2 > A_f^{\text{max}} = 3716 = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

$$2. h_t \geq \frac{l}{16}$$

$$\frac{l}{16} = \frac{370}{16} = 23,15 < h_t = 35 \text{ cm. (vérifiée).}$$

$$3. h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_E}{M_0} l$$

Niv.	$M_0$	$M_E^{\text{max}}$	$0,1 \frac{M_E}{M_0} l$ (cm)	$h_t$ (cm)
4	3,116	1,94	23,04	35
1,2,3	4,311	2,855	21,51	35

(vérifiée)

### 2. Vérification de la condition de non fragilité (CCBA 68 Art 52):

Il faut vérifier qu'on ait  $A \geq 0,69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s}$ .

$$0,69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} = 0,69 \times 30 \times 31 \times \frac{8,85}{4200} = 1,35 < A_{\text{min}} = 3712 = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

### 3. Vérification de la fissuration

On doit avoir  $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ .

$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{k_1}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_2 \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{269}$$

N.B: On vérifie la fissuration pour la plus petite section fendue et elle sera vérifiée pour toutes les autres sections si les diamètres des barres d'une section à une autre ne changent pas trop.

$\phi_{\text{mm}}$	section	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$
12	3712	3,39	0,0188	3165	2607	2800
14	3714	4,62	0,0254	3504	2414	2800
16	3716	6,03	0,0335	3764	2258	2800
20	420316	12,31	0,0513	4069	2019,5	2800

$\rightarrow \sigma_1 > \bar{\sigma}_a$   
(vérifiée)

#### 4. Vérification de la condition de non écrasement du béton

En toute partie courbe d'une barre, le rayon de courbure ( $r$ ) doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_{b0}}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \gamma$$

avec :

$d$  : distance entre centre de courbure de la barre et la paroi

$\sigma_a$  : contrainte à l'origine de la barre.

$\gamma$  : coefficient numérique.

$\gamma = 1$  : pour barre courbée isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit.

$\gamma = \frac{5}{3}$  : pour une barre courbée appartenant à un ensemble disposé en deux lits.

On prend  $d = 5 \text{ cm}$  ,  $\sigma_{b0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$ .

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

alors pour  $\phi = 12 \text{ mm}$  ,  $\gamma = 1 \Rightarrow r \geq 5,1 \phi$ .

$\phi = 14 \text{ mm}$  ,  $\gamma = 1 \Rightarrow r \geq 5,2 \phi$ .

$\phi = 14 \text{ mm}$  ,  $\gamma = \frac{5}{3} \Rightarrow r \geq 8,7 \phi$ .

$\phi = 16 \text{ mm}$  ,  $\gamma = 1 \Rightarrow r \geq 5,5 \phi$ .

$\phi = 16 \text{ mm}$  ;  $\gamma = \frac{5}{3} \Rightarrow r \geq 9 \phi$ .

$\phi = 20 \text{ mm}$  ,  $\gamma = \frac{5}{3} \Rightarrow r \geq 9,5 \phi$ .

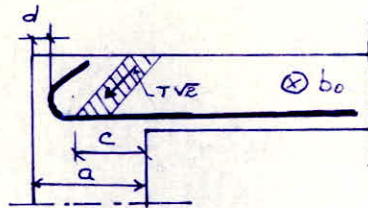
#### 5. Vérification de la largeur d'appui :

On doit avoir :  $c \geq \frac{2T}{60 \sigma_{b0}'} = c_0$

$$\text{avec } c = a - (d + r)$$

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$



Niv	IV		III		II		I	
appui	1	3	4	7	8	11	12	15
T(t)	4,288	4,459	7,607	7,673	8,607	7,354	10,919	10,919
$c_0$ (cm)	2,78	2,89	4,94	4,98	5,6	4,77	7,1	7,1
c (cm)	23,88	22,72	17,82	21,2	15,6	15,6	12	12

$\rightarrow c > c_0$  (vérifiée).

6. Condition de non entraînement des barres :

On devra avoir  $Z_d \leq \bar{Z}_d$

avec  $\bar{Z}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$  ( $\psi_d = 1,5$  pour HA).

$$Z_d = \frac{T}{\gamma P_{u,i}} \frac{A_i}{A}$$

où  $A$  - section totale des armatures tendues

$A_i$  - section d'une barre (i), ou d'un paquet de barres.

$P_{u,i}$  - périmètre utile d'une barre (i) ou d'un paquet de barres.

$$\gamma = \frac{7}{8} k = 27,13 \text{ cm}$$

Niv	Appui	$T_{\text{sp1}}^{\text{max}} (t)$	$\phi_{\text{mm}}$	$A(\text{cm}^2)$	$\frac{A_i}{A}$	$P_{u,i}(\text{cm})$	$Z_d(\text{kg/cm}^2)$
IV	3 T12	3,557	12	3,39	0,333	3,77	11,58
	2 T14 + 1 T12	3,557	12 14	4,21	0,268 0,367	3,77 4,40	9,32 10,94
III	3 T14	5,562	14	4,62	0,333	4,40	15,52
	2 T16 + 2 T14	5,501	14	7,10	0,217	4,40	10
			16		0,283		5,03
3 T16	5,31	16	6,03	0,333	5,03	12,96	
II	2 T16 + 3 T14	5,127	14	8,64	0,174	4,40	7,77
			16		0,233		5,03
I	3 T20 + 3 T14	5,097	14	14,04	0,11	4,40	3,78
			20		0,214		6,28
	3 T16 + 2 T20	5,097	16	12,31	0,163	5,03	6,09
			20		0,255		6,28
	3 T16 + 3 T14	5,525	14	10,65	0,145	4,40	6,71
			16		0,189		5,03

$$\bar{Z}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sp.1)}$$

$$\bar{Z}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

ona  $Z_d < \bar{Z}_d$  (vérifiée).

Verification des contraintes

- sections sans armatures comprimées

On calcule  $\bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot 100}$  et des tableaux de CHARON on tire  $\epsilon$  et  $k$ , et  $\bar{\omega}$  on calcule :

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon k A} \quad , \quad \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k}$$

	M (sp2)	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	k	$\sigma_a$	$\sigma_b'$
IV	3,864	3,39	0,365	0,9064	38,4	3526	91,82
	3,626	3,39	0,365	0,9064	38,4	3757,5	97,85
	4,498	4,21	0,453	0,8977	33,9	3839,2	113,25
III	7,538	7,1	0,763	0,8741	24,7	3918	158,63
	7,218	7,1	0,763	0,8741	24,7	3752	152
	6,857	6,03	0,648	0,8818	27,3	4160	152,4
II	9,262	8,64	0,929	0,8648	21,9	4000	182,65
	9,185	8,64	0,929	0,8645	21,9	3967	181

- sections avec armatures comprimées :

on calcule la position de l'axe neutre ( $y_1$ ) à partir de l'équation du moment statique de la section fictive.

ensuite on calcule le moment d'inertie de cette section par rapport à l'axe neutre, en posant  $\frac{M}{I} = k$  on aura d'après l'équation  $\sigma = \frac{M}{I} y$  :

$$\sigma_b' = y_1 k$$

$$\sigma_a' = n k (y_1 - d')$$

$$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1)$$

Niv	M (sp2)	A	A'	$y_1$	k	$\sigma_a'$	$\sigma_b'$	$\sigma_a$
I	14,317	14,04	6,1	13,23	15,49	2145	205	4129
	11,154	10,65	0,6	13,18	15,55	2141	205	4156

Armatures transversales:

on prend  $A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_8 = 2,07 \text{ cm}^2$

- contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = 27,125 \text{ cm}$$

- Contrainte admissible de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b' \\ (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}_b' \end{cases}$$

- contrainte admissible des armatures tendues:

$$\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} & \text{si on a reprise de bétonnage} \\ (1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{en} & \text{si on n'a pas reprise de bétonnage} \end{cases}$$

- espacement t:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

- espacement admissible donnée par le RPA81:

\* zone nodale:

$$\bar{t} \leq \min(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

\* zone courante:

$$\bar{t} \leq \frac{h_t}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Niv.	Noe.	T <sup>max</sup> (sp2)	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	τ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	τ̄ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ̄ <sub>at</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	t (cm)	t adoptée (cm)	
								z nod.	z cour.
IV	1	4,288	91,82	5,27	30,98	2400	30,5	8	15
	2	4,822	97,85	5,93	30,98	2400	27	8	15
	3	4,452	113,25	5,48	30,07	2400	29,4	8	15
III	4	7,607	158,63	9,35	26,16	2400	17,2	8	15
	5	7,981	152	9,81	26,73	2400	16,4	8	15
	6	8,219	152,4	10,1	26,70	2400	15,9	8	15
II	8	8,607	182,65	10,58	24,09	2400	15,2	8	14
	9	8,962	181	11,01	24,24	2400	14,6	8	14
I	12	10,919	205	13,42	22,17	2400	12	8	12
	13	9,649	205	11,86	22,17	2400	13,5	8	12

Ferraillage des poutres longitudinales :

Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas porteuses des charges verticales et qu'elles ne sont sollicitées principalement que par des forces latérales sismiques, elles doivent avoir donc des armatures symétriques

Les moments en travées sont très faibles par rapport à ceux des appuis, on calcule alors les armatures sur appuis et on optera pour la travée une section égale au moins à la moitié de celle de l'appui (RPA81 Art 4.2.32).

Niv	Nœ	M <sup>max</sup> (SP2)	$\mu$	E	k	A <sub>0</sub> <sup>sup</sup>	A <sub>0</sub> <sup>inf</sup>	T <sup>max</sup> (SP2)	A <sub>0</sub> <sup>min</sup>	section adoptée	A (cm <sup>2</sup> )
IV	1	-3,288	0,0579	0,9	35	3,35				3T12	3,39
		2,448	0,0431	0,912	41,8		2,46	2,337	3,1		
IV	2	-2,437	0,0429	0,9123	42	2,45				3T12	3,39
		1,114	0,0196	0,9383	66		1,1	2,433	1,68		
III	4	-4,378	0,0771	0,8869	29,2	4,52				2T16+1T14	5,56
		2,511	0,0442	0,9111	41,2		2,52	4,27	3,52		
	5	-4,853	0,0788	0,8858	28,8	5,02				3T16	6,03
	6	2,153	0,0362	0,9186	46,4		2,2	4,482	3,27		
II	8	-6,689	0,1178	0,8656	22,2	7,1				3T16+1T12	7,16
		4,531	0,0798	0,8853	28,6		4,69	5,294	5,95		
	9	-6,327	0,1114	0,8684	23	6,67				3T16+1T12	7,16
		3,627	0,0634	0,8956	32,9		3,71	5,414	5,0		
I	12	-9,701	0,1708	0,8447	17,2	10,55				4T16+2T14	11,12
		7,617	0,1341	0,8584	20,3		8,13	6,872	9,77		
	13	-9,16	0,1613	0,848	17,9	9,90				5I6	10,05
		6,46	0,1138	0,8674	22,7		6,82	7,019	8,5		

verification de la fissuration :

on devra avoir  $\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$ .

Niv	$\phi_{mm}$	Section	$A_{crt}$	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$
IV	12	3T12	3,39	0,0188	3165	2607	2800
III	16	2T16+1T14	5,56	0,0309	3541	2258	2800
II	16	3T16+1T12	7,16	0,0398	4271	2258	2800
I	16	5T16	10,05	0,0558	5372	2258	2800

$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a$   
 → Verifiée

verification de la condition de non fragilité :

$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 30 \times 26 \times \frac{5,9}{4200} = 0,76 \text{ cm}^2$   
 on a  $A_e^{min} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2$  (verifiée).

verification de la largeur d'appui :

On devra avoir  $c \geq c_0 = \frac{2T}{6 \cdot \bar{\sigma}_{b_0}}$

avec  $c = a - d - r$

où  $a = 35 \text{ cm}$

$r$  : rayon de courbure

$d$  : enrobage.

Niv	IV	III	II	I
appui	1	4	8	12
T (t)	2,337	4,27	5,294	6,872
$c_0(\text{cm})$	1,5	2,77	3,45	4,46
$c(\text{cm})$	23,88	15,6	15,6	15,6

→  $c > c_0$  (verifiée).

Condition de non entrainement des barres :  $Z_d < \bar{Z}_d$

Niv	appui	$T (> P_k)$	$\phi_{mm}$	$A(\text{cm}^2)$	$\frac{A_i}{A}$	$P_{u,i}(\text{cm})$	$Z_d (\text{kg/cm}^2)$	$\bar{Z}_d (\text{kg/cm}^2)$
IV	3T12	2,433	12	3,39	0,333	3,77	9,45	26,5
III	2T16+1T14	4,270	14	5,56	0,277	4,4	11,8	
			16		0,366	5,03	13,5	
	3T16	4,482	16	6,03	0,333	5,03	13,1	
II	3T16+1T12	5,414	12	7,16	0,158	3,77	9,98	
			16		0,281	5,03	13,3	
I	4T16+2T14	6,872	14	7,12	0,139	4,4	9,5	
			16		0,181	5,03	10,9	
	5T16	7,019	16	10,05	0,2	5,03	12,3	

$Z_d = \frac{T}{3 P_{u,i}} \frac{A_i}{A}$

$Z_d < \bar{Z}_d$

(verifiée)

Verification des contraintes :

- sections sans armatures comprimées :

Niv	M (spz)	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	k	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
IV	3,288	3,39	0,435	0,8994	34,7	4148	119,5
III	4,378	5,59	0,717	0,8771	25,7	3434	133,5
	5,113	6,03	0,773	0,8734	24,5	3734	152
II	6,689	7,16	0,918	0,8649	22	4154,5	189

- sections avec armatures comprimées :

Niv	M (spz)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	y <sub>1</sub> (cm)	K	$\bar{\sigma}'_a$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_a$
I	9,701	11,12	4,2	11,51	17,82	2007,5	205	3873
	9,16	10,05	3,2	11,2	18,3	1976,4	205	4062,6

Armatures transversales :

$$A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_s = 2,0 \text{ cm}^2$$

Niv	Poutre	max T (spz)	$\bar{\sigma}'_b$	$\tau_b$	$\bar{z}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	t (cm)	t adoptée	
								E.N.	E.C.
IV	1-2	2,337	119,5	3,4	29,5	2400	46	7	15
	2-3	2,433	92	3,6	31,9	2400	45	7	15
III	4-5	4,482	133,5	6,6	28,3	2400	24,5	7	15
	5-6	4,444	152	6,5	26,7	2400	25	7	15
II	8-9	5,294	189	7,8	23,5	2400	20,7	7	15
	9-10	5,159	189	7,6	23,5	2400	21,3	7	15
I	12-13	7,019	205	10,3	22,2	2400	15,6	7	15
	13-14	6,69	205	9,8	22,2	2400	16,4	7	15

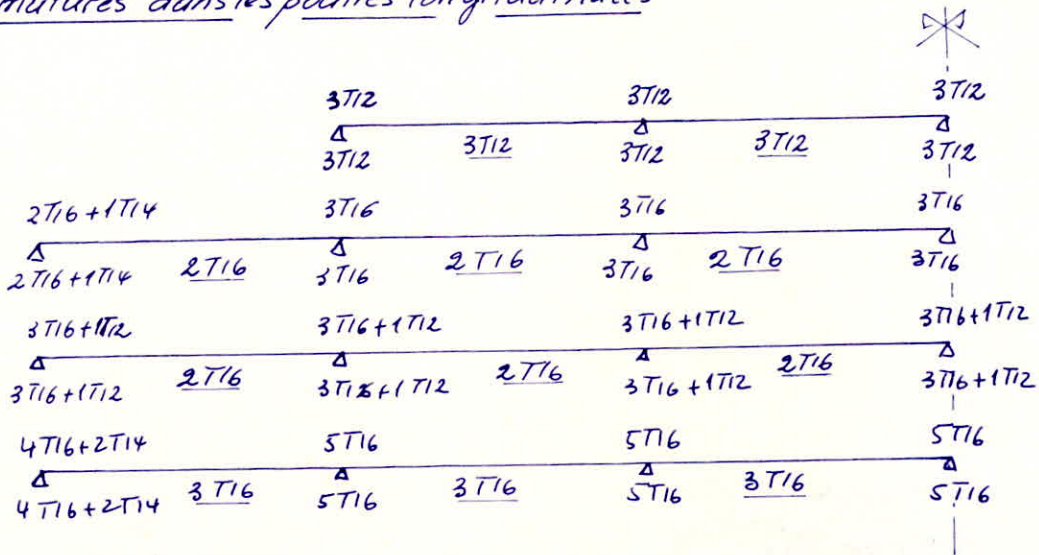
Espacement admissible du RPA81 :

zone nodale :  $\bar{t} \leq \min \left( \frac{ht}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = 7,5 \text{ cm}$

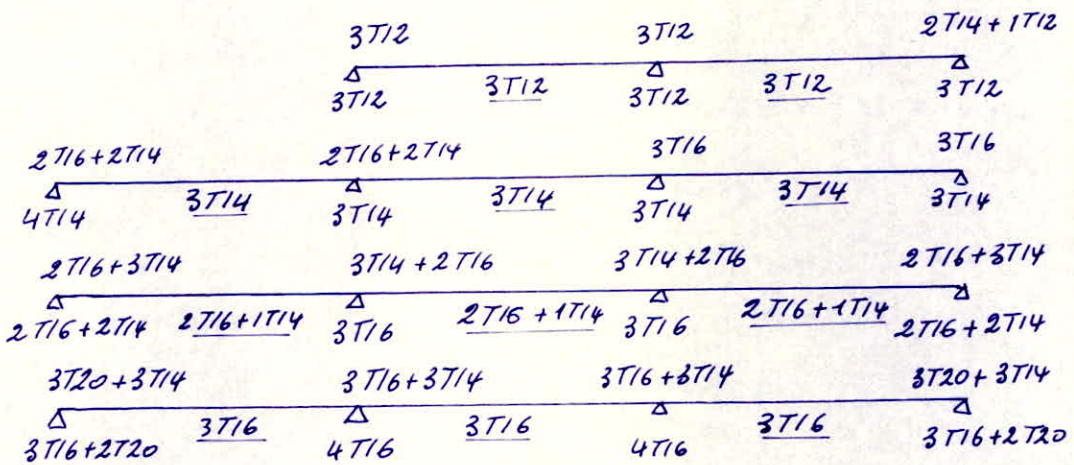
zone courante :  $\bar{t} \leq \frac{ht}{2} = 15 \text{ cm}$



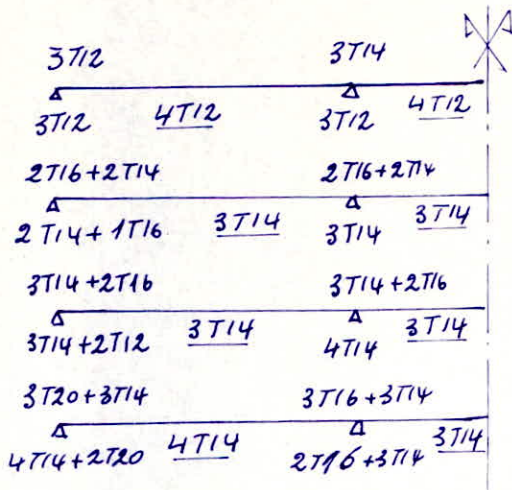
Armatures dans les poutres longitudinales



armatures dans les poutres transversales du portique derive:



armatures dans les poutres transversales du portique interieur



## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments en tête et à la base, dans le sens transversal et le sens longitudinal. Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous (SP1) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre, et on optera la plus grande section d'acier.

- On distingue 3 types d'efforts :

- \*  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$  → pour le calcul des armatures tendues.
- \*  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$  } → pour le calcul du béton comprimé et
- \*  $N^{\text{corr}}, M^{\max}$  } éventuellement pour les armatures comprimées.

Méthode de calcul :

On a adopté la méthode de "P. CHARON"

Contrainte admissible du béton :

$$* \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$$

$$* \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 < \frac{ht}{2}, e_1 = \frac{ht}{6}$$

- 1) -  $e_0 > e_1$  → section partiellement comprimée
- 2) -  $e_0 \leq e_1$  → section entièrement comprimée (si N est un effort de comp.)  
→ section " tendue (si N : traction).
- 3)  $e_0 \approx 0$  → on a une compression simple.

Prescriptions relatives aux armatures (RPA81 Art 4.2.3) :

\* Armatures Longitudinales :

- elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- % minimum 1% en zone II.
- % maximum 4%.
- le diamètre minimum est de 14 mm en zone II.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50\phi$  en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, à l'extérieur des zones des nœuds.

\* Armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux seront calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 \cdot T}{f_t \cdot V_{en}}$$

avec : -  $T$  : effort tranchant définie comme suit :

\* 2 fois l'effort de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 15.

\* 3 fois si l'élançement est inférieur à 15.

-  $S$  : l'espacement entre les cours successifs des armatures transversales donné par :

\*  $S \leq 12 \phi$  en zone courante

\*  $S \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm})$  en zone nodale.

avec  $\phi$  le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $0,0045 B_1$  ;  $B_1$  étant la largeur du poteau.

Restrictions dues au flambement :

- Pièce chargée axialement ( $N \neq 0, M_{G_0} = 0$ )

\*  $\lambda \leq 50 \rightarrow$  calcul en compression simple

\*  $50 \leq \lambda \leq 150 \rightarrow$  calcul en flexion composée en prenant :

$$N ; e_0 = f_c = \frac{8i^2}{\sigma} (1 + \xi) 10^3 (\lambda - 50)^{3/2}$$

- charge excentrée ( $N ; M_{G_0} ; e_0$ ) :

\*  $\lambda \leq 35 \rightarrow$  calcul en flexion composée avec  $N ; e_0$ .

\*  $35 \leq \lambda \leq 50 \rightarrow$  calcul en flexion composée avec  $N ; e_{01}$

$$\text{ou } e_{01} = e_0 + 0,16(\lambda - 35)e_0$$

\*  $50 \leq \lambda \leq 150 \rightarrow$  on calcule  $\lambda'$  avec  $\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33000}{1 + 0,6 \xi} \frac{e_0}{ht}$

et on vérifie  $\lambda'$  comme ci-dessus.

Verification au flambement :

\* - niveau RDC

$$S = h_1 \times B_1 = 40 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$l_0 = 489 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i}, \quad l_c = 0,9 l_0 \text{ pour tous les niveaux.}$$

$$l_c = 0,9 \times 489 = 440,1 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{h_1^4}{12 h_1^2}} = \frac{h_1}{\sqrt{12}} = \frac{B_1}{\sqrt{12}} = \frac{40}{\sqrt{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{440,1}{11,55} = 38,1$$

On a  $35 < \lambda = 38,1 < 50 \Rightarrow e_{01} = e_0 + 0,16(\lambda - 35)e_0$   
 où  $e_{01}$  sera l'excentricité de calcul.

$$e_{01} = e_0 + 0,16(38,1 - 35)e_0 = e_0 + 0,5e_0 = 1,5e_0$$

$$\boxed{e_{01} = 1,5e_0}$$

\* - les autres niveaux

$$h_1 = B_1 = 35 \times 35 \text{ cm}^2$$

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$l_c = 0,9 l_0 = 275,4 \text{ cm}$$

$$i = \frac{35}{\sqrt{12}} = 10,1$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{275,4}{10,1} = 27,26 < 35 \Rightarrow \text{on ne tient pas du flambement ici.}$$

SPI						$(N^{Max}, M^{Max})$ SP2 $(N^{min}, M^{corr})$									
Sens transversal						Poteau "F1"									
Niv.	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	6,089	1,895	31,1	S.P.C	137	6,919	4,174	60,3	S.P.C	205,5	2,803	0,895	31,93	S.P.C	205,5
3	12,549	1,227	9,8	S.P.C	106,8	15,989	6,05	37,84	S.P.C	205,5	3,638	3,309	90,96	S.P.C	205,5
2	19,077	1,439	7,6	S.P.C	98,25	26,415	7,448	28,2	S.P.C	205,5	3,353	4,224	12,6	S.P.C	205,5
1	26,014	0,902	5,2	S.E.C	86	39,63	16,317	61,76	S.P.C	205,5	1,616	12,98	1204,8	S.P.C	205,5
Sens longitudinal															
Niv.	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Soll.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Solli.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	2,434	0	0	C.S	68,5	2,049	3,84	187,4	S.P.C	205,5	1,453	3,2	220,23	S.P.C	205,5
3	7,673	0	0	C.S	68,5	7,245	4,627	63,86	S.P.C	205,5	5,44	5,337	98	S.P.C	205,5
2	12,912	0	0	C.S	68,5	12,44	8,249	66,3	S.P.C	205,5	9,427	6,874	73	S.P.C	205,5
1	18,15	0	0	C.S	68,5	17,637	16,882	143,58	S.P.C	205,5	13,414	14,068	157,3	S.P.C	205,5

S.P.C : section partiellement comprimée  $\rightarrow e_0 > e_1$  ;  $e_1 = \frac{ht}{6}$

S.E.C : section entièrement comprimée  $\rightarrow e_0 < e_1$

C.S : compression simple  $\rightarrow e_0 = 0$

$$e_1 = \begin{cases} 6,67 \text{ niveau 1} \\ 5,83 \text{ cm pour les autres niveaux.} \end{cases}$$

N.B: Dans tous les tableaux, l'effort normal négatif correspond dans notre cas à un effort de traction, et l'effort positif à un effort de compression.

SP1

SP2

sens transversal

Poteau "G4"

Niv	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$
4	4,120	1,180	28,64	S.P.C	137	5,471	4,410	80,6	S.P.C	205,5	1,479	2,003	135,4	S.P.C	205,5
3	10,178	1,193	11,72	S.P.C	114,4	15,338	6,168	40,2	S.P.C	205,5	3,109	3,356	108	S.P.C	205,5
2	16,245	1,141	7,02	S.P.C	96	25,603	7,541	29,45	S.P.C	205,5	3,756	4,288	114	S.P.C	205,5
1	22,842	0,835	5,49	S.E.C	90	39,17	16,716	64	S.P.C	205,5	3,270	13,306	610,4	S.P.C	205,5

sens longitudinal

Niv.	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$
4	1,167	0,51	43,7	S.P.C	137	2,575	3,848	149,44	S.P.C	205,5	-0,353	2,448	693,5	S.P.T	205,5
3	3,678	0,69	18,76	S.P.C	137	7,258	5,049	70,11	S.P.C	205,5	-0,22	2,51	1140,9	S.P.T	205,5
2	6,235	0,57	9,14	S.P.C	104,3	13,047	5,429	41,61	S.P.C	205,5	-0,899	3,799	422,6	S.P.T	205,5
1	8,778	0,56	9,57	S.P.C	101	20,789	15,985	115,34	S.P.C	205,5	-3,99	12,958	487	S.P.T	205,5

sens transversal

Poteau "G3"

Niv.	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (cm)	sollicit	$\bar{\sigma}_b'$
4	7,116	0	0	C.S	68,5	7,984	4,371	54,75	S.P.C	205,5	4,958	3,642	73,46	S.P.C	205,5
3	17,927	0	0	C.S	68,5	19,024	7,357	38,67	S.P.C	205,5	13,436	6,131	45,62	S.P.C	205,5
2	28,729	0	0	C.S	68,5	30,26	9,097	30,1	S.P.C	205,5	21,55	7,581	35,18	S.P.C	205,5
1	39,56	0	0	C.S	68,5	41,507	19,951	67,25	S.P.C	205,5	29,45	16,626	84,69	S.P.C	205,5

06

SP1						SP2									
Sens longitudinal						Poteaux "G3" et "G2"									
Niv	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	1,167	0,51	43,7	S.P.C	137	2,635	2,960	112,33	S.P.C	205,5	-0,352	2,38	676,14	S.P.T	205,5
3	3,678	0,69	18,76	S.P.C	137	7,428	3,500	47,12	S.P.C	205,5	-0,21	3,35	1595	S.P.T	205,5
2	6,235	0,57	9,14	S.P.C	104,3	13,217	5,070	38,36	S.P.C	205,5	-0,89	4,13	464	S.P.T	205,5
1	8,778	0,56	9,57	S.P.C	101	20,878	15,210	109,28	S.P.C	205,5	-3,79	12,62	499,5	S.P.T	205,5
Sens transversal						Poteau "G2"									
Niv.	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	4,12	1,18	28,64	S.P.C	137	5,676	5,171	91,1	S.P.C	205,5	1,494	2,637	176,5	S.P.C	205,5
3	20,41	0	0	C.S	68,5	16,58	7,357	44,37	S.P.C	205,5	10,426	6,131	58,8	S.P.C	205,5
2	32,154	0	0	C.S	68,5	27,816	9,097	32,7	S.P.C	205,5	18,939	7,581	40,03	S.P.C	205,5
1	44,485	0	0	C.S	68,5	39,063	19,951	76,61	S.P.C	205,5	27,599	16,626	90,36	S.P.C	205,5
Sens longitudinal						Poteau "G1"									
Niv.	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3	2,511	1,064	42,37	S.P.C	137	4,626	5,039	708,93	S.P.C	205,5	0,133	2,51	18872	S.P.C	205,5
2	5,068	0,731	14,42	S.P.C	124,94	10,472	5,429	51,84	S.P.C	205,5	0,676	3,799	559,5	S.P.T	205,5
1	7,611	0,458	9,03	S.P.C	99,5	18,214	15,985	131,64	S.P.C	205,5	-3,091	12,958	628,9	S.P.T	205,5

-SP1-						$(N^{max}, M^m)$		-SP2- $(N^{min}, M^{corr})$							
Sens transversal						Poteau "G1"									
Niv	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	solli.	$\bar{\sigma}_b'$	$N^m$ (t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	$N^{min}$ (t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3	5,949	1,858	31,23	S.P.C	137	9,167	6,817	7,436	S.P.C	205,5	1,575	2,901	184,19	S.P.C	205,5
2	12,012	1,335	11,11	S.P.C	112	19,431	7,541	38,81	S.P.C	205,5	2,40	4,288	178,67	S.P.C	205,5
1	19,065	0,835	6,57	S.E.S	91	32,998	16,717	76	S.P.C	205,5	1,914	13,306	1042,8	S.P.C	205,5
Sens transversal						Poteau "F2"									
Niv	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	solli.	$\bar{\sigma}_b'$	$N^{max}$ (t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	$N^{min}$ (t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	12,052	0	0	C.S	68,5	12,181	3,204	26,30	S.P.C	205,5	6,542	2,67	40,81	S.P.C	205,5
3	24,647	0	0	C.S	68,5	23,93	7,164	29,9	S.P.C	205,5	14,546	5,97	41,04	S.P.C	205,5
2	37,244	0	0	C.S	68,5	35,759	8,856	24,77	S.P.C	205,5	22,087	7,382	33,42	S.P.C	205,5
1	50,869	0	0	C.S	68,5	47,17	19,441	61,82	S.P.C	205,5	29,242	16,203	83,12	S.P.C	205,5
Sens longitudinal															
Niv	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	solli.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	sollicit.	$\bar{\sigma}_b'$
4	2,828	0	0	C.S	68,5	2,575	4,37	169,7	S.P.C	205,5	1,453	3,642	250,6	S.P.C	205,5
3	7,928	0	0	C.S	68,5	7,947	7,357	92,57	S.P.C	205,5	3,691	6,131	166,7	S.P.C	205,5
2	13,599	0	0	C.S	68,5	12,962	9,097	70,17	S.P.C	205,5	8,395	7,581	90,42	S.P.C	205,5
1	21,577	0	0	C.S	68,5	18,214	19,951	109,5	S.P.C	205,5	13,773	16,626	120,7	S.P.C	205,5



# Calcul des Armatures minimales sous : SP1

Sections partiellement comprimées :  $A_e^{min} = \frac{1.25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \sigma_m' B}{1000 \bar{\sigma}_b'}$

S.E.C et C.S :  $A_{e,sec}^{min} = \frac{1.25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 N}{1000 \bar{\sigma}_b}$

93

		N(t)	$\bar{\sigma}_b'$	$y_1$ (cm)	$\bar{\sigma}_m'$	$\theta_2$	$A_e^{min}$	
G4, $\theta_1 = 1.7$	Sens. transv.	4	4.12	137	13.12	8.97	3.04	1.67
		3	10.178	114.4	11.78	24.69	3.04	4.60
		2	16.245	96	10.53	44.09	3.04	8.20
	Sens Longit.	4	1.167	137	13.12	2.54	3.04	0.47
		3	3.678	137	13.12	8.01	3.04	1.49
		2	6.235	104.3	11.11	16.03	3.04	2.98
G2 et G3, $\theta_1 = 1.4$	Sens Longit.	1	8.778	101	12.64	17.36	3.84	5.33
	S. Longitudinal	4	1.167	137	13.12	2.54	3.04	0.37
		3	3.678	137	13.12	8.01	3.04	1.16
		2	6.235	104.3	11.11	16.03	3.04	2.32
1		8.778	101	12.64	17.36	3.84	4.15	
G1, $\theta_1 = 1.8$	S. Longit.	3	2.511	137	13.12	5.47	3.04	1.02
		2	5.068	125	12.43	11.65	3.04	2.17
		1	7.611	99.5	12.52	15.2	3.84	4.66
	S.T.	3	5.949	137	13.12	12.95	3.04	2.41
	2	12.012	112	11.625	29.52	3.04	5.49	
F1, $\theta_1 = 1.4$	Sens. transv.	4	6.089	137	13.12	13.26	3.04	1.92
		3	12.549	106.8	11.28	31.77	3.04	4.6
		2	19.017	98.25	10.69	50.83	3.04	7.35

$$\theta_1 = \begin{cases} 1.8 \rightarrow \text{poteau d'angle.} \\ 1.4 \rightarrow \text{poteau de rive.} \\ 1 \rightarrow \text{poteau central.} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{e_c}{4a - 2c} = \begin{cases} 3.84 \cdot (1) \\ 3.04 \cdot \begin{cases} (4) \\ (3) \\ (2) \end{cases} \end{cases}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} = 1.52$$

$$\bar{\sigma}_m' = \frac{N}{b y_1}$$

$$y_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_b' h}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a}$$

		Niv	N(t)	$\theta_2$	$A_e^{min}$	
G1G4	S.T.	S.E.C	1	22.842	3.84	4.38
	S.T.	S.E.C	1	19.065	3.84	3.60
G2	Sens. transv.	C.S	3	20.41	3.04	2.4
			2	32.154	3.04	3.8
			1	44.485	3.84	6.63
F2, $\theta_1 = 1$	Sens. transv.	C.S	4	12.052	3.04	1.03
			3	24.647	3.04	2.09
			2	37.244	3.04	3.14
			1	50.869	3.84	5.42
			4	8.053	3.04	0.69
F1	Sens Longit.	C.S	3	19.801	3.04	1.67
			2	31.54	3.04	2.66
			1	44.327	3.84	4.72
			4	2.434	3.04	0.29
F1	Sens Longit.	C.S	3	7.673	3.04	0.91
			2	12.912	3.04	1.52
			1	18.15	3.84	2.7
			4	2.434	3.04	0.29

$(N^M, M^M)$								F1	$(N^{min}, M^{co})$							
sens transversal				sens Longitudinal				sens transversal				sens Longitudinal				
Niv.	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1
N	6.919	15.989	26.415	39.63	2.049	7.245	12.44	17.637	2.803	3.638	3.353	1.616	1.453	5.44	9.427	13.414
M	4.174	6.05	7.448	16.317	3.84	4.627	8.249	16.882	0.895	3.309	4.224	12.98	3.2	5.337	6.874	14.068
Mf	5.106	8.21	11.02	32.4	4.12	5.605	9.927	28.85	1.27	3.8	4.68	19.79	3.396	6.07	8.15	23.77
$\mu$	0.0542	0.08f2	0.117	0.2232	0.0437	0.0595	0.1054	0.1988	0.0135	0.04	0.0497	0.1364	0.0367	0.0644	0.0866	0.1638
E	0.9027	0.881	0.866	0.8288	0.9117	0.8988	0.8715	0.8367	0.9482	0.9144	0.9064	0.8576	0.9186	0.8952	0.8812	0.8477
$\alpha$				0.5137				0.4918				0.4273				0.4587
$\mu'$				0.2129				0.2056				0.1832				0.1942
Mi				22.68				21.9				19.52				20.69
$\Delta M$				9.72				6.95				0.27				3.08
$\sigma_a'$				2415.8				2386				2281				2336
As	4.36	7.18	9.8	25.29	3.48	4.78	8.77	22.46	1.03	3.2	3.98	15.22	2.85	5.22	7.12	18.41
A'				12.57				9.10				0.34				4.12
Ac	2.71	3.37	3.51	15.86	2.99	3.08	5.81	18.26	0.37	2.33	3.18	14.84	2.5	3.93	4.88	15.22
								F2								
N	12.181	23.93	35.76	47.17	7.574	19.502	31.216	45.015	6.542	14.546	22.087	29.24	4.958	13.436	21.55	29.428
M	3.204	7.164	8.856	19.441	4.37	7.357	9.097	19.951	2.67	5.97	7.382	16.203	3.642	6.131	7.581	16.626
Mf	4.848	10.396	13.685	36.705	5.393	9.999	13.31	37.128	3.553	7.933	10.363	28.983	4.312	7.945	10.491	29.657
$\mu$	0.0515	0.1104	0.1453	0.2675	0.0573	0.1067	0.141	0.2706	0.0377	0.0842	0.11	0.2112	0.0458	0.0844	0.1114	0.2162
E	0.905	0.869	0.854	0.8182	0.9004	0.8711	0.8559	0.8175	0.9169	0.8826	0.8691	0.8322	0.9098	0.8826	0.8684	0.8311
$\alpha$		0.4335	0.438	0.5454				0.4323	0.5474			0.5035				0.5068
$\mu'$		0.1854	0.187	0.2231				0.185	0.2237			0.2094				0.2106
Mi		12.81	12.93	23.77				12.79	23.83			22.31				22.44
$\Delta M$		0.48	0.76	12.94				0.52	13.3			6.68				7.22
$\sigma_a'$		2165	2174.4	24545				2162.4	2457			2402				2407
As	4.13	9.2	12.33	28.8	4.67	8.84	11.96	29.13	2.96	6.92	9.18	22.66	3.65	6.93	9.3	23.19
A'		0.82	1.29	16.47				0.89	16.92			8.69				9.37
Ac	1.23	3.51	3.81	17.57	2.81	4.2	4.53	18.42	1.43	3.46	3.92	15.7	2.47	3.73	4.77	16.78

$(N^{\max}, M^{\max})$								G2		$(N^{\min}, M^{\min})$							
sens transversal				sens longitudinal				sens transversal				sens longitudinal					
Niv.	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	
N	5.676	16.58	27.876	39.063	2.635	7.428	13.217	20.878	1.494	10.426	18.939	27.599	-0.352	-0.21	-0.89	-3.79	
M	5.171	7.357	9.097	19.951	2.96	3.50	5.07	15.21	2.637	6.131	7.581	16.626	2.38	3.35	4.73	12.62	
Mf	5.94	9.56	12.851	36.17	3.316	4.503	6.854	26.155	2.84	7.538	10.132	29.14	2.333	3.321	4.01	18.324	
$\mu$	0.063	0.1019	0.1365	0.2243	0.0352	0.0478	0.0728	0.1802	0.0301	0.08	0.1076	0.201	0.0248	0.0353	0.0426	0.1262	
E	0.8984	0.873	0.8576	0.8288	0.9196	0.9079	0.8896	0.8418	0.9248	0.8851	0.8705	0.8355	0.7313	0.9195	0.9125	0.8619	
$\alpha$			0.4273	0.5137				0.4747					0.4934				
$\mu'$			0.1832	0.2129				0.1998					0.2061				
$M_1$			12.66	22.68				21.28					21.96				
$\Delta M$			0.19	13.49				4.87					7.18				
$\sigma_a'$			2132.5	2415.8				2361					2388.3				
$A_s$	5.09	8.43	11.54	29.1	2.76	3.82	5.93	20.31	2.36	6.56	8.96	22.69	1.93	2.78	3.38	14.03	
$A'$			0.33	17.45				6.45				9.38					
$A_c$	3.74	4.48	4.92	18.8	2.15	2.1	2.79	15.34	2.01	4.08	4.45	16.77	2.01	2.83	3.60	14.93	
G1																	
N		9.167	19.431	32.998		4.626	10.472	18.214		1.575	2.40	1.914		0.135	-0.676	-3.091	
M		6.817	7.541	16.717		5.039	5.429	15.985		2.901	4.288	13.306		2.51	3.799	12.958	
Mf		8.05	10.164	30.36		5.664	6.843	26.89		3.114	4.612	20.265		2.528	3.707	18.944	
$\mu$		0.0855	0.1079	0.2213		0.0601	0.0727	0.196		0.0331	0.049	0.1477		0.0268	0.0394	0.1305	
E		0.8821	0.8701	0.8296		0.8984	0.8896	0.8452		0.9219	0.9067	0.8531		0.9288	0.9155	0.8599	
$\alpha$				0.511				0.4644						0.44			
$\mu'$				0.2119				0.1962						0.1878			
$M_1$				22.59				20.9						20.01			
$\Delta M$				7.79				5.99						0.26			
$\sigma_a'$				2412.2				2345						2304			
$A_s$		7.03	8.99	23.77		4.85	5.92	20.78		2.6	3.92	15.67		2.10	3.12	14.54	
$A'$				10.10				7.98						0.35			
$A_c$		4.84	4.37	15.91		3.75	3.43	16.44		2.25	3.35	15.21		2.07	3.28	15.28	

95

$(N^M, M^M)$								G4		$(N^{min}, M^{co})$							
sens transversal				sens longitudinal				sens transversal				sens longitudinal					
Niv.	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	
N(c)	5,471	15,338	25,603	39,17	2,575	7,253	13,047	20,789	1,479	3,109	3,759	3,27	-0,353	-0,22	-0,899	-3,99	
M(c)	4,41	6,168	7,541	16,716	3,848	5,049	5,429	15,915	2,003	3,356	4,283	13,306	2,448	2,51	3,799	12,958	
Mf	5,148	8,237	10,99	32,91	4,196	6,021	7,19	24,3	2,203	3,78	4,797	20,482	2,4	2,48	3,678	18,795	
$\mu$	0,067	0,0987	0,1318	0,2267	0,0503	0,0722	0,0862	0,1881	0,0264	0,0453	0,0575	0,1411	0,0288	0,0297	0,0441	0,1295	
E	0,8971	0,8748	0,8596	0,8282	0,906	0,89	0,8815	0,8392	0,9291	0,9101	0,900	0,8557	0,9265	0,9254	0,9111	0,8603	
$\alpha$				0,5155				0,4823				0,433					
$\mu'$				0,2134				0,2024				0,1852					
M <sub>i</sub>				22,73				21,56				19,73					
$\Delta M$				10,18				5,74				0,75					
$\sigma_a'$				2418,1				2372,4				2291,5					
As	4,42	7,25	9,84	25,69	3,57	5,21	6,28	21,23	1,83	3,2	4,1	15,78	1,99	2,06	3,11	16,82	
A'				13,16				7,56				1,02					
Ac	3,12	3,6	3,75	19,59	2,95	3,49	3,17	16,28	1,47	2,46	3,21	15	2,08	2,11	3,32	17,77	

G3																
N	7,984	19,024	30,26	41,507	2,635	7,428	13,217	20,878	4,958	13,436	21,55	29,45	-0,352	-0,21	-0,89	-3,79
M	4,371	7,357	9,097	19,951	2,96	3,50	5,07	15,21	3,642	6,131	7,581	16,626	2,38	3,35	4,13	12,62
Mf	5,45	9,925	13,193	34,55	3,316	4,503	6,854	26,155	4,312	7,945	10,491	29,652	2,333	3,321	4,01	18,324
$\mu$	0,0579	0,1054	0,1401	0,238	0,0352	0,0478	0,0728	0,1802	0,0458	0,0844	0,1114	0,2043	0,0248	0,0353	0,0426	0,1262
E	0,90	0,8715	0,8559	0,8252	0,9196	0,9079	0,8896	0,8418	0,9097	0,8826	0,8685	0,8344	0,9313	0,9195	0,9125	0,8619
$\alpha$			0,4323	0,5245				0,4747				0,4967				
$\mu'$			0,185	0,2164				0,1998				0,2072				
M <sub>i</sub>			12,79	23,05				21,28				22,07				
$\Delta M$			0,41	11,5				4,87				7,58				
$\sigma_a'$			2162	2429,5				2361				2393				
As	4,66	8,77	11,86	27	2,78	3,82	5,93	20,31	3,65	6,93	9,3	23,1	1,93	2,78	3,38	14,03
A'			0,70	14,79				6,45				9,90				
Ac	2,76	4,24	4,66	17,1	2,15	2,1	2,79	15,34	2,45	3,73	4,12	16,1	2,01	2,83	3,60	14,93

Tableau récapitulatif

Pot.	Z m	SP1		SP2		section adoptée A-A'	
		A <sub>min</sub>		A=A'		sens. transv.	sens longit.
		S.trans	S.long	S.trans	S.long		
G4	4	1.67	0.47	3.12	2.95	(3T14)	(3T14)
	3	4.60	1.49	3.60	3.49	(3T14)	(3T14)
	2	8.20	2.98	3.75	3.32	(3T20)	(2T20+1T16)
	1	4.38	5.33	19.59	17.77	(4T25)	(2T25+2T20)
G2	4	1.67	0.37	3.74	2.15	(3T14)	(3T14)
	3	2.40	1.16	4.48	2.83	(3T14)	(3T14)
	2	3.80	2.32	4.82	3.60	(2T14+1T16)	(3T14)
	1	6.63	4.75	18.80	15.34	(4T25)	(2T25+2T20)
G3	4	0.84	0.37	2.76	2.15	(3T14)	(3T14)
	3	2.12	1.16	4.24	2.83	(3T14)	(3T14)
	2	3.39	2.32	4.66	3.60	(2T14+1T16)	(3T14)
	1	5.90	4.75	17.10	15.34	(4T25)	(2T25+2T20)
G1	3	2.41	1.02	4.84	3.75	(2T14+1T16)	(3T14)
	2	5.49	2.17	4.37	3.43	(2T14+1T16)	(3T14)
	1	3.60	4.66	15.91	16.44	(2T25+2T20)	(2T25+2T20)
F1	4	1.92	0.29	2.71	2.99	(3T14)	(3T14)
	3	4.60	0.91	3.37	3.93	(3T14)	(3T14)
	2	7.35	1.52	3.51	5.81	(2T20+1T14)	(2T20+1T14)
	1	3.88	2.70	15.88	18.26	(2T25+2T20)	(4T25)
F2	4	1.03	0.69	1.43	2.81	(3T14)	(3T14)
	3	2.09	1.67	3.51	4.20	(3T14)	(3T14)
	2	3.14	2.66	3.92	4.54	(3T14)	(3T14)
	1	5.42	4.72	17.57	18.42	(2T25+2T20)	(4T25)

$$\min RPA = \begin{cases} 12.25 \text{ cm}^2 \text{ niveaux (4; 3 et 2)} \\ (1\%) \\ 16 \text{ cm}^2 \text{ niveau (1)} \end{cases}$$

$$\text{Max RPA} = \begin{cases} 49 \text{ cm}^2 \text{ niveaux (4; 3 et 2)} \\ (4\%) \\ 64 \text{ cm}^2 \text{ niveau (1)} \end{cases}$$

Armatures transversales:

Verification de la resistance à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{nT}{b_0} \leq \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28}' = 40,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 2 \text{ si } \lambda \geq 15$$

$$n = 3 \text{ si } \lambda < 15 ; \text{ dans notre cas } \lambda > 15 \Rightarrow n = 2$$

N.B:  $T^{(e)}$  sera égal à  $\max(T_e^{\max}, T_c^{\max})$  pour tous les niveaux.

Pot.	Niv	$T = 2T^{(e)}$	$b_{cm}$	$\tau_b$
G1	3,2	7,42	35	6,92
	1	10,22	40	7,29
G2	4,3,2	11,90	35	11,1
	1	11,56	40	8,96
G3	4,2,3	11,9	35	11,1
	1	11,56	40	8,96

Pot.	Niv	$2T^{(e)}$	$b$	$\tau_b$
G4	4,3,2	7,42	35	6,92
	1	10,22	40	7,29
F1	1	9,84	40	7,03
	4,3,2	7,22	35	6,73
F2	4,3,2	11,58	35	10,8
	1	12,24	40	8,74

Ecartement des armatures transversales:  $t =$

Pot	Niv	$2T^e$	nombre de cadres et étriers.	$\bar{\sigma}_{at}$	zone nodale		3. courante		
					$\bar{E}$	$t_{adop.}$	$\bar{E}$	$t_{adop.}$	
	4	3,06	(1cadre + 1étrier) $\phi_8$	2400	48,3	14	12	16,8	15
	3	5,45	"	2400	27,1				
	2	7,41	"	2400	19,94				
	1	10,11	(2cadres) $\phi_{10}$	2400	26	15	24		
	4	4,84	(1cadre + 1étrier) $\phi_8$	2400	30,5	14	12	16,8	15
	3	8,74	"	2400	16,9				
	2	11,89	"	2400	12,4				
	1	12,56	(2cadres) $\phi_{10}$	2400	21	15	24		
	4	2,21	(1cadre + 1étrier) $\phi_8$	2400	66	14	12	16,8	15
	3	5,31	"	2400	27,8				
	2	7,21	"	2400	20,5				
	1	9,85	(2cadres) $\phi_{10}$	2400	26,7	15	24		
	4	3,55	(1cadre + 1étrier) $\phi_8$	2400	41,6	14	12	16,8	15
	3	8,51	"	2400	17,4				
	2	11,58	"	2400	12,8				
	1	12,24	(2cadres) $\phi_{10}$	2400	21,5	15	24		

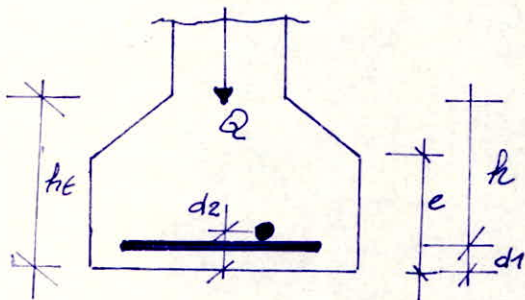
## FONDATIONS

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles "Semelles isolées".

Ces semelles seront posées sur un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à  $150 \text{ kg/cm}^2$ . La contrainte du sol est 2,5 bars.

Ces semelles seront ancrées à une profondeur de 1,5 m.

Le calcul sera fait sous SP1, puis on fait une vérification avec SP2.

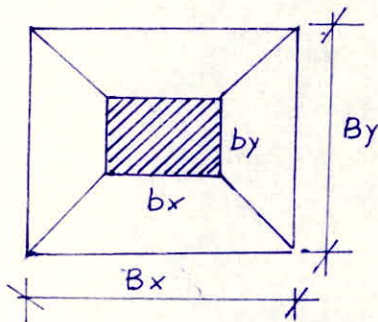


$Q$ : charge transmise au sol.

$$e \geq (6\phi + 6) \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4}$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$$



\* Méthode utilisée: méthode des béelles où  $A$  est donnée par:

$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a}$ ,  $F$  étant la force de traction totale dans les aciers dans la direction considérée, et est donnée par:  $F = Q \frac{B-b}{8h}$ .

On a  $b_x = b_y = 40 \text{ cm} \Rightarrow B_x = B_y = B$

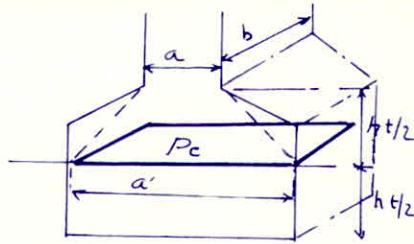
Condition de résistance du sol:

$$\text{On doit avoir: } B^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

$\bar{\sigma}_s$  étant la contrainte du sol, d'après le RPA89,  $\bar{\sigma}_s$  doit être majoré de 50% pour la sollicitation du 2<sup>e</sup> genre.

Vérification au poinçonnement (C.C.B.A):

$$1.2 \bar{\sigma}_b \geq \frac{1.5 (Q - Q_1)}{P_c h_t}$$



$$p_c 2(a'+b') = ((a+ht) + (b+ht)) \times 2 = 2(a+b+2ht)$$

$$Q_1 = \sigma_s a' b' = \sigma_s (a+ht)(b+ht)$$

On a  $a = b = 40 \text{ cm}$

$$\Rightarrow p_c = 2(80 + 2ht)$$

$$Q_1 = \sigma_s (40+ht)(40+ht)$$

1) - Semelle sous pilier d'angle:

$$Q = 31.62 \text{ t (SP1)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{31620}{2.55}} = 111.4 \text{ cm}, \text{ soit } B = 140 \text{ cm.}$$

Calcul de la contrainte du sol:

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{B^2}, \text{ avec } Q_T = Q + Q_s + Q_t$$

-  $Q_s$ : poids de la semelle:

$$Q_s = \left( B ht - 2 \left( \frac{B-b}{2} \frac{ht-e}{2} \right) \right) \times B \times 2.5$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{140-40}{4} = 25 \text{ cm}, \text{ soit } ht = 30 \text{ cm.}$$

$$e \geq (6\phi + 6) \text{ cm}, \text{ avec } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow e \geq 13.2 \text{ soit } e = 15 \text{ cm.}$$

$$Q_s = \left( 140 \times 30 - \left( (140-40) \frac{30-15}{2} \right) \right) \times 140 \cdot 10^{-6} \cdot 2.5 = 1.21 \text{ t.}$$

-  $Q_t$ : poids des terres:

$$Q_t = \gamma B (B-b) \left( (H - ht) + \frac{ht-e}{2} \right), H: \text{ hauteur d'ancrage (1.5m).}$$

$$= 1.8 \times 1.4 (1) \left( 1.5 - 0.3 + \frac{0.15}{2} \right) = 3.21 \text{ t}$$

$$Q_T = 31.62 + 1.21 + 3.21 = 36.04 \text{ t.}$$

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{B^2} = 1.84 \text{ kg/cm}^2 < 2.55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Calcul des armatures:

$$A_x = A_y = A = Q_T \frac{B-b}{8h\sigma_a} = 36.04 \cdot 10^3 \frac{140-40}{25 \times 8 \times 2800} = 6.44 \text{ cm}^2$$

soit  $A = 6T12$ ,  $t = 23 \text{ cm}$  ( $A = 6.78 \text{ cm}^2$ ).



Verification au poinçonnement:

$$\text{On doit avoir : } 1,2\bar{\sigma}_b \geq \frac{1,5(Q_T - Q_A)}{P_c h t}$$

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

$$Q_A = \sigma_s (40 + ht)(40 + ht) = 1,84 (40 + 30)^2 = 9,016 t$$

$$P_c = 2(80 + 50) = 280 \text{ cm}$$

$$1,2\bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2 > \frac{1,5(Q_T - Q_A)}{P_c h t} = 1,5 \frac{36040 - 9016}{280 \times 30} = 4,83 \text{ kg/cm}^2$$

→ Verifiée.

Verification sous SP2:

$$Q = 47,87 t \rightarrow Q_r = 47,87 + 1,21 + 3,21 = 52,29 t$$

$$\sigma_s = \frac{52,29 \cdot 10^3}{140^2} = 2,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,55 \times 1,5 = 3,825 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

Tableau recapitulatif:

	semelle sous pilier d'angle	semelle sous pilier de rive transvers.	semelle sous pilier de rive longitudinal	semelle sous pilier interieur
$Q(\text{SP}_1) (t)$	31,62	53,263	44,164	72,446
$B \geq \sqrt{Q/\bar{\sigma}_s}$	111,4	144,5	131,6	168,5
B adoptée	140	160	160	180
$h \geq \frac{B-b}{4}$	25	30	30	35
$h$ adoptée	30	35	35	45
$e$ adoptée	15	15	15	20
$Q_r$	36,04	61,213	50,244	81,614
$\sigma_s = \frac{Q_T}{B}$	1,84	2,39 < 2,55	1,96 < 2,55	2,51 < 2,55
$A (\text{cm}^2)$	6,44	10,93	8,97	12,75
A adoptée	6712, $t=23 \text{ cm}$	10712, $t=16 \text{ cm}$	8712, $t=20 \text{ cm}$	12712, $t=15 \text{ cm}$
$P_c (\text{cm})$	280	300	300	340
$Q_A = \sigma_s (40 + ht)^2$	9,016 t	13,444 t	11,03 t	18,14 t
$\frac{1,5(Q_T - Q_A)}{P_c h t}$	4,83 < 7,08	6,82 < 7,08	5,6 < 7,08	6,23 < 7,08
$Q(\text{SP}_2)$	47,87	63,6	57,61	59,71
$Q_r (\text{SP}_2)$	52,29 t	71,55 t	63,69	68,878
$\sigma_s = \frac{Q_T (\text{SP}_2)}{B^2}$	2,67 < 3,825	2,79 < 3,825	2,5 < 3,825	2,12 < 3,825
$\bar{\sigma}_s = 3,825$				

## LONGRINES

Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale, à cette sollicitation, il faut ajouter les effets des charges et des moments appliqués directement aux longrines.

\* de ferrailage minimum doit être 4φ14 ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

Calcul du ferrailage:

$$N^{\max} (sp1) = 72.244 \text{ t}$$

\* en compression :  $A_L \geq \frac{1}{15} \left( \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right)$   
on prend  $B = 30 \times 50 \text{ cm}^2$ .

$$A_L \geq \frac{1}{15} \left( \frac{72244}{10.68,5} - 30 \times 50 \right) < 0$$

\* en traction :  $A_L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,58 \text{ cm}^2$ .

\* en flexion sim/

$$N = 59,71 \text{ t}, M = 19,44 \text{ t.m}$$

L'effort normal sollicitant la longrine est : 5,97 t.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 325,6 > \frac{ht}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

1) -  $N$  : effort de compression:

$$M_{\text{at}} = M + N \left( \frac{ht}{2} - d \right) = 19,44 + 5,97 (0,25 - 0,04) = 20,7 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{at}} \times 15}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 20,7 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 46^2} = 0,1165 \rightarrow \begin{cases} k = 22,4 \\ \epsilon = 0,8663 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{\text{at}}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 10,95 \text{ cm}^2$$

2)  $N$  : effort de traction:

$$\rightarrow A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 13,28 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section d'acier en haut et en bas, soit

$$3T20 + 2T16 = 13,44 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures transversales, on prend (un cadre + un étrier) φ8 avec un espacement de 16 cm.

## VOILE PERIPHERIQUE

Le R.P.A 81 recommande de prévoir une voile périphérique dans l'infrastructure, continue entre le niveau de fondation et le niveau du premier plancher au dessus du sol extérieur (niveau de référence), pour assurer un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble du bâtiment.

- hauteur minimale du voile est supérieure ou égale au max. entre  $\frac{H}{10}$  et 0.8m, où H: hauteur du bâtiment.

Dans notre cas, on a  $H = 14m \Rightarrow h_v = 1,4m$ .

- l'épaisseur minimale  $\geq 0,15m$ ; soit  $e_v = 20cm$ .

- Ferrailage:

Les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures doivent être supérieures à 20% de la section transversale du voile  $\rightarrow A_L \geq 20\% \cdot h_v \cdot e_v = 0.02 \times 140 \times 20 = 5,6 cm^2$ .  
soit 4T16.

Les armatures longitudinales de peau:

$A \geq 2 cm^2$  soit 4T12.

Remarque:

Dans les angles du voile périphérique, on met des esquelles de renforcement.

# BLOC II

Centrale téléphonique

calcul des poutrelles.

les poutrelles sont à surcharges modérées ( $P < 2G$ ) de plus les travées sont égales. On appliquera donc la méthode forfaitaire du CCBA 68 art. 55

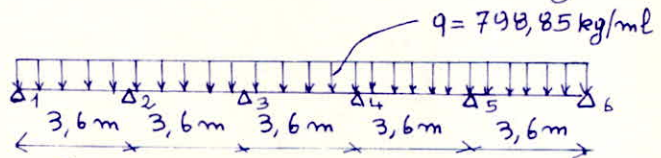
a) poutrelles plancher courant.

• poids propre :  $509 \text{ kg/m}^2$

• surcharge :  $600 \text{ kg/m}^2$

(q/ml) de la poutrelle =  $0,65(509 + 1,2 \times 600) = 798,85 \text{ kg/ml}$

schéma statique:



moment isostatique :  $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{798,85 \times 3,6^2}{8} = 1294 \text{ kg.m}$

distribution du moment  $M_0$  sur les appuis et les travées.

moments aux appuis:

$$M_1 = M_6 = -0,2 M_0 = -258,8 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = M_5 = -0,5 M_0 = -647 \text{ "}$$

$$M_3 = M_4 = -0,4 M_0 = -517,6 \text{ "}$$

moments en travées:

$$M_{1-2} = M_{5-6} = 0,81 M_0 = 1048 \text{ kg.m}$$

$$M_{2-3} = M_{4-5} = 0,75 M_0 = 970,5 \text{ "}$$

$$M_{3-4} = 0,705 M_0 = 912,3 \text{ "}$$

Efforts tranchants:

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

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

travée 1-2 :  $T_w = 1330 \text{ kg}$  ;  $T_e = 1545,6 \text{ kg}$

travée 2-3 :  $T_w = 1473,9 \text{ "}$  ;  $T_e = 1402 \text{ "}$

travée 3-4 :  $T_w = T_e = 1438 \text{ kg}$

Calcul des armatures:

\* section en travée.

$$M^{\max} = 1048 \text{ kg.m} , \mu = \frac{15 \times 1048 \times 100}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0266 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \\ \alpha = 0,2128 \end{cases}$$

position de l'axe neutre :  $y = 0,2128 \times 18 = 3,83 < h_0 = 4 \text{ cm}$

→ la section se calculera comme une section rectangulaire :  $b \times h_e$ .

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{55,5} = 50,4 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ (A': armat. aciers compr.)}$$

$$A = \frac{1048 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9291 \times 18} = 2,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T12 (2,26 cm}^2)$$

\* section en appui.

$$M^{\max} = 647 \text{ kg}\cdot\text{m}; \mu = \frac{15 \times 647 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0891 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 26,7 \\ E = 0,8801 \\ \alpha = 0,3597 \end{cases}$$

la position de l'axe neutre:  $y = 0,3597 \times 18 = 6,47 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$ .

→ section rectangulaire:  $b_0 \times h_t$ .

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{26,7} = 105 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{647 \times 100}{2800 \times 0,8801 \times 18} = 1,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ T14 (1,54 cm}^2)$$

vérification des contraintes.

• en travée:  $w = \frac{100 A}{bh} = \frac{226}{65 \times 18} = 0,1932 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 55,2 \\ E = 0,9288 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M^{\max}}{A \cdot h \cdot E} = \frac{1048 \cdot 10^2}{2,26 \times 18 \times 0,9288} = 2774 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2774}{55,2} = 50 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

• en appui:  $w = \frac{154}{12 \times 18} = 0,7130 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 25,4 \\ E = 0,8762 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{647 \cdot 10^2}{1,54 \times 18 \times 0,8762} = 2664 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2664}{25,4} = 105 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

vérification de la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{em}} \quad (\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

• en travée:  $0,69 \times 65 \times 18 \times (5,9/4200) = 1,13 < A_L = 2,26 \text{ cm}^2$

• en appui:  $0,69 \times 12 \times 18 \times (5,9/4200) = 0,21 < A_a = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Vérif.)}$

vérification de la fissuration.

On a  $k = 1,5 \cdot 10^6$  (fiss. peu nuisible.)  $\eta = 1,6$  (H.A)

. en travée:  $\phi = 12 \text{ mm}$ ;  $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{2 \times 2 \times 12} = 0,0471$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{12} \cdot \frac{0,0471}{1 + 10 \times 0,0471} = 6404 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,6 \cdot 10^6}{12} \times 5,9} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 6404 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

. en appui:  $\phi = 14 \text{ mm}$ ;  $\bar{w}_f = \frac{1,54}{2 \times 2 \times 12} = 0,0321$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 1,6 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{0,0321}{1 + 10 \times 0,0321} = 4166 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,6 \cdot 10^6}{14} \times 5,9} = 2414$$

$$\max(4166; 2414) = 4166 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \longrightarrow \text{(Vérif.)}$$

vérification de la flèche.

est-ce que les 3 conditions suivantes sont vérifiées ?

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \quad \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{em}} \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{360} = 0,0555 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{1048}{15 \times 1294} = 0,0539 \text{ (Vérif.)}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01046 < \frac{36}{\sigma_{em}} = \frac{36}{4200} = 0,0086 \text{ (non vérif.)}$$

calcul de la flèche.

$$M_{g+p} = 946 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_g = 434 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{inertie de la section du béton} = \frac{12 \times 20^3}{3} = 32000 \text{ cm}^4$$

$$\text{inertie des aciers} = 15 \times 18^2 \times 2,26 = 10983,6 \text{ cm}^4$$

$$\text{béton fissuré } W = \frac{1}{2} \times 20 \times 12 \times 20 = 2400 \text{ cm}^3; \quad S = 12 \times 20 + 15 \times 2,26$$

$$S = 273,9 \text{ cm}^2 \longrightarrow v = \frac{W}{S} = \frac{2400}{273,9} = 8,762 \text{ cm}$$

$$v \cdot W = 8,762 \times 2400 = 21029,6 \text{ cm}^4$$

$$I_f = 32000 + 10983,6 - 21029,6 = 21954 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $\lambda$  et  $\mu$  (coeff. qui dépendent de l'applic. des charg. et leurs intensités)

charge de faible durée:  $\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \times (2+3)\bar{w}} = \frac{5,9}{72 \times 5 \times 0,01046} = 1,567$

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01046$$

charge de longue durée:  $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = \frac{1,567}{2,5} = 0,627$

$$\sigma_{g+p} = \frac{M}{z \cdot A} = \frac{946 \cdot 10^2}{(7/8) \times 18 \times 2,26} = 2657,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{w}\sigma_{g+p} + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,01046 \times 2657,6 + 3 \times 5,9} = 0,771$$

$$\sigma_g = \frac{434 \times 100}{(7/8) \times 18 \times 2,26} = 1219 \text{ kg/cm}^2; \mu = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,01046 \times 1219 + 3 \times 5,9} = 0,571$$

Calcul des modules de déformation longitudinal.

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \bar{\sigma}_b} = 126000 \text{ bars}; E_i = 3E_v = 378000 \text{ bars.}$$

$$\cdot f_g^\infty = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{434 \times 10^2 \times 360^2}{10 \times 126 \cdot 10^3 \times 16166} = 0,276 \text{ cm} \quad (I_{fv} = \frac{21954}{1+0,627 \times 0,571} = 16166)$$

$$\cdot f_g^0 = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{434 \times 10^2 \times 360^2}{10 \times 378 \cdot 10^3 \times 115867} = 0,128 \quad (I_{fi} = \frac{21954}{1+1,567 \times 0,571} = 115867)$$

$$\cdot f_{g+p} = \frac{M_{g+p} \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{946 \times 10^2 \times 360^2}{10 \times 378 \cdot 10^3 \times 9942,2} = 0,326 \quad (I_{fi} = \frac{21954}{1+1,567 \times 0,771} = 9942,2)$$

$$f_{g+p} + f_g^\infty - f_g^0 = 0,326 + 0,276 - 0,128 = 0,474 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ (Vérif.)}$$

vérification de l'adhérence.

il faut qu'on ait  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$T = 1545,6 \text{ kg} \quad z = (7/8) \times 18 = 15,75 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{T}{m p z} = \frac{1545,6}{1 \times (3,14 \times 1,4) \times 15,75} = 22,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 5,9 \times 1,5 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

cette condition n'est pas vérifiée pour  $A = 1 \text{ } \phi 14 (1,54 \text{ cm}^2)$

On prend  $A = 2 \text{ } \phi 10 (A = 1,57 \text{ cm}^2)$

$$\tau_d = \frac{1545,6}{2(3,14 \times 1) \times 15,75} = 15,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérif.)



### calcul des armatures transversales.

les armatures transversales seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1545,6}{12 \times 15,75} = 8,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}'_b & \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Calcul de  $\sigma'_b$ :

$$w = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \longrightarrow \begin{cases} k = 25,5 \\ E = 0,8765 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{647 \cdot 10^2}{1,57 \times 18 \times 0,8765} = 2612 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{2612}{25,5} = 102,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{102,4}{68,5}) \times 5,9 = 17,73 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_b < \bar{\sigma}_b$$

On utilise des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. ces armatures seront constituées en  $\emptyset 6$  Fe E 24

On prend 2 brins  $\longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ .

Contrainte de traction admissible des armat. transversales.

$$\rho = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = 1 - \frac{8,18}{9 \times 5,9} = 0,846 \longrightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2030$$

### espacement admissible des armat. transv.

l'espacement ne doit pas dépasser  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 10,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \rho \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times (2030)}{1545,6} = 11,6 \text{ cm} \longrightarrow t = 10 \text{ cm}$$

le 1<sup>er</sup> cours d'armat. transv. est à 5 cm de l'appui et pour les autres espacements, on appliquera la perie de Caquot.

### ferraillage de la table de compression.

La table de compression sera armée par un quadrillage (treillis soudé) en  $\emptyset 6$ . cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les 20 cm pour les armatures  $\perp$  aux nervures et de 33 cm pour les armatures  $\parallel$  aux nervures on adoptera 1 treillis soudé de  $20 \times 20$  en  $\emptyset 6$  ( $A = 1,41 \text{ cm}^2$ )

$$.50 \leq l \leq 80 \text{ cm} \quad (l = 65 \text{ cm}) \quad A_{\perp} \geq (43l / \sigma_{cm}) = 43 \times 65 / (4200) = 0,53$$

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \quad (A_{\perp} = A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2)$$

(Vérif.)

### B) poutrelles plancher courant.

$$q = 0,65 (509 + 1,2 \times 250) = 525,8 \text{ kg/ml} ; M_0 = \frac{525,8 \times 3,6^2}{8} = 851,8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

moment max en travée = 690 kg·m

moment max en appui = 425,9 " effort tranchant max = 1017,4 kg.

#### Calcul des armatures.

$$\cdot \text{travée} \quad \mu = \frac{15 \times 690 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0175 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 70,5 \\ \epsilon = 0,9415 \\ \alpha = 0,1754 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = 39,7$$

$$A = \frac{690 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9415 \times 18} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T}10 (A = 1,57 \text{ cm}^2)$$

$$\cdot \text{appui.} \quad \mu = \frac{425,9 \times 10^2 \times 15}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0587 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 34,7 \\ \epsilon = 0,8994 \\ \alpha = 0,3018 \end{cases}$$

$$A = \frac{425,9 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8994 \times 18} = 0,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T}8 (A = 1,01 \text{ cm}^2)$$

#### Vérification des Contraintes.

$$\cdot \text{travée: } \sigma_a = 2599 \quad \sigma'_b = 38,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \text{appui: } \sigma_a = 2613 \quad \sigma'_b = 78,5 \quad (\text{Vérif.})$$

#### Vérification de la flèche.

$$(h_e/l) = 0,0555 > M_e / (15 M_0) = 0,0540 ; A/(bh) = 7 \cdot 10^{-3} < 3,4 / \sigma_{em} = 8 \cdot 10^{-3}$$

$$(h_e/l) = 0,0555 > 1/22,5 = 0,044 \quad (\text{Vérif.})$$

#### Vérification de la fissuration.

$$\cdot \text{travée: } \sigma_1 = 5914 ; \sigma_2 = 2856 \quad \cdot \text{appui: } \sigma_1 = 5207 ; \sigma_2 = 3193 \quad (\text{Vérif.})$$

#### Vérification de l'adhérence.

$$\tau_d = 12,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérif.})$$

#### Calcul des armatures transversales.

$$\tau_b = 538 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 (1 \text{ cadre } \phi 6) ; \bar{\sigma}_{at} = 2157 ; \bar{t} = 13 \text{ cm} ; t = 18,6 \text{ cm} \rightarrow t = 12$$

#### ferraillage de la table de compression.

1 treillis de 20x20 en  $\phi 6$  (5  $\phi 6$  / ml.)

Remarque: pour les poutrelles plancher terrasse, on adoptera que celles de plancher courant courant ( $S = 250 \text{ kg/m}^2$ )

## CALCUL DES RIGIDITES.

pour cela on utilisera la méthode de "Holzer transformée".  
c'est une méthode numérique approchée et est une application directe de la méthode "Holzer" (qui on utilise normalement dans le calcul dynamique des structures (des bâtiments) en introduisant la notion de "rigidité relative de niveau."

notations pratiques.

$$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0^3} \text{ avec } I_0 \text{ et } l_0 \text{ valeurs arbitrairement choisies.}$$

$$I_k^{(s)} = \kappa_k^{(s)} \cdot I_0 \rightarrow \text{moment effectif (inertie) du poteau (s) du niveau } k.$$

$$l_k = \lambda_k l_0 \rightarrow \text{hauteur de l'étage } k \text{ (entre niveau } k \text{ et } k-1)$$

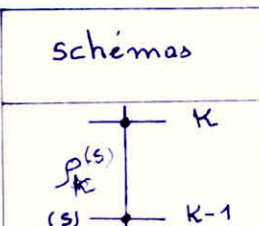
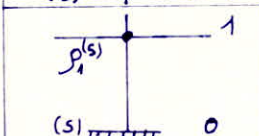
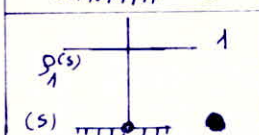
$$P_k^{(s)} = \frac{\kappa_k^{(s)}}{\lambda_k^{(s)}} \rightarrow \text{rigidité conventionnelle du poteau (s) du niveau } k$$

$A_k^{(s)} \rightarrow$  facteur de correction par lequel on introduit l'influence de la rotation des nœuds due à la flexibilité des poutres.

$$R_{k\kappa}^{(s)} = \eta_{k\kappa}^{(s)} \cdot R_0 \text{ avec } \eta_{k\kappa}^{(s)} = A_k^{(s)} \frac{P_k^{(s)}}{\lambda_k^2}$$

la rigidité totale ( $\kappa$ ) pour tous les poteaux de ce niveau est donnée par  $R_{k\kappa} = \sum R_{k\kappa}^{(s)}$ .

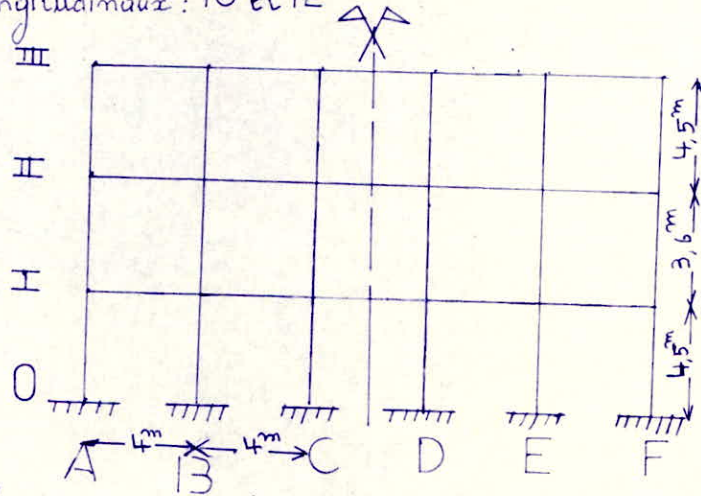
valeurs des coefficients de correction (tableau de M. Iffrim)

schémas	coefficient de correction.
	$A_k^{(s)} = 1 - 0,75 (d_{k\kappa}^{(s)} + d_{k-1}^{(s)} - d_{k\kappa}^{(s)} \cdot d_{k-1}^{(s)})$
	$A_1^{(s)} = 1 - 0,75 d_1^{(s)}$
	$A_1^{(s)} = 0,25 (1 - d_1^{(s)})$

les valeurs de " $d_{k\kappa}$ " donnant les coeff. correcteurs représentent les facteurs de distribution Cross ( $c_{ij}$ ).

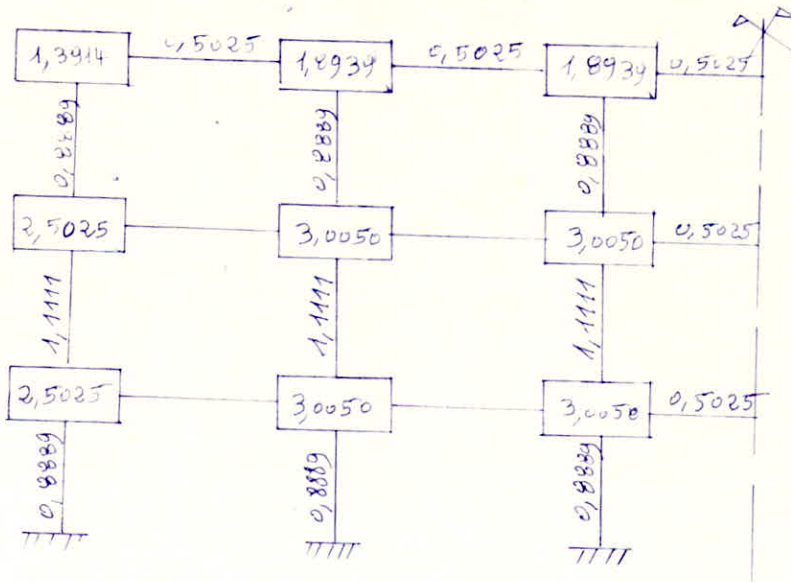
$$R_{ij} = \frac{I_{ij}}{l_{ij}} = \frac{I_{ij}}{I_0} \cdot \frac{I_0}{l_0} \cdot \frac{l_0}{l_{ij}} = P_{ij} \cdot \frac{I_0}{l_0} \rightarrow d_{k\kappa} = \frac{P_{ij}}{\sum P_{ij}} \rightarrow d_{k\kappa} = \frac{P}{\sum P}$$

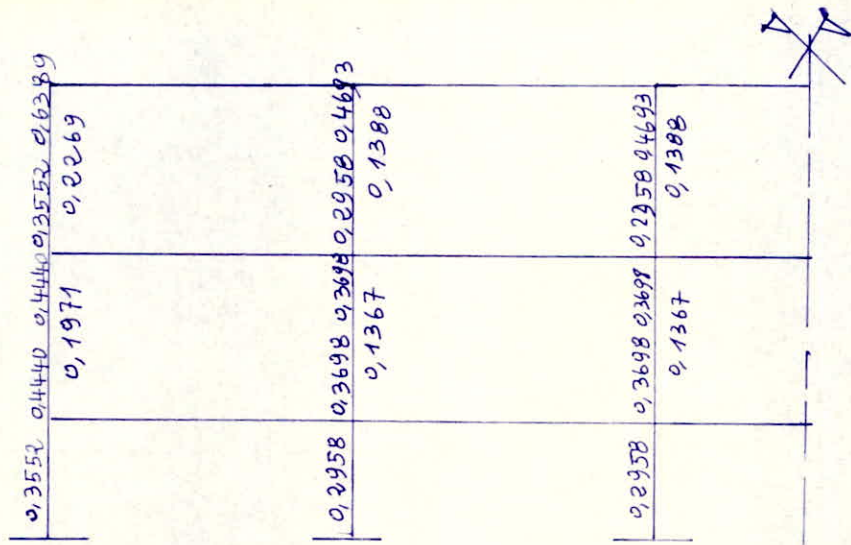
Portiques longitudinaux : 10 et 12



$E = 3,815 \cdot 10^6 \text{ t/m}$  ;  $a = b = 4 \text{ dm}$  ;  $l_0 = 40 \text{ dm}$  ;  $I_0 = 21,33 \text{ dm}^4$   
 $R_0 = \frac{12EI_0}{l_0^3} = 1525,762 \text{ t/}$

	$I \text{ (dm}^4\text{)}$	$l \text{ (dm)}$	$\lambda = l/l_0$	$k = I/I_0$	$\rho = k/\lambda$
Poutres	III	10,7187	40	1	0,5025
	II	10,7187	40	1	0,5025
	I	10,7187	40	1	0,5025
Poteaux	III-II	21,3300	4,5	1,1250	1
	II-I	21,3300	3,6	0,9000	1
	I-0	21,3300	4,5	1,1250	1





Coefficients de distribution pour les poteaux et rigidités relatives.

- files des poteaux : A et F

$$A_{III-II} = 1 - 0,75(0,3552 + 0,6389 - 0,2269) = 0,4246$$

$$A_{II-I} = 1 - 0,75(0,4440 + 0,4440 - 0,1971) = 0,4818$$

$$A_{I-0} = 1 - 0,75 \times 0,3552 = 0,7336$$

- files des poteaux : B, C, D, E:

$$A_{III-II} = 0,5303 ; A_{II-I} = 0,5478 ; A_{I-0} = 0,7782$$

		Coef. Corr. $A_{jk}$	Rig. relat. $\beta_{jk}$	Long. trans. $l_{jk}$	Coef. rig. $\mu_{jk}$	Coef. rig. tot. $\mu_k$	Rig. relat. niveau $R_k (t/m)$
A	III	0,4246	0,8889	1,1250	0,2982	0,5964	910,01
	II	0,4818	1,1111	0,9000	0,6609	1,3218	2016,75
F	I	0,7336	0,8889	1,250	0,5152	1,0305	1572,26
B	III	0,5303	0,8889	1,1250	0,3725	1,4898	2273,09
	II	0,5478	1,1111	0,9000	0,7514	3,0057	4586,03
E	I	0,7782	0,8889	1,1250	0,5466	2,1862	3335,69
$R_I = 4907,95 ; R_{II} = 6602,78 ; R_{III} = 3183,10$							

Portigal	Estado	Período	Miragem	A <sub>10</sub>	f <sub>10</sub>	A <sub>12</sub>	f <sub>12</sub>	M <sub>12</sub>	R <sub>12</sub> (t/mi)	
II	A	F	II	0,3796	1,1111	0,9000	0,5216	1,0420	1589,79	
			I	0,7136	0,8889	1,1000	0,5152	1,0305	1572,26	
	B	C	E	II	0,4344	1,1111	1,3000	0,6557	2,6030	3971,54
				I	0,7136	0,8889	1,1250	0,5461	2,1862	3335,69
$R_I = 4907,95$ , $R_{II} = 5561,43$										
I	M	N	II	0,5254	0,8889	1,1250	0,367	0,367	523,1	
			II	0,5447	1,1111	0,9000	0,147	0,7412	1140,05	
			I	0,7760	0,8889	1,1250	0,545	2,5470	831,54	
	M	N	II	0,6346	0,8889	1,1250	0,452	0,9107	1392,51	
			II	0,4231	1,1111	0,9000	0,2207	1,3057	2020,70	
			I	0,8314	0,8889	1,1250	0,550	2,1171	1772,57	
$R_I = 2614,87$ , $R_{II} = 2160,75$ , $R_{III} = 1953,59$										
I	M	N	II	0,5935	1,1111	0,9000	0,2001	0,8141	1240,15	
			I	0,5313	0,8889	1,1000	0,2000	0,5839	832,92	
	M	N	II	0,7770	0,8889	1,1000	0,5593	1,1800	1703,10	
			II	0,5446	1,1111	0,9000	0,1471	1,4944	2280,40	
			I	0,7760	1,1111	1,1000	0,5450	1,0303	1660,54	
$R_I = 2554,20$ , $R_{II} = 2160,75$ , $R_{III} = 1703,10$										

Calculo da soma total de  $R_{II}$  e  $R_{III}$  para transposição.

$$R_I = 15397,60 \text{ t/mi}$$

$$R_{II} = 20776,70$$

$$R_{III} = 10702,40$$

em no caso total:

$$R_I = 144100,00 \text{ t/mi}$$

$$R_{II} = 101600,00$$

$$R_{III} = 101600,00$$

## CALCUL AU SEISME.

l'accélération sismique se traduit au niveau d'un bâtiment par une force s'exerçant sur celui-ci. L'intensité de cette force est calculée par:

$$V = (A \cdot B \cdot D \cdot \varphi) W$$

a) calcul des coefficients sismiques:

\* coefficient d'accélération de la zone (A).

la construction étant implantée à Alger qui est une zone de moyenne sismicité: zone II.

construction destinée pour une centrale téléphonique.

d'après le RPA81  $A = 0,15g$ .

\* facteur d'amplification dynamique (D).

il dépend du type du sol et de la période du bâtiment.

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} H = 13,2 \text{ m} \\ L_l = 20,4 \text{ m} \\ L_t = 15,2 \text{ m} \end{cases}$$

sens transversal:

$$T_t = 0,09 \frac{13,2}{\sqrt{15,2}} = 0,30 \text{ seconde}$$

sens longitudinal:

$$T_l = 0,09 \frac{13,2}{\sqrt{20,4}} = 0,26$$

$$\text{On a } \sigma_s = 2,5 \text{ bars} \rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

$$D_t = 2$$

$$D_l = 2,15$$

\* facteur de comportement de structure (B).

il est fonction du type de la structure et de la nature du contreventement.  
d'après le tableau 1 du RPA81  $B = 0,25$ .

\* facteur de qualité ( $\varphi$ ).

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

sens longitudinal

$$\varphi = 1,3$$

sens transversal

$$\varphi = 1,3$$

Calcul des masses sismiques pour chaque niveau.

niveau III  $W = 298,4t$

niveau II  $W = 473,2t$

niveau I  $W = 330,4t$

Calcul des forces horizontales (agissant sur plancher.)

$n_i$	$h_i(m)$	$W_k(t)$	$h_k W_k$	$F_k^t(t)$	$F_k^p(t)$
III	12,6	298,4	3759,84	44,49	47,83
II	8,1	473,2	3832,92	45,35	48,76
I	4,5	330,4	1486,90	17,59	18,91

$$\Sigma 9079,56$$

Calcul des déplacements relatifs.

sens transversal.			
$n_i$	$F_j(t)$	$R_i(t/m)$	$\sigma_j(cm)$
III	44,49	10501,4	0,42
II	45,35	20776,5	0,43
I	17,59	15387,6	0,70

sens longitudinal.			
$n_i$	$F_j(t)$	$R_i(t/m)$	$\sigma_j(cm)$
III	47,83	6366,20	0,75
II	48,76	18767	0,51
I	18,91	14723,85	0,78

Calcul de la période (RPA81 art. 3.3.1.2.2)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma W_k \sigma_j^2}{g \Sigma F_j \sigma_j}} \rightarrow \begin{cases} T_f = 0,49s \\ T_e = 0,51s \end{cases}$$

sens transversal			
$n_i$	$F_j(t)$	$R_i(t/m)$	$\sigma_j(cm)$
III	34,70	10501,4	0,33
II	35,73	20776,5	0,34
I	13,72	15387,6	0,55

sens longitudinal			
$n_i$	$F_j(t)$	$R_i(t/m)$	$\sigma_j(cm)$
III	34,04	6366,20	0,53
II	34,70	18776	0,37
I	13,45	14723,85	0,56



Vérification du bâtiment au renversement.sens transversal.

moment de résistance =  $(\sum W_i - \sum G_{Hi} W_i) b = 7583 \text{ tm}$

moment de renversement =  $\sum F_i h_i + (\sum F_i) z = 1082 \text{ tm}$

d'où  $\frac{7583}{1082} = 7 \gg 1,5$

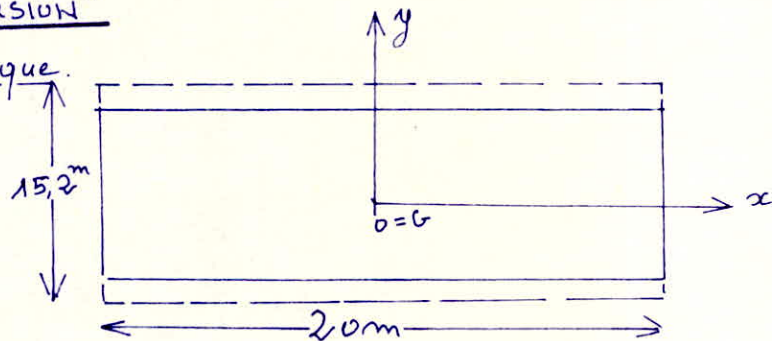
sens longitudinal.

moment de résistance =  $10.292,4 \text{ tm}$

moment de renversement =  $964 \text{ tm}$

d'où  $\frac{10292,4}{964} = 10,7 \gg 1,5$

la stabilité est vérifiée vis à vis du renversement.

CALCUL A LA TORSIONa) Centre géométrique.

notre plancher a une forme en plan rectangulaire, son centre géométrique sera le point G (centre de gravité de la section rectangulaire ci-dessus).

$$x_G = 10 \text{ m}$$

$$y_G = 7,6 \text{ m}$$

b) Centre de torsion.

le centre de torsion est le centre d'inertie de tous les éléments de contreventements. par raison de symétrie le centre de torsion est confondu avec le centre géométrique. on considèrera donc une excentricité accidentelle de 5%. c'est à dire que l'on va considérer que les forces horizontales sont appliquées en un point ayant pour coordonnées  $e_x = e_y$

$$e_x = e_y = 5\% \max(l_x, l_y) = 1,02 \text{ m.}$$

c'est par ce point que passe la force sismique.

Calcul de la rigidité à la torsion de l'étage (j) :  $R_{j\theta}$

$$R_{j\theta} = \sum R_{jy}^t (x_j^t)^2 + \sum R_{jx}^t (y_j^t)^2$$

$$\begin{aligned} R_{I\theta} &= 1290496,9 \text{ t.m} \\ R_{II\theta} &= 1712346,1 \\ R_{III\theta} &= 877609,8 \end{aligned}$$

distribution des efforts de niveau sur les portiques

$$T_{jx} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx} x_i}{R_{j\theta}} y_{0i}$$

portiq.	niv.	$R_{jx}(\text{t/m})$	$R_{jy}(\text{t/m})$	$R_{j\theta}(\text{t.m})$	$\tau_{jx}(\text{t})$	$x_i(\text{m})$	$T_{jx}(\text{t})$
10	III	3183,10	6366,20	877609,8	38,48	7,02	20,24
	II	6602,78	18767,00	1712346,1	77,71	7,02	35,12
	I	4907,95	14723,85	1290496,9	92,93	7,02	40,61
11	II	5561,43	18767,00	1712346,1	39,23	1,02	11,76
	I	4907,95	14723,85	1290496,9	54,45	1,02	16,89
A	III	2614,29	10501,40	877609,8	43,16	11,02	9,12
	II	3162,75	20776,50	1712346,1	87,15	11,02	16,73
	I	1955,59	15387,60	1290496,9	104,22	11,02	20,02
B	III	1709,16	10501,40	877609,8	43,16	7,02	7,63
	II	3522,75	20776,50	1712346,1	87,15	7,02	15,74
	I	2554,66	15387,60	1290496,9	104,22	7,02	18,81

## Calcul des moments.

pour cela on utilisera la méthode de Bowman, méthode donnant des résultats très satisfaisant et proches des calculs exacts.

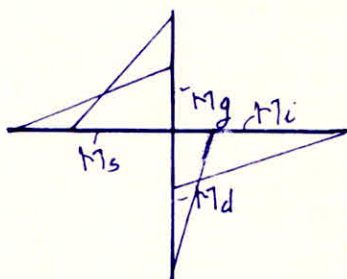
Principe de la méthode de Bowman.

\* l'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

\* les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent :

- au dernier niveau à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau.
- au niveau immédiatement au dessous à  $0,55h$  de la partie sup. poteau.
- à tous les autres niveaux sauf au premier niveau à  $0,5h$  de la partie sup. poteau.
- au premier niveau à  $0,60h$  à partir de la base du poteau.

À un étage de rang  $i$ , nous savons que l'effort horizontal  $F_i$  crée en pied des poteaux supportant le plancher de rang  $i$ , des moments calculés conformément à ce qui suivra (après avoir fait le partage de la force  $F_i$  suivant les inerties des poteaux)



$$\begin{cases} M_d = -(M_s + M_i) \frac{k_d}{k_d + k_g} \\ M_g = -(M_s + M_i) \frac{k_g}{k_d + k_g} \end{cases}$$

$M_d$ : moment sur la section droite du nœud.

$M_g$ : moment sur la section gauche du nœud.

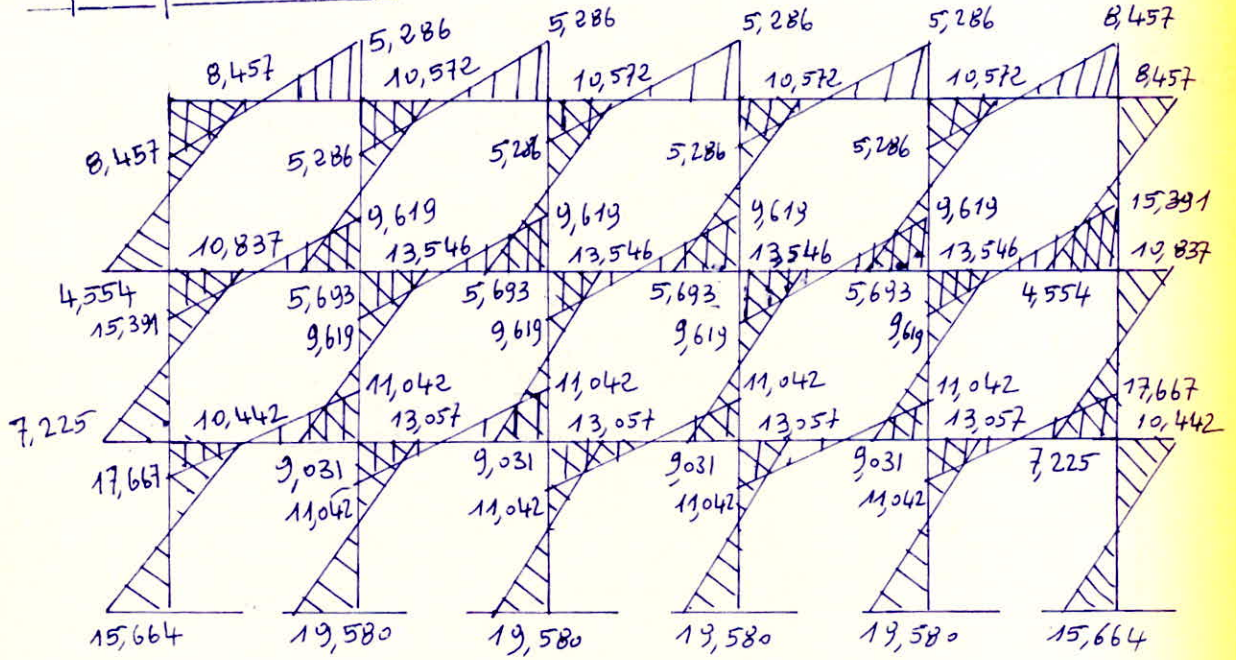
$M_s$ : moment sur le nœud (agissant sur le poteau supérieur).

$M_i$ : moment sur le nœud (agissant sur le poteau inférieur).

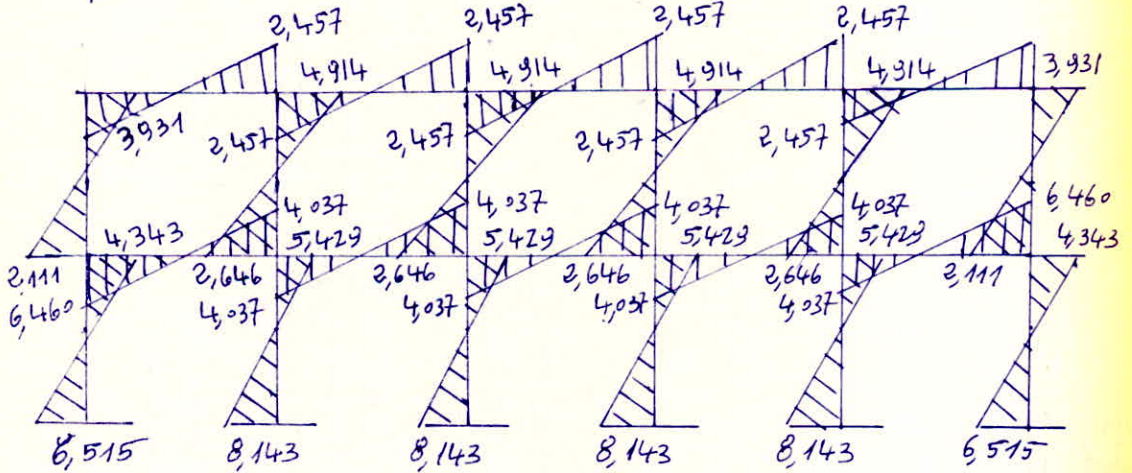
$$k_d = \frac{I_d}{l_d}, \quad k_g = \frac{I_g}{l_g}$$

ici le portique étant géométriquement symétrique, c'est à dire  $l_d = l_g$  (même portée);  $I_d = I_g$  (la poutre est de section constante.)  $k_d = k_g \longrightarrow M_d = M_g = -\frac{1}{2}(M_s + M_i)$ .

Portiques longitudinaux  
- portique 10 et 12

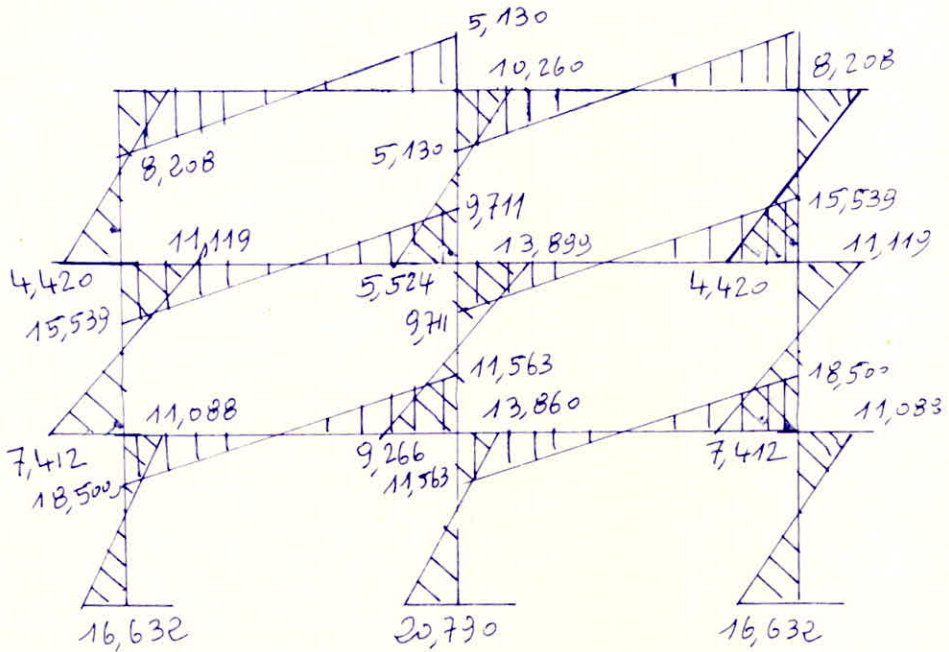


- portique 11

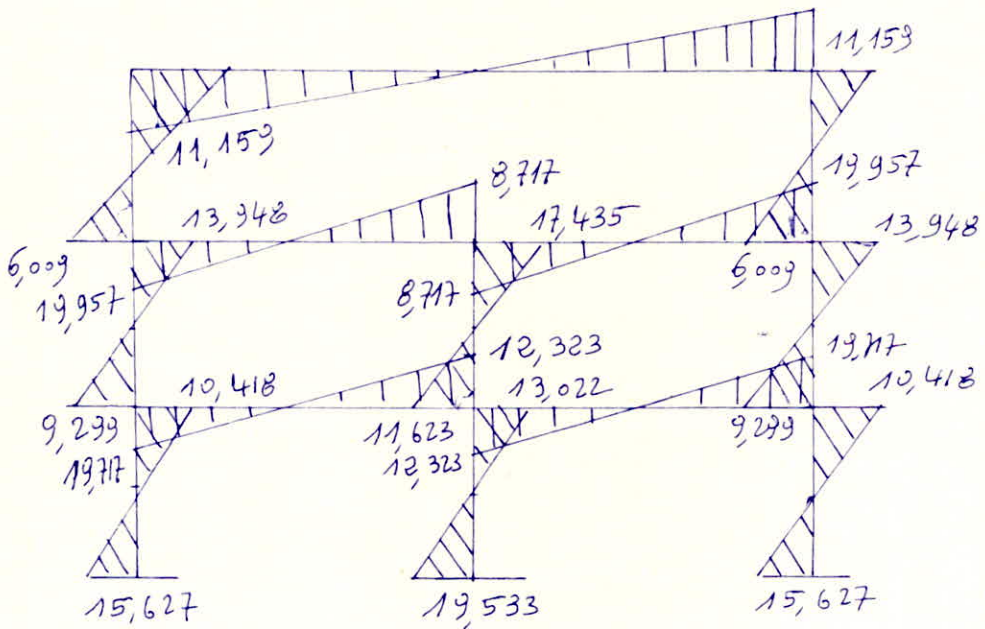


Portiques transversaux.

- portique A.



- portique B.



# Caractéristiques géométriques.

## Portiques longitudinaux: 10 et 12.

(méthode de Caquot)

NIV.	Nœuds	$l_w$	$l_e$	$h_m$	$h_s$	$I_w \cdot 10^4$	$I_e \cdot 10^4$	$I_m \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	$l_w$	$l_e$	$h_m$	$h_s$	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_m \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
III	1	/	3,6	/	4,5	/	10,72	/	21,33	/	2,88	/	3,6	/	3,72	/	5,925	9,645
	2	3,6	3,6	/	4,5	10,72	10,72	/	21,33	2,88	2,88	/	3,6	3,72	3,72	/	5,925	9,645
	3	3,6	3,6	/	4,5	10,72	10,72	/	21,33	2,88	2,88	/	3,6	3,72	3,72	/	5,925	9,645
II	4	/	3,6	4,5	3,6	/	10,72	21,33	21,33	/	2,88	4,05	2,88	/	3,72	5,267	7,406	16,393
	5	3,6	3,6	4,5	3,6	10,72	10,72	21,33	21,33	2,88	2,88	4,05	2,88	3,72	3,72	5,267	7,406	20,113
	6	3,6	3,6	4,5	3,6	10,72	10,72	21,33	21,33	2,88	2,88	4,05	2,88	3,72	3,72	5,267	7,406	20,113
I	7	/	3,6	3,6	4,5	/	10,72	21,33	21,33	/	2,88	2,88	3,6	/	3,72	7,406	5,925	17,051
	8	3,6	3,6	3,6	4,5	10,72	10,72	21,33	21,33	2,88	2,88	2,88	3,6	3,72	3,72	7,406	5,925	20,771
	9	3,6	3,6	3,6	4,5	10,72	10,72	21,33	21,33	2,88	2,88	2,88	3,6	3,72	3,72	7,406	5,925	20,771

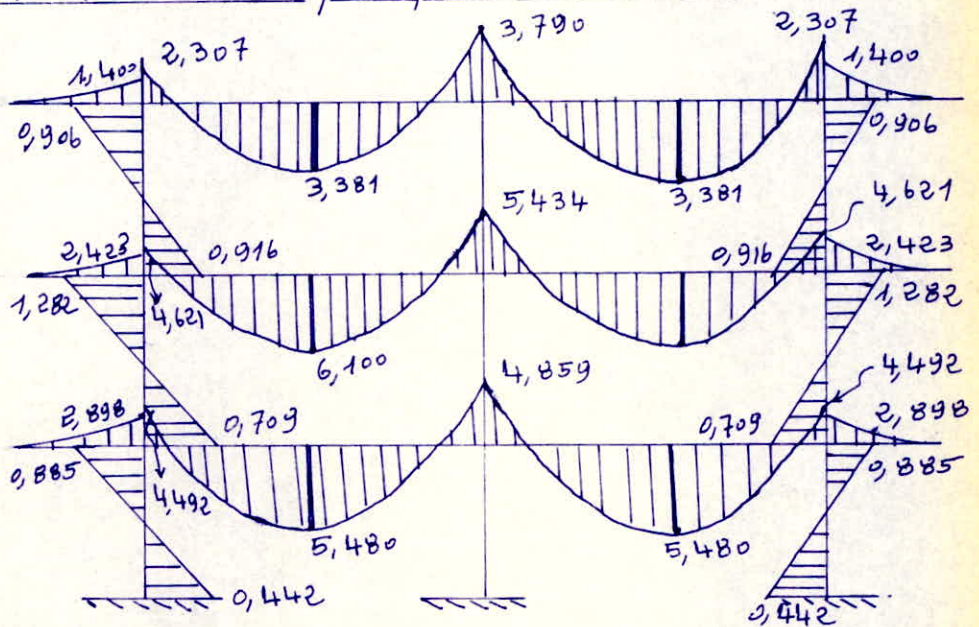
121

## Portique transversal: A

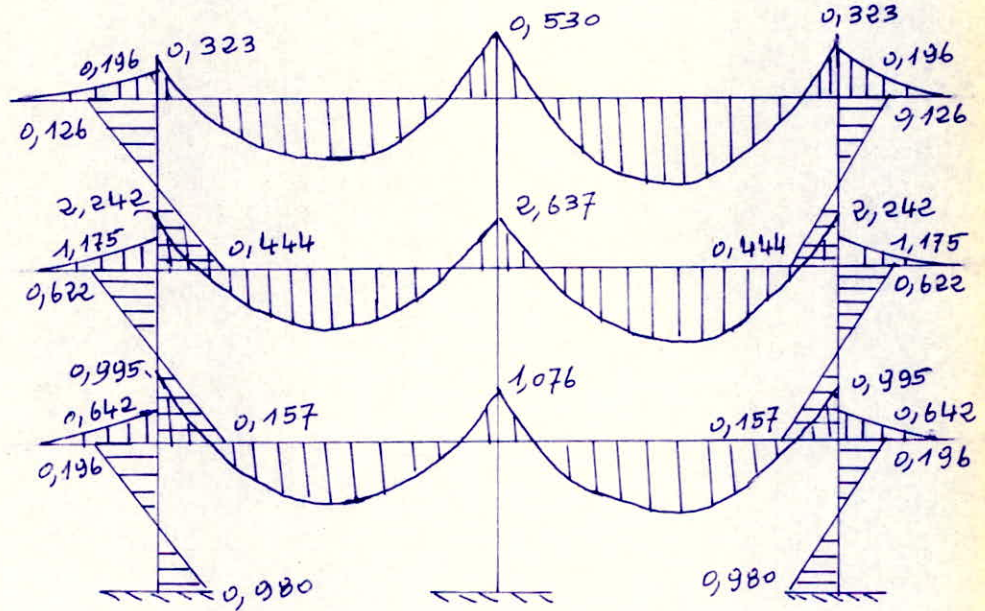
NIV.	Nœuds	$l_w$	$l_e$	$h_m$	$h_s$	$I_w \cdot 10^4$	$I_e \cdot 10^4$	$I_m \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	$l_w$	$l_e$	$h_m$	$h_s$	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_m \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
III	1	/	5,6	/	4,5	/	31,25	/	21,33	/	4,48	/	3,6	/	6,975	/	5,925	12,9
	2	5,6	5,6	/	4,5	31,25	31,25	/	21,33	4,48	4,966	/	3,6	6,29	6,29	/	5,925	18,51
II	3	/	5,6	4,5	3,6	/	31,25	21,33	21,33	/	4,48	4,05	2,88	/	6,975	5,267	7,406	19,648
	4	5,6	5,6	4,5	3,6	31,25	31,25	21,33	21,33	4,48	4,48	4,05	2,88	6,975	6,975	5,267	7,406	26,623
I	5	/	5,6	3,6	4,5	/	31,25	21,33	21,33	/	4,48	2,88	3,6	/	6,975	7,406	5,925	20,306
	6	5,6	5,6	3,6	4,5	31,25	31,25	21,33	21,33	4,48	4,48	2,88	3,6	6,975	6,975	7,406	5,925	27,281

diagrammes des moments du portique transversal. A

sous: G



sous: P



sous: G+1,2P

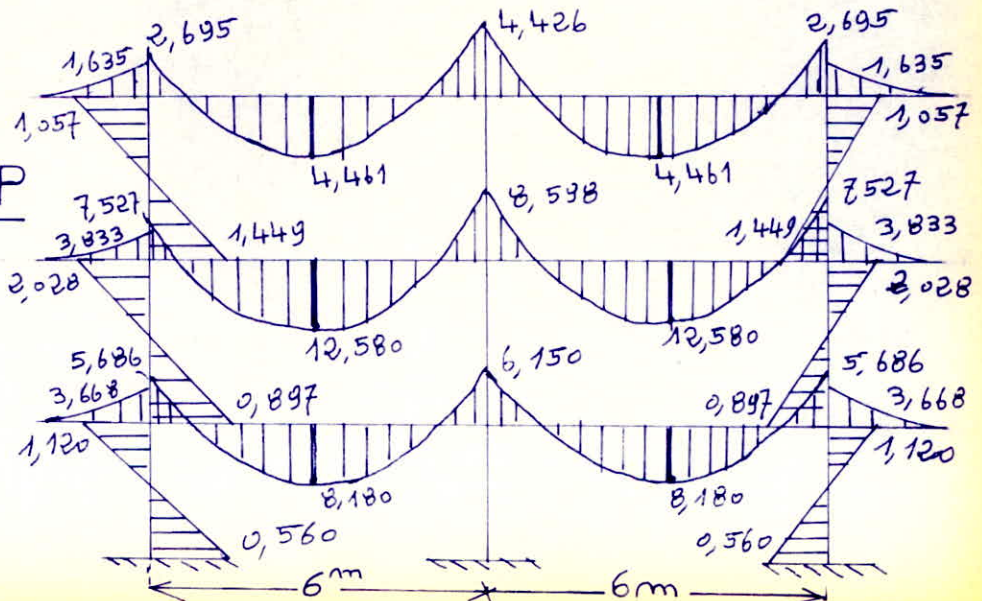
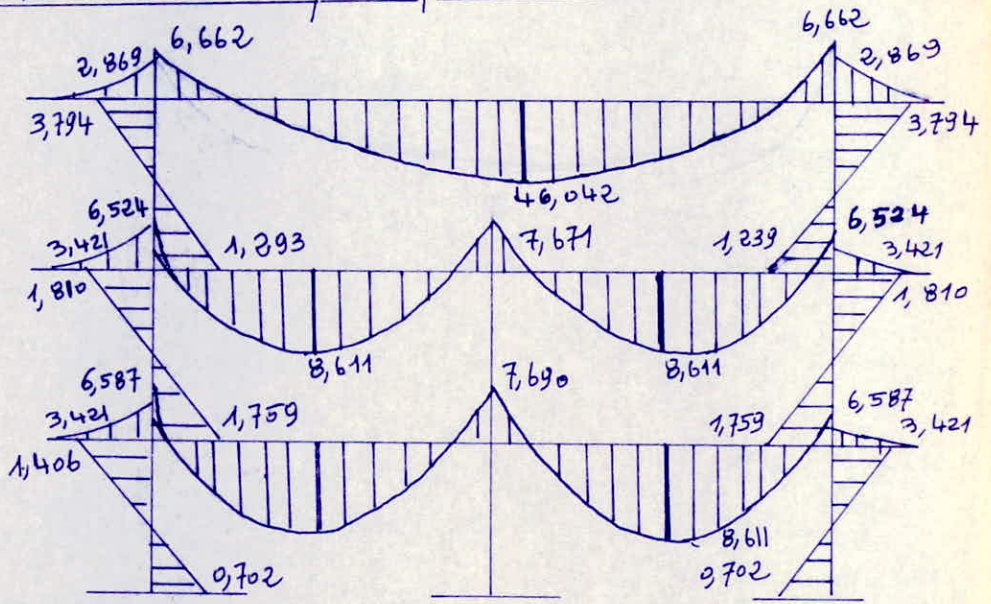
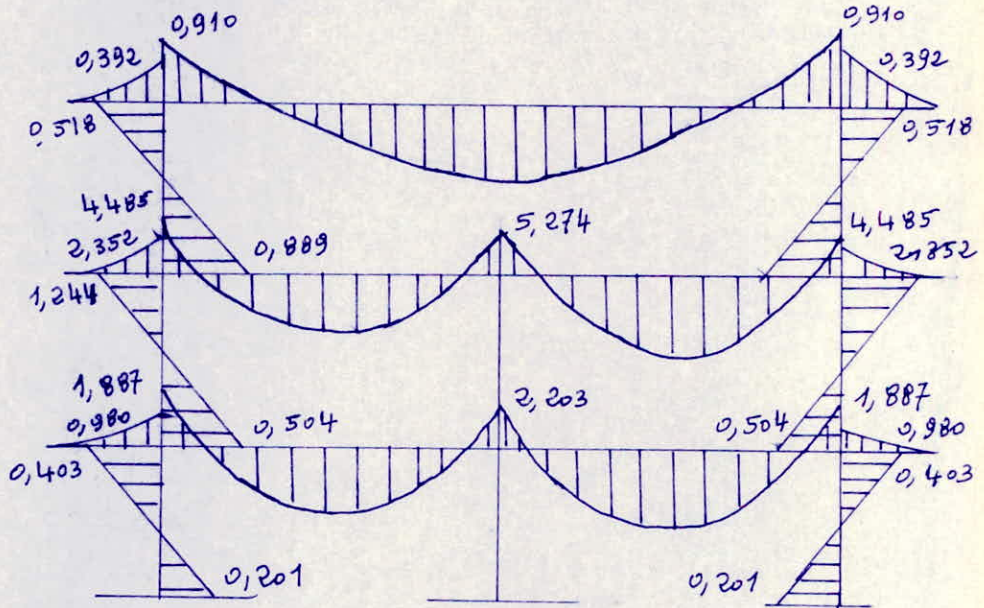


diagramme des moments du portique transversal: 13

Sous: G



Sous: P



Sous: G+1,2P

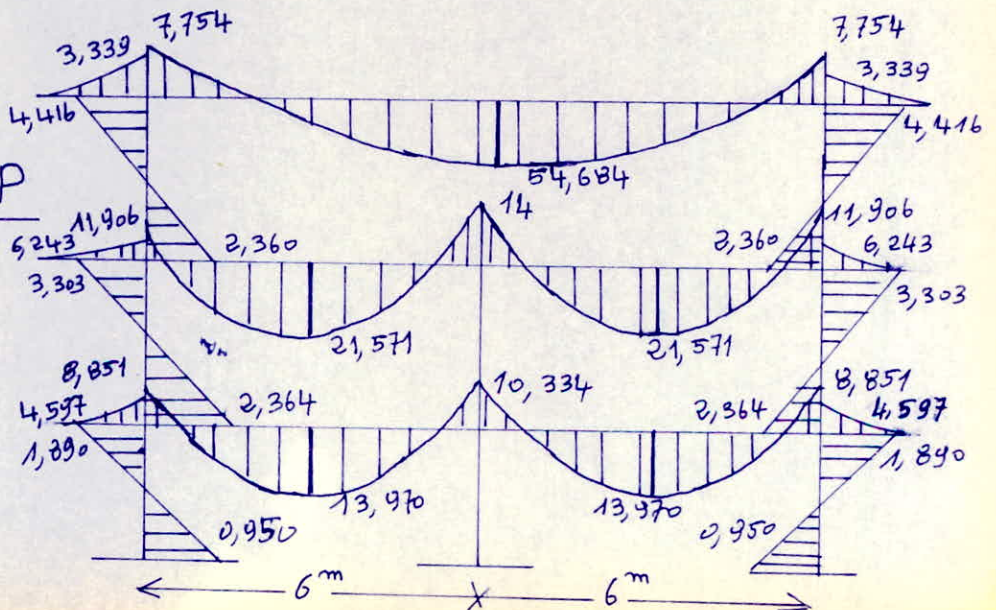
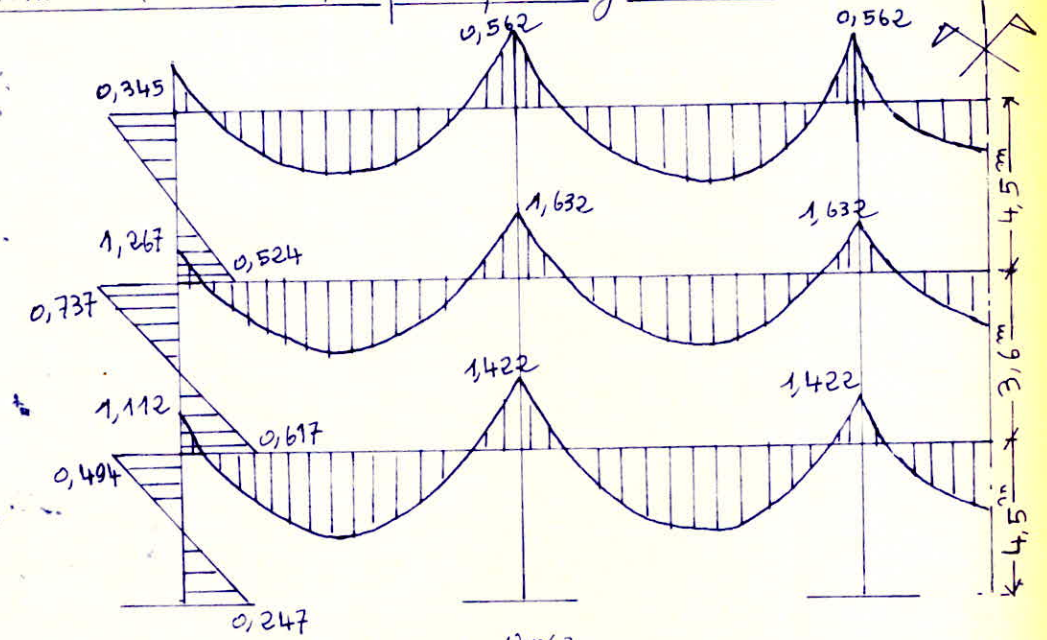


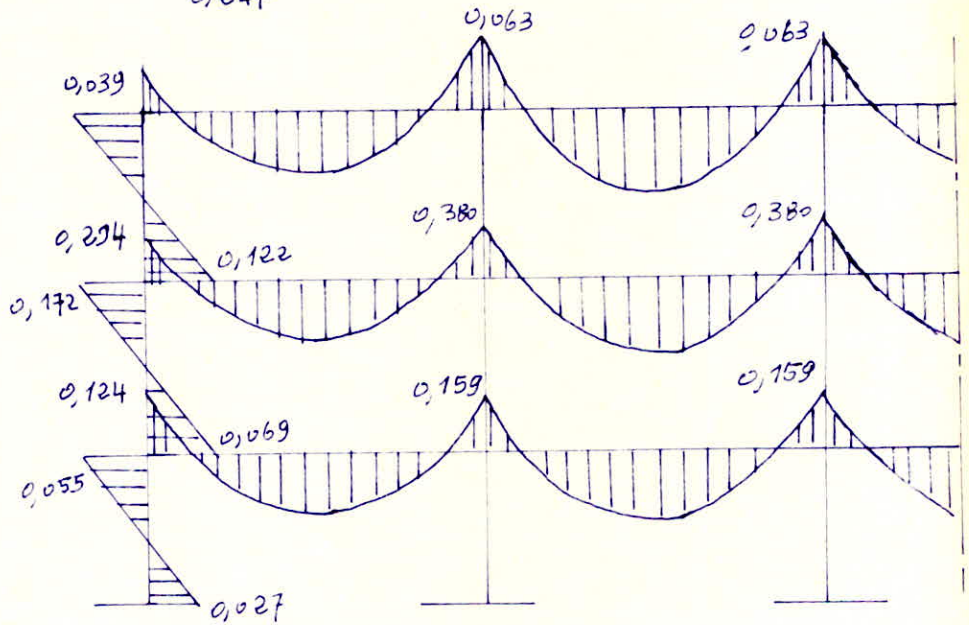


diagramme des moments du portique longitudinal 10(et 12)

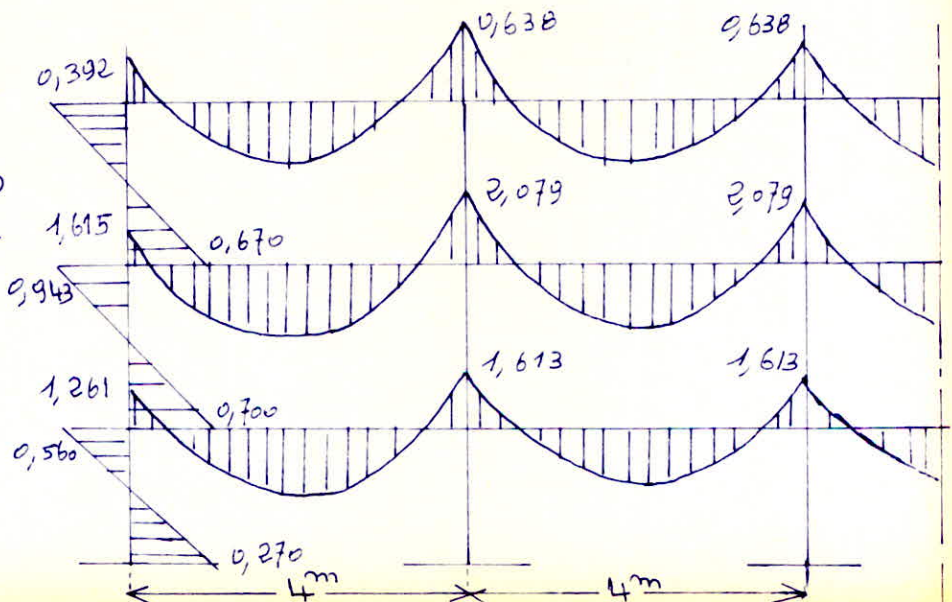
Sous: G



Sous: P



Sous: G+1,2P



Calcul des moments en travée. (Poutres.)  
 (sous les différentes sollicitations.)

Poutriques	Niveaux	$M_t(G)$	$M_t(G+P)$	$M_t(G+1,2P)$	$M_t(0,8G+SH)$	$M_t(G+P+SH)$
A	III	3,381	4,281	4,461	4,244	5,820
	II	6,100	11,500	12,580	7,794	14,414
	I	5,480	7,730	8,180	7,852	11,198
B	III	46,042	53,247	54,684	48,163	59,904
	II	8,611	19,411	21,571	12,509	25,031
	I	8,570	13,070	13,970	10,550	16,767

Calcul des efforts tranchants et efforts normaux.  
 (sous les différentes combinaisons.)

\* poutres.

Poutrique	Niveaux	Poutres	$G+P+SH$		$G+P+SH$		$0,8G+SH$		$0,8G+SH$		$G+1,2P$	
			$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
10 et 12	III	78	-2,228	4,789	4,644	-2,083	-2,083	4,412	4,403	-2,460	1,232	1,383
		89	-1,355	3,931	3,931	-1,355	-1,721	3,565	3,565	-1,721	1,383	1,383
	II	45	-2,240	10,494	10,266	-2,012	-3,650	9,005	8,856	-3,522	4,165	4,401
		56	-0,568	9,050	9,050	-0,568	-2,058	7,560	7,560	-2,058	4,401	4,401
	I	12	-4,023	10,504	10,331	-3,850	-4,907	9,571	9,447	-4,783	3,217	3,394
		23	-2,272	8,770	8,770	-2,272	-3,190	7,852	7,852	-3,190	3,394	3,394
A	III	56	1,160	6,168	5,606	1,722	0,151	4,992	4,597	0,546	3,466	4,042
	II	34	3,514	13,014	11,946	4,582	0,127	8,775	8,559	0,343	8,190	9,417
	I	12	1,117	11,288	11,139	1,266	-0,997	9,122	9,025	-0,900	6,350	6,504
B	III	56	26,882	30,612	30,612	26,892	19,222	22,942	22,942	19,222	29,232	29,232
	II	34	3,907	14,201	13,465	4,643	1,315	11,252	10,873	1,694	8,900	9,688
	I	12	2,778	13,931	13,458	3,251	0,797	11,770	11,477	1,090	8,207	8,702

\*Poteaux

Portiques	Niv	Poteaux	$0, BG + \vec{SH}$		$0, BG + \overleftarrow{SH}$		$G + P + 1, 2\vec{SH}$		$G + P + 1, 2\overleftarrow{SH}$		$G + 1, 2P$		
			N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	
10 et 12	III I II	74	-2,569	-0,769	4,303	6,103	-2,915	-2,915	5,331	7,131	1,233	3,033	
		85	2,691	4,491	1,105	2,905	3,535	5,395	1,692	3,492	2,698	4,498	
		96	1,898	3,698	1,898	3,698	2,644	4,444	2,644	4,444	2,630	4,430	
	II I I	41	-3,650	-3,179	8,856	16,199	-3,491	-3,366	11,517	19,888	4,165	8,435	
		52	6,872	12,603	3,984	8,129	10,122	16,757	6,656	11,338	8,710	14,448	
		63	5,354	10,292	5,354	10,292	8,296	13,980	8,296	13,980	8,617	14,287	
	I O O	11'	-4,907	-6,286	9,447	27,446	-5,458	-7,024	11,766	33,454	3,217	12,895	
		22'	6,381	20,784	3,069	12,998	8,563	27,120	4,582	17,720	6,710	22,398	
		33'	4,662	16,754	4,662	16,754	6,498	22,278	6,498	22,278	6,632	22,719	
	A	III II	53	1,591	1,591	6,037	6,037	2,515	2,515	7,851	7,851	5,266	5,266
			64	6,978	6,978	6,978	6,978	9,690	9,690	9,690	9,690	9,884	9,884
		II I	31	1,279	2,810	9,711	15,748	4,111	6,626	14,229	22,080	9,430	14,696
42			10,270	17,248	10,270	17,248	19,036	28,726	19,036	28,726	20,074	29,958	
I O		11'	0,443	3,253	10,465	26,213	1,915	8,541	13,944	36,021	8,150	22,846	
		22'	9,662	26,910	9,662	26,910	14,354	43,080	14,354	43,080	15,100	45,059	
B	III II	53	20,662	20,662	24,382	24,382	28,320	28,320	32,784	32,784	31,032	31,032	
		42	2,467	2,467	10,025	10,025	4,391	4,391	15,861	15,861	20,616	20,616	
	II I	31	14,098	34,760	14,098	38,480	20,284	48,604	20,284	53,068	10,140	41,172	
		11'	2,237	36,997	12,917	51,397	3,510	52,114	16,326	64,394	10,007	51,179	
	I O	22'	14,301	16,768	14,301	24,326	18,982	23,373	18,982	34,843	19,204	39,820	

Calcul des moments sous les différentes combinaisons.

Poteaux

portiques	niveaux Poteaux	10 et 12						A						- 13				
		III - II		II - I		I - 0		III - II		II - I		I - 0		III - II	II - I	I - 0		
		74	85	41	52	11'	22'	53	64	31	42	11'	22'	53	31	42	11'	22'
0, 8G + 5H →	Ms	-8,181	10,572	-10,247	13,546	-10,047	13,053	-7,483	10,260	-10,093	13,899	-10,380	13,860	-8,124	-12,500	17,435	-9,293	13,022
	Mi	-3,256	5,693	-6,731	9,031	-15,466	19,580	-3,687	5,524	-6,845	9,262	-16,278	20,790	-4,975	-7,892	11,623	-15,065	19,533
0, 8G + 5H ←	Ms	8,733	-10,572	11,427	-13,546	10,837	-13,053	8,933	-10,260	12,145	-13,899	11,796	-13,860	14,194	-15,396	-17,435	11,543	-13,022
	Mi	5,852	-5,693	7,719	-9,031	15,862	-19,580	5,153	-5,524	7,979	-9,262	16,986	-20,790	7,043	10,706	-11,623	16,189	-19,533
G + P + 1,2 5H →	Ms	-9,764	12,686	-12,095	16,255	-11,981	15,664	-8,818	12,312	-11,439	16,679	-12,225	16,632	-9,079	-13,684	20,922	-10,693	15,626
	Mi	-3,721	6,832	-7,984	10,837	-18,528	23,496	-3,944	6,629	-8,028	11,114	-19,418	24,948	-5,029	-8,896	13,948	-17,849	23,440
G + P + 1,2 5H ←	Ms	10,532	-12,686	13,913	-16,252	13,079	-15,664	10,882	-12,312	15,247	-16,679	14,387	-16,632	17,703	-19,792	-20,922	14,311	-15,626
	Mi	7,209	-6,832	9,356	-10,837	19,071	-23,496	6,664	-6,629	9,760	-11,114	20,948	-24,948	9,393	13,422	-13,948	19,655	-23,440
G + 1,2 P	Ms	0,392	0	0,943	0	0,560	0	1,057	0	2,028	0	1,120	0	4,416	3,303	0	1,890	0
	Mi	0,670	0	0,700	0	0,270	0	1,449	0	0,897	0	0,56	0	2,360	2,364	0	0,943	0

Poutres

portiques	niveaux Poutres	10 et 12						A			13		
		III		II		I		III	II	I	III	II	I
		78	89	45	56	12	23	56	34	12	56	34	12
0, 8G + 5H →	Mw	-8,073	-4,661	-13,835	-7,607	-16,431	-9,461	-5,578	-8,676	-13,073	-3,587	-8,948	-11,243
	Mc	5,911	5,911	11,631	11,631	12,623	12,623	9,450	17,782	17,498	18,731	21,662	22,216
0, 8G + 5H ←	Mw	8,441	5,911	16,947	11,631	18,903	12,623	10,838	22,402	23,987	18,731	30,966	28,191
	Mc	-4,661	-4,661	-7,607	-7,607	-9,461	-9,461	-0,810	-1,640	-5,628	-3,587	4,228	-2,430
G + P + 5H →	Mw	-8,181	-4,836	-14,381	-8,313	-16,777	-9,904	-6,362	-11,842	-14,906	-5,829	-14,738	-14,447
	Mc	5,736	5,736	10,925	10,925	12,180	12,180	8,162	14,058	15,450	16,489	14,854	18,475
G + P + 5H ←	Mw	8,733	5,736	16,401	10,925	18,557	12,180	10,054	19,236	22,094	16,489	25,176	24,987
	Mc	-4,836	-4,836	-8,313	-8,313	-9,904	-9,904	-2,098	-5,364	-7,676	-5,829	-2,580	-6,171
G + 1,2 P	Mw	0,392	0,638	1,615	2,079	1,261	1,613	2,695	7,527	5,686	7,754	11,906	8,851
	Mc	0,638	0,638	2,079	2,079	1,613	1,613	4,426	8,598	6,150	7,754	14,000	10,334

## FERRAILLAGE DES POUTRES.

a) Portique: A.

\* armatures aux appuis.

niv.	appuis	M(sp <sub>2</sub> )	$\mu$	E	$\kappa$	A <sub>0</sub> <sup>sup</sup>	A <sub>0</sub> <sup>inf</sup>	T(t)	min A <sub>0</sub> <sup>inf</sup>	section adoptée	A (cm <sup>2</sup> )
III	app. ext.	10,833	0,0637	0,8958	33	6,40		5,606		2T16; 3T14	8,64
		6,362	0,0374	0,9175	45,6		3,67		5,00	4-T14	6,13
	app. int.	9,450	0,0555	0,9020	36	5,54		6,168		4-T14	6,13
		2,098	0,0123	0,9505	86		1,17		2,64	5-T12	5,65
II	app. ext.	22,402	0,1317	0,8596	20,6	13,79		8,190		3T20; 3T14	14,04
		11,842	0,0696	0,8918	31,1		7,03		9,95	5-T16	10,05
	app. int.	17,782	0,1045	0,8718	24	10,79		9,417		4 T16 2 T14	11,12
		5,364	0,0315	0,9237	50,5		3,07		6,43	3T16; 1T12	7,16
I	app. ext.	23,987	0,1410	0,8563	19,7	15,13	0,86	11,139		5T20	15,70
		13,013	0,0765	0,8674	29,4		7,76		10,41	3T16; 3T14	10,65
	app. int.	17,498	0,1029	0,8728	24,3	10,61		11,288		3T16; 3T14	10,65
		7,676	0,0451	0,9104	40,8		4,46		7,15	3T16; 1T14	7,57

\* armatures en traversées.

traversées	M(sp <sub>1</sub> )	1,5M(sp <sub>1</sub> )	M(sp <sub>2</sub> )	$\mu$	E	$\kappa$	A (cm <sup>2</sup> )	section adoptée	A (cm <sup>2</sup> )
III	4,461	6,691	5,820	0,0393	0,9155	44,2	3,87	4-T14	6,13
II	12,580	18,870	14,414	0,1109	0,8688	23,1	11,49	5T16; 1T14	11,59
I	8,180	12,270	11,198	0,0721	0,8901	30,5	7,29	3T16; 1T14	7,57

## vérification de la flèche.

niv.	$h_t \geq \frac{l}{16}$	$h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M^t}{M_0}$	$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{cm}}$
III	$50 \geq 37,5$	$50 \geq 35,6$	$0,00446 \leq 0,01024$
II	$50 \geq 37,5$	$50 \geq 42,7$	$0,00858 \leq 0,01024$
I	$50 \geq 37,5$	$50 \geq 39,9$	$0,00561 \leq 0,01024$

les poutres du portique A sont vérifiées et donc elles ne risquent pas de subir des flèches occasionnant leur destruction.

## vérification des contraintes.

$$\bar{\sigma}_a(\sigma_{p_2}) = 4200 \quad \bar{\sigma}_b(\sigma_{p_2}) = 205,5$$

niv.	poutr.	M(tm)	A(cm <sup>2</sup> )	bh(cm <sup>2</sup> )	$\bar{w}$	k	$\epsilon$	$\sigma_a$	$\sigma_b$
III	app. extr.	13,838	8,64	1350	0,640	27,5	0,8824	4033	146,7
	app. int.	9,450	6,13	1350	0,444	34,2	0,8984	3876,4	113,3
	trav.	4,461	6,13	1350	0,444	34,2	0,8984	1830	53,5
II	app. extr.	22,402	14,04	1350	1,040	20,4	0,8588	4128,4	202,4
	app. int.	17,782	11,12	1350	0,823	23,6	0,8705	4082,2	172,9
	trav.	12,580	11,59	1350	0,858	23	0,8684	2777,6	120,7
I	app. extr.	23,987	15,70	1350				3967,6	204,8
	app. int.	17,498	10,65	1350	0,788	24,3	0,8728	4183,2	172,1
	travée	8,180	7,57	1350	0,561	29,8	0,8884	2702,9	90,7

## vérification de la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 30 \times 45 \times \frac{8,85}{4200} = 1,96 \text{ cm}^2 \leq A^{\min} = 5,65 \text{ cm}^2$$

→ Vérifié

## vérification de la fissuration.

$\phi_{mm}$	section	A(cm <sup>2</sup> )	$w_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$
12	5T12	5,65	0,0183	3094	2607	2800
14	4T14	6,13	0,0204	2904,6	2414	2800
16	3T16, 1T12	7,16	0,0239	2893,5	2258	2800
20	5T20	15,70	0,0523	4121	2019	2800

vérification de la condition de non écrasement du béton  
 en toute partie courbe d'une barre, le rayon de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante:

$$r \geq 0,1 \varphi \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_{b_0}} (1 + \varphi/d) \nu$$

$$14 \text{ mm} \rightarrow r \geq 8,7 \varphi \quad (\nu = 5/3)$$

$$\varphi = 16 \text{ mm} \rightarrow r \geq 9 \varphi \quad (\nu = 5/3)$$

$$\varphi = 16 \text{ mm} \rightarrow r \geq 5,5 \varphi \quad (\nu = 1)$$

$$\varphi = 14 \text{ mm} \rightarrow r \geq 5,2 \varphi \quad (\nu = 1)$$

$$\varphi = 12 \text{ mm} \rightarrow r \geq 8,5 \varphi \quad (\nu = 5/3)$$

$$\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow r \geq 9,5 \varphi \quad (\nu = 5/3)$$

vérification de la largeur d'appui:

on doit avoir:  $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = c_0 \quad (c = a - (d+r))$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

	III	II	I
T(t)	5,606	8,190	11,139
c <sub>0</sub> (cm)	3,637	7,971	7,227
c(cm)	20,6	16	16

⇒ Vérifiée

condition de non entrainement des barres.

on doit avoir  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d \quad (\bar{\tau}_d = 24,8 \bar{\sigma}_b \text{ et } \tau_d = \frac{T}{\sum P_{b,i}} \cdot \frac{A_i}{A})$

niv.	appuis	T(t)	$\varphi$ (mm)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> /A	P <sub>bi</sub>	$\tau_{di}$
III	extr.	5,606	2T16, 2T14	7,10	0,283	5,024	8,02
	int.	6,168	4T14	6,13	0,251	4,40	9,94
II	extr.	8,190	3T20, 3T14	14,04	0,223	6,28	10,55
	int.	9,417	4T16, 2T14	11,12	0,181	5,024	8,61
I	extr.	11,139	5T20	15,70	0,2	6,28	9,01
	int.	11,288	3T16, 2T14	10,15	0,188	5,024	10,72

armatures transversales.

On prend  $A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (Acier doux 24)

Contraintes de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \quad (z = (7/8)h = 39,7 \text{ cm})$$

Contr. admissible de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}'_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}'_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Contr. adm. des arm. tendues.

$$\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} (2/3) \sigma_{em} & \text{si on a reprise de bet.} \\ (1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b}) \sigma_{em} & \text{si pas de reprise betonage} \end{cases}$$

espacement.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T}$$

espacement adm. donné par le RPA 83.

- zone nodale  $\bar{t} \leq \min(\frac{h_t}{4}, 12\phi) = 12,5 \text{ cm}$
- zone courante  $\bar{t} \leq \frac{h_t}{2} = 25 \text{ cm}$ .

→ pour toutes les poutres on adopte un espacement constant :

$$t = \begin{cases} 12 \text{ cm} & \text{pour la zone nodale} \\ 25 \text{ cm} & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

niv.	appuis	T	$\bar{\sigma}'_b$	$\sigma'_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	$\rho$	$\sigma_{at}$	t (cm)	$\bar{t}$ (cm)
III	extr.	5,606	102,75	126,7	4,74	28,91	0,940	2256	31,8	37,7
	int.	6,168	102,75	113,3	5,22	32,16	0,934	2241,6	28,7	37,0
II	extr.	8,190	102,75	202,4	6,93	22,39	0,913	2191	21,2	34,4
	int.	9,417	102,75	172,9	7,97	24,93	0,890	2157,6	18,13	32,8
I	extr.	11,139	102,75	162,4	9,42	25,83	0,881	2114,4	15,0	32,6
	int.	11,288	102,75	172,1	9,55	25,00	0,880	2112	14,8	32,4



b) Portique: 13

\* Armatures aux appuis.

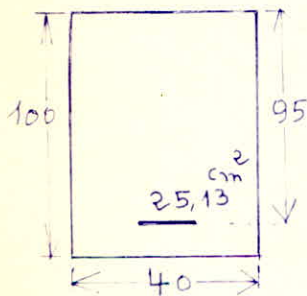
Niv.	Appuis	M(sp <sub>2</sub> )	$\mu$	E	K	A <sub>0</sub> <sup>sup</sup>	A <sub>0</sub> <sup>inf</sup>	T(t)	min A <sub>0</sub> <sup>inf</sup>	section adoptée	A (cm <sup>2</sup> )
III	app. ext.	18,731	0,0189	0,9394	67,5	5,05		29,232		4 T14	6,16
		5,829	0,0050	0,9669	136		1,52		11,96	4 T20	12,56
II	app. ext.	30,966	0,1820	0,8413	16,5	21,33	5,60	13,465		6 T20, 2 T16	22,86
		14,739	0,0866	0,8815	27,2		8,85		12,05	4 T20	12,56
	app. int.	21,662	0,1273	0,8615	21,1	13,30		9,688		4 T20, 1 T14	14,10
		2,580	0,0156	0,9454	76,5		1,44		4,49	4 T14	6,16
I	app. ext.	28,191	0,1657	0,8466	17,6	18,66	3,47	13,458		6 T20	18,84
		14,447	0,0849	0,8824	27,5		8,66		11,86	4 T20	12,56
	app. int.	22,216	0,1306	0,8599	20,7	13,67		8,702		4 T20, 1 T14	14,10
		6,171	0,0362	0,9186	46,4		3,55		6,65	2 T16, 2 T14	7,10

\* armatures en travées.

Travées	M(sp <sub>1</sub> )	1,5M(sp <sub>1</sub> )	M(sp <sub>2</sub> )	$\mu$	E	K	A (cm <sup>2</sup> )	section adoptée	A (cm <sup>2</sup> )
III	54,668	82,082	59,904	0,1105	0,8691	23,2	23,90	8 T20	25,13
II	21,571	38,350	25,031	0,1902	0,8387	16	5,13 19,66	5 T16 6 T20, 2 T16	10,05 22,46
I	13,970	20,95	16,767	0,1232	0,8630	21,5	12,84	4 T20, 1 T14	14,10

vérification de la flèche.

niveau: III



$M_{g+p} = 53,24 \text{ tm}$

$M_g = 46,04 \text{ tm}$

inertie de la section du béton =  $\frac{40 \times 100^3}{3} = 133,3310^5 \text{ cm}^4$

inertie des aciers =  $15 \times 95^2 \times 25,13 = 34,0210^5$

pour béton fissuré  $W = \frac{1}{2} \times 100 \times 40 \times 100 = 2,0 \cdot 10^5$

$S = 100 \times 40 + 15 \times 25,13 = 4,37710^3$

$V = \frac{W}{S} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{4,377 \cdot 10^3} = 45,69$        $W \cdot v = 91,3810^5 \text{ cm}^4$

$I_t = 133,3310^5 + 34,02 \cdot 10^5 - 91,38 \cdot 10^5 = 75,9710^5 \text{ cm}^4$

calcul de  $\lambda$  et  $\mu$  (coefficients qui dépendent de l'application des charg. et leurs intensités)

• charge de faible durée:  $\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3)\bar{w}} = 2,478$

avec  $\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{25,13}{40 \times 95} = 6,613 \cdot 10^{-3}$

• charge de longue durée:  $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,991$

$\sigma_{ag+p} = \frac{M}{\bar{z}A} = \frac{53,24 \cdot 10^5}{(7/8) \times 95 \times 25,13} = 2549$

$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{w}\sigma_{ag+p} + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 6,613 \cdot 10^{-3} \times 2549 + 3 \times 5,9} = 0,653$

$\sigma_{ag} = \frac{46,04 \cdot 10^5}{(7/8) \times 95 \times 25,13} = 2204 \rightarrow \mu = 0,612$

Calcul du module de déformation longitudinal.

$E_v = 7000 \sqrt{1,2\sigma_{28}} = 126000$  bars et  $E_i = 3E_v = 378000$  bars.

calcul des flèches.  $f_g^\infty = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{46,04 \cdot 10^5 \times 1200^2}{10 \times 126 \cdot 10^3 \times 47,29} = 1,113$  cm

avec  $I_{fv} = \frac{I_t}{1+\lambda_v\mu} = \frac{75,97 \cdot 10^5}{1+0,991 \times 0,612} = 47,29 \cdot 10^5$  cm<sup>4</sup>

•  $f_g^0 = \frac{46,04 \cdot 10^5 \times 1200^2}{10 \times 378 \cdot 10^3 \times 30,19 \cdot 10^5} = 0,581$  ( $I_{fi} = \frac{75,97 \cdot 10^5}{1+2,478 \times 0,612} = 30,19 \cdot 10^5$ )

•  $f_{g+p} = \frac{53,24 \cdot 10^5 \times 1200^2}{10 \times 378 \cdot 10^3 \times 29,01 \cdot 10^5} = 0,699$  ( $I_{fi} = \frac{75,97 \cdot 10^5}{1+2,478 \times 0,653} = 29,01 \cdot 10^5$ )

$f_{g+p} + f_g^\infty - f_g^0 = 0,699 + 1,113 - 0,581 = 1,231 < \bar{f} = 0,5 + \frac{1200}{1000} = 1,7$

Poutres II et I

$M_g = \begin{cases} \text{II} & 8,61 \\ \text{I} & 8,57 \end{cases}$	$M_g = \begin{matrix} 8,61 \\ 8,57 \end{matrix}$	$M_{g+p} = \begin{matrix} 19,41 \\ 13,07 \end{matrix}$
$\sigma_{ag} = \begin{cases} \text{II} & 1026 \\ \text{I} & 1510 \end{cases}$	$\sigma_{ag} = \begin{matrix} 1026 \\ 1510 \end{matrix}$	$\sigma_{ag+p} = \begin{matrix} 2313 \\ 2304 \end{matrix}$
$\mu = \begin{cases} \text{II} & 0,630 \\ \text{I} & 0,628 \end{cases}$	$\mu = \begin{matrix} 0,630 \\ 0,628 \end{matrix}$	$\mu = \begin{matrix} 0,813 \\ 0,736 \end{matrix}$
$\lambda_v = \begin{cases} \text{II} & 0,434 \\ \text{I} & 0,642 \end{cases}$	$\lambda_i = \begin{matrix} 1,085 \\ 1,604 \end{matrix}$	$\lambda_i = \begin{matrix} 1,085 \\ 1,604 \end{matrix}$
$I_{fv} = \begin{cases} \text{II} & 3,889 \cdot 10^5 \\ \text{I} & 6,242 \cdot 10^5 \end{cases}$	$I_{fi} = \begin{matrix} 2,941 \cdot 10^5 \\ 4,363 \cdot 10^5 \end{matrix}$	$I_{fi} = \begin{matrix} 2,631 \cdot 10^5 \\ 4,017 \cdot 10^5 \end{matrix}$
$f_g^\infty = \begin{cases} \text{II} & 0,632 \\ \text{I} & 0,392 \end{cases}$	$f_g^0 = \begin{matrix} 0,279 \\ 0,187 \end{matrix}$	$f_{g+p} = \begin{matrix} 0,703 \\ 0,309 \end{matrix}$

$f_g^\infty + f_{g+p} - f_g^0 = \begin{cases} 0,632 + 0,703 - 0,279 = 1,056 \\ 0,392 + 0,309 - 0,187 = 0,514 \end{cases} < \bar{f} = 0,5 + \frac{600}{1000} = 1,100$

$\Rightarrow$  toutes les poutres du portique B sont vérifiées à la flèche.

calcul des contraintes.

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_a(sp_2) &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a(sp_1) &= 2800 \text{ "}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}'_b(sp_2) &= 205,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b(sp_1) &= 137 \text{ "}\end{aligned}$$

niv.	poutr.	M(tm)	A(cm <sup>2</sup> )	$\bar{w}$	$\kappa$	E	bh(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$	$\sigma'_b$
III	app. ext.	18,731	6,16	0,164	60,5	0,9338	3750	3464	57,3
	trav.	54,688	25,13	0,668	26,9	0,8807	3750	2613	97
II	app. ext.	30,966	22,86	/	/	/	1350	3481	181,8
	app. int.	21,662	14,10	1,044	20,4	0,8626	1350	3957,8	194
	trav.	21,571	22,86	/	/	/	1350	2436	133,3
I	app. ext.	28,191	18,84	/	/	/	1350	3910	174,4
	app. int.	22,216	14,10	1,044	20,4	0,8626	1350	4059	198,9
	trav.	13,970	14,10	1,044	20,4	0,8626	1350	2552,4	125

armatures transversales.

pour toutes les poutres on adopte un espacement constant.

$$t = \begin{cases} 12 \text{ cm pour la zone nodale (niv. I, II et III)} \\ 2,5 \text{ cm en zone courante (niv. II et I) et 50 cm} \\ \text{pour le niveau III.} \end{cases}$$

	appuis.	T(t)	$\sigma'_b$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\rho$	$\sigma_{at}$	f(cm)	$\bar{f}$ (cm)
	ap. extr.	23,232	53,3	11,8	30,9	0,852	2044,8	18,0	56,4
	ap. extr.	13,465	51,3	11,4	30,9	0,857	2056,8	18,9	27,6
	ap. int.	9,688	194	8,2	23,1	0,897	2152,8	27,5	32,5
	ap. extr.	13,458	65	11,4	30,9	0,856	2054,4	18,9	27,6
	ap. int.	8,702	198,9	7,4	22,7	0,907	2176,8	30,9	33,7

$$A_L = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_{10} = 3,14 \text{ cm}$$

Ferraillages des consoles.

console du portique | 3 niveau I

$$M = 4,60 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 4,60 \times 10^5}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0406 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 43,4 \\ E = 0,9144 \end{cases}$$

$$A = \frac{4,60 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9144 \times 45} = 4,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 (4,62 \text{ cm}^2)$$

Vérification des contraintes.

$$\sigma_a = 2435 \text{ kg/cm}^2, \sigma'_b = 61,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérif.})$$

Vérification de la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \times 30 \times 45 \times 5,9 / 2800 = 1,96 \text{ cm}^2 < A = 4,62 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la fissuration.

$$\sigma_1 = 2287 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2413 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{on augmente}$$

$$A = 4T14 = 6,15$$

$$\sigma_1 = 2916 \quad \sigma_2 = 2413 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérif.})$$

Calcul des armatures transversales:

on utilise des Aciers doux FeE24.

On prend un cadre et un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

espacements adoptés:

- zone nodale :  $t = 12 \text{ cm}$ .
- zone courante :  $t = 25 \text{ cm}$

# FERRAILLAGE DES POTEAUX.

sens transversal.

SP1			Poteau A10				SP2								
	N(t)	M(km)	e <sub>0</sub> (cm)	σ <sub>b</sub>	sollcit.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
III	5,267	1,449	27*	137	P.C	7,851	10,88	139	205,5	P.C	1,593	7,48	469	205,5	P.C
II	14,89	2,028	14	116,4	P.C	22,08	15,25	69	205,5	P.C	2,81	19,09	359	205,5	P.C
I	23,04	1,120	4,8	84,9	E.C	34,04	22,50	57	205,5	P.C	3,253	16,28	500	205,5	P.C

sens longitudinal.

SP1			Poteau A10				SP2								
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
III	3,033	0,67	22	137	P.C	7,131	10,53	148	205,5	P.C	-9,769	9,76	1269	205,5	P.E
II	8,64	0,94	11	106,2	P.C	20,088	13,31	69	205,5	P.C	-2,973	12,09	406	205,5	P.E
I	13,65	0,56	4	93,5	E.C	33,645	19,07	57	205,5	P.C	-6,088	18,52	304	205,5	P.E

sens transversal.

SP1			Poteau A11				SP2								
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr.</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
III	9,88	0	0	68,5	C.S	9,69	12,31	127	205,5	P.C	6,978	10,26	147	205,5	P.C
II	30,15	0	0	68,5	C.S	28,726	16,68	58	205,5	P.C	17,248	13,90	81	205,5	P.C
I	44,95	0	0	68,5	C.S	43,08	24,45	58	205,5	P.C	26,91	20,79	77	205,5	P.C

sens longit. SP1						Poteau B11					SP2				
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
II	10,15	0	0	68,5	C.S	11,922	16,25	136	205,5	P.C	5,78	13,64	236	205,5	P.C
I	18,66	0	0	68,5	C.S	22,085	24,49	106	205,5	P.C	10,293	19,64	191	205,5	P.C

sens transv. SP1						Poteau B11					SP2				
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
II	20,81	0	0	68,5	C.S	15,861	20,92	132	205,5	P.C	2,467	17,43	706	205,5	P.C
I	40,02	0	0	68,5	C.S	34,843	23,44	67,2	205,5	P.C	16,768	19,53	126	205,5	P.C

sens transv. SP1						Poteau B10					SP2				
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
III	30,03	7,754	25	205,5	P.C	32,784	17,706	53,9	205,5	P.C	20,662	8,124	39	205,5	P.C
II	41,73	11,906	28	205,5	P.C	53,068	19,792	37,3	205,5	P.C	34,78	18,5	36	205,5	P.C
I	51,73	8,85	17	126,7	P.C	69,394	19,655	28,3	205,5	P.C	36,997	15,06	41	205,5	P.C

sens longit. SP1						Poteau B10					SP2				
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
III	4,50	0	0	68,5	C.S	5,395	12,686	235	205,5	P.C	2,905	10,57	364	205,5	P.C
II	14,65	0	0	68,5	C.S	16,86	16,252	95,8	205,5	P.C	8,329	13,55	163	205,5	P.C
I	23,16	0	0	68,5	C.S	27,12	23,496	86,6	205,5	P.C	12,828	19,52	152	205,5	P.C

sens longit. SP1						Poteau A11					SP2				
	N	M	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	σ <sub>b</sub>	soll.
II	5,61	0,94	17	126,7	P.C	13,32	12,10	90,8	205,5	P.C	-2,21	12,09	547	205,5	P.C
I	10,62	0,56	5	85,6	E.C	26,52	18,52	69,8	205,5	P.C	-5,317	15,7	245	205,5	P.C

137

calcul des armatures sous SP2 ( $N_{max}$ )

poteaux	min.	N (t)	M (tm)	$f_0$ (m)	$ch_0$ (tm)	$\mu$	$k$	$E$	$\mu'$	$\alpha$	$\Delta M$ (tm)	$M_0$ (tm)	$\bar{z}_a$	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )
s.trv. A10	3	7,851	10,88	1,545	12,13	0,08356	27,8	0,8832							9,21
	2	22,08	15,25	0,851	18,77	0,1293	20,9	0,8607							9,16
	1	36,04	20,50	0,729	26,27	0,1809	16,6	0,8418	0,1998	0,4747	4,99	21,28	2361	6,60	11,84
s.lon. A10	3	7,131	10,53	1,636	11,67	0,0804	28,5	0,8851							7,02
	2	20,08	13,91	0,852	17,11	0,1179	22,2	0,8656							9,29
	1	33,645	19,07	0,727	24,46	0,1685	17,4	0,8457	0,1957	0,4430	3,61	20,85	2343	4,81	10,97
s.trv. A11	3	9,69	12,31	1,43	13,86	0,0955	25,5	0,8765							8,15
	2	28,78	16,68	0,741	21,28	0,1466	19,2	0,8538	0,1852	0,4388	1,55	19,73	2302	2,10	9,59
	1	42,08	24,95	0,739	31,84	0,2193	14,5	0,8305	0,2112	0,5085	9,34	22,50	2409	12,12	14,61
s.lon. A11	2	13,32	12,10	1,07	14,25	0,0982	25	0,8750							7,60
	1	26,52	18,52	0,858	22,73	0,1567	18,3	0,8499	0,1914	0,4504	2,36	20,39	2322	3,18	11,31
s.trv. 1310	3	32,784	17,70	0,700	22,95	0,1581	18,2	0,8494	0,1918	0,4518	2,52	20,43	2324	3,39	9,98
	2	53,068	19,79	0,533	28,28	0,1948	15,7	0,8371	0,2045	0,4886	6,5	21,78	2281	8,53	9,41
	1	69,394	29,655	0,442	30,74	0,2541	13	0,8214	0,2200	0,5357	7,3	23,44	2443	9,34	9,35
s.lon. 1310	3	5,345	12,688	2,51	13,54	0,0933	25,9	0,8777							8,92
	2	16,916	16,252	1,12	19,0	0,1309	20,7	0,8599							10,57
	1	27,12	23,496	1,03	27,93	0,1924	15,9	0,8382	0,2034	0,4854	6,26	21,67	2377	8,23	15,30
s.trv. 1311	2	15,861	20,92	1,48	23,47	0,1617	17,9	0,8480	0,1933	0,4559	2,88	20,59	2331	3,86	14,42
	1	34,842	23,44	0,833	29,02	0,1999	15,4	0,8355	0,2061	0,4934	7,06	21,96	2388	9,24	14,34
s.lon. 1311	2	11,922	16,25	1,52	18,12	0,1248	21,4	0,8626							11,05
	1	22,085	23,49	1,22	26,94	0,1856	16,3	0,8403	0,2013	0,4792	5,5	21,44	2368	7,26	15,71

calcul des armatures sous SP2(N<sub>min</sub>)

Poutres	niv.	N (t)	M (tm)	P <sub>0</sub> (m)	clb (tm)	μ	K	E	M'	α	ΔM (tm)	M <sub>0</sub> (tm)	σ <sub>2</sub> '	A'	A (cm <sup>2</sup> )
s.tr. A10	3	1,539	7,48	5,02	7,72	0,0532	3,68	9,9035							5,28
	2	2,81	10,09	3,75	10,53	0,0725	3,94	9,8899							7,16
	1	3,253	16,28	5,16	16,78	0,1156	22,5	9,8664							12,03
s.lon. A10	3	9,769	9,76	12,85	9,88	0,0681	3,16	9,8924							7,50
	2	2,979	12,09	4,22	12,57	0,0866	27,1	9,8812							10,14
	1	6,088	18,52	3,20	19,48	0,1342	20,4	9,8588							16,65
s.tr. A11	3	6,978	10,26	1,63	11,34	0,0783	2,9	9,8814							6,82
	2	17,248	13,90	9,96	16,65	0,1447	22,6	9,8671							9,59
	1	26,91	20,79	9,93	25,03	0,1724	17,1	9,8442	9,1972	9,4473	4,93	21,0	2350	5,36	13,04
s.lon. A11	2	2,24	12,09	5,63	12,44	0,0857	27,3	9,8818							9,86
	1	5,137	18,52	3,76	19,31	0,1330	20,5	9,8592							16,09
s.tr. B30	3	29,662	8,42	9,55	11,36	0,0783	2,9	9,8814							3,55
	2	34,78	12,50	9,52	18,08	0,1245	21,4	9,8626							5,58
	1	36,907	15,06	9,57	21,08	0,1452	19,3	9,8512	9,187	9,4373	1,19	19,89	2298	1,62	7,48
s.lon. B30	3	2,915	10,57	3,80	11,04	0,0781	24,5	9,8876							7,53
	2	5,329	13,55	1,79	14,91	0,1027	24,3	9,8728							9,31
	1	12,038	19,58	1,68	21,57	0,1486	19	9,8529	9,1881	9,4442	1,53	20,44	2306	2,07	13,62
s.tr. B31	2	8,447	17,43	7,22	17,81	0,1227	21,6	9,8634							13,05
	1	16,148	19,53	1,32	22,13	0,1525	18,7	9,8516	9,1895	9,4451	1,94	20,19	2313	2,62	13,13
s.lon. B31	2	5,78	13,54	2,52	14,4	0,0996	24,8	9,8744							9,56
	1	19,293	19,60	2,06	21,24	0,1413	19,2	9,8538	9,1812	9,4368	1,3	19,94	2302	1,11	3,95





$$\text{calcul de } A^{\text{min}} \left( = \frac{1,25}{1000} (\theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m \cdot B}{\sigma'_b}) \right)$$

poteaux	niv.	N	$\sigma'_b$	$\alpha$	$\sigma_m$	$A^{\text{min}}$
A10 <sup>s.trv.</sup>	2	14,89	115	13,72	27,13	4,46
A10 <sup>s.long.</sup>	2	8,64	106	13,04	15,56	4,85
A11 <sup>s.long.</sup>	2	5,61	126	14,51	9,66	1,88

tableau recapitulatif

poteaux	niveau	SP1		SP2		section adoptée A=A'	
		A		A=A'		s. transversal	
		s.trv	s.long	s.trv	s.long	s. transversal	s. longitudin.
A10	3	0,35	0,07	7,21	7,50	4 T16	4 T16
	2	4,46	4,85	9,16	10,14	2T20+2T16	2T20+2T16
	1	2,37	2,49	12,03	16,45	4T20	2T20+2T25
A11	3	0,79	/	8,15	/	2T20+2T14	4T14
	2	3,11	1,88	9,59	9,86	2T20+2T16	2T20 2T16
	1	3,59	0,85	14,61	16,09	2T25+2T20	2T25+2T20
B10	3	2,16	0,64	9,98	8,92	2T20+2T16	2T20+2T16
	2	4,15	2,08	9,41	10,57	2T20+2T16	2T20+2T16
	1	4,46	3,29	9,35	15,70	2T20+2T16	2T25+2T20
B11	2	2,81	0,89	14,42	11,05	2T25+2T20	4T20
	1	2,28	1,89	14,34	15,71	2T25+2T20	2T25+2T20

$$\min \text{RPA}(1\%) = 16 \text{cm}^2$$

$$\max \text{RPA}(4\%) = 64 \text{cm}^2$$

## armatures transversales.

vérification de la résistance à l'effort tranchant.

$$\tau_b = \frac{nT}{bz} < \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 40,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \begin{cases} 2 \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée est } \geq 15 \\ 3 \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée est } < 15 \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} \text{niv. 1 et 3} \left\{ \begin{array}{l} \text{sens transv. } 27,28 \\ \text{sens longitud. } 30,07 \end{array} \right. \\ \text{niv. 2} \left\{ \begin{array}{l} \text{sens transv. } 21,66 \\ \text{sens longitud. } 27,85 \end{array} \right. \end{cases} \rightarrow n = 2$$

$$(z = (7/8)h = 31,5 \text{ cm et } b = 40 \text{ cm})$$

poteaux	niv.	T (t)	$\tau_b$
A10	3	3,469	5,507
	2	6,176	9,804
	1	7,392	11,733
A11	3	4,208	6,799
	2	7,722	7,495
	1	9,24	14,667
B10	3	4,578	7,267
	2	7,748	12,300
	1	6,950	11,031
B11	2	9,687	15,376
	1	8,681	13,779

quantité d'armatures minimale.

(F<sub>ct</sub> = 24)

pot.	niv. & T	z	A <sub>t</sub>	nombre de cadres et étriers	t	zone courante		zone nodale		
						$\bar{t}$	t. adoptée	$\bar{t}$	t. adoptée	
A10	3	6,938	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	34,2	19	15	15	12
	2	12,35	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	19,2	19	15	15	12
	1	14,78	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	16,1	24	15	15	12
A11	3	8,416	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	28,1	17	15	14	12
	2	15,44	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	15,4	19	15	15	12
	1	18,48	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	12,8	24	15	15	12
B10	3	9,156	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	25,9	19	15	15	12
	2	15,48	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	15,3	19	15	15	12
	1	13,9	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	17,1	19	15	15	12
B11	2	19,37	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	12,2	24	12	15	12
	1	17,36	31,5	3,14	2 cadres $\phi 10$	13,7	24	12	15	12

## FONDACTIONS.

chaque fondation est soumise à un effort normal, un moment transversal et un moment longitudinal. le calcul se fait sous  $SP_1$  en compression simple en supposant que les moments sont repris par le voile périphérique ou les longrines (moments faibles sous  $sp_1$ ).

la vérification se fait sous  $SP_2$  sous l'effort normal et les moments. les contraintes sont majorées de 50% sous  $sp_2$ .

d) On suppose que les dimensions de la semelle (semelles isolées sous poteaux) et du poteau sont homothétiques.

$$k = \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \longrightarrow A = k B$$

pour que la contrainte du sol ne dépasse pas la contrainte admissible; nous devons avoir:

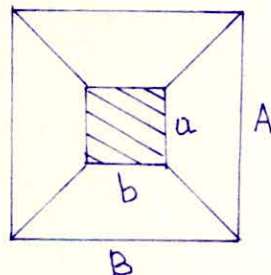
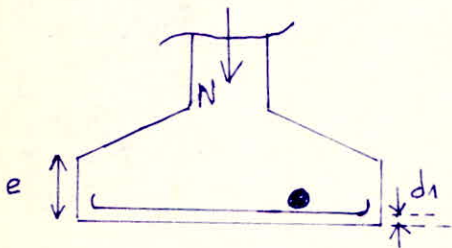
$$* \quad A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \longrightarrow k \cdot B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{k \bar{\sigma}_s}}$$

$$* \quad h > \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \quad (\text{la satisfaction de cette condition dispense de la vérification de l'effort tranchant.})$$

$$h_t = h + d \quad d = \text{enrobage}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \phi = \quad \longrightarrow e =$$



### Vérification.

a) sous  $SP_1$  - à l'effort normal  $N$ , il faut ajouter le poids de la semelle et celui des terres.  $N' = N_{\text{initial}} + P_t + P_s$

On doit vérifier que  $\frac{N'}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s$

le poids des terres est calculé d'après la relation suivante.

$$P_t = (0,5(h_t - e) + (D - h_t)) (A - a) \cdot A \cdot \gamma$$

$\gamma$ : poids volumique ( $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ )

le poids de la semelle.

$$P_s = (A \cdot e + (h_t - e)(0,5(A + a))) A \gamma_{B \cdot A}$$

- poinçonnement de la semelle.

On doit vérifier  $\frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} < 1,2 \bar{\sigma}_b \quad (h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}'_b}})$

(CCBA68)

$P_c$ : le périmètre du contour à considérer à  $h_t/2$ .

b) sous  $s_p$ .

il suffit de vérifier la condition suivante:

$$\bar{\sigma} \left( \frac{A}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{N}{4k B^2} \left( 4 + \frac{12}{B} e \right) \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

(majoration de 50% de  $\bar{\sigma}_s$  d'après le RPA81)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

pour le ferrailage on applique la méthode des bielles

on a  $A = B$   $k = 1$  puisque  $a = b = 40 \text{ cm}$

$$A_a = A_b = \frac{N'(A - a)}{8h \bar{\sigma}_a} = \frac{N'(B - b)}{8h \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars} = 2,55 \text{ kg/cm}^2$$

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

resultats.

semelles	Sem. isolée sous pilier d'angle (SA10)	sem. isolée sous pilier de rive long. (SB10)	Sem. isolée sous pilier de rive tran. (SA11)	Sem. isolée sous pilier interieur. (SB11)
$N(t)$	36,74	74,89	55,57	58,68
$B \geq (\text{cm})$	120,03	171,40	147,62	151,69
$B_{\text{adapt.}}$	130	185	160	160
$A_{\text{adapt.}}$	130	185	160	160
$h \geq (\text{cm})$	22,5	36,25	30	30
$h(\text{cm})_{\text{point.}}$	30	45	40	40
$e(\text{cm})$	15	15	15	15
$P_s(t)$	1,18	3,10	2,16	2,16
$P_t(t)$	2,63	5,67	4,15	4,15
$N'(t)$	40,55	83,66	61,88	64,99
$h_t(\text{cm})$	35	50	45	45
$G_s = N'/A \cdot B$	2,40	2,44	2,42	2,53
$A(\text{cm}^2)$	4,65	12,03	8,29	8,70
aciers	5T12	8T14	8T12	8T12
espacemt. (cm)	22	15	18	18

Vérification au poinçonnement.

semelles	S <sub>A10</sub>	S <sub>B10</sub>	S <sub>A11</sub>	S <sub>B11</sub>
N'(t)	40,55	83,66	61,88	64,99
h <sub>t</sub> (cm)	35	50	45	45
P <sub>c</sub> (cm)	300	360	340	340
P <sub>1</sub> (t)	3,84	3,90	3,87	4,05
P(t)	36,71	79,76	58,01	60,94
$\sigma_b$	5,24	6,65	5,69	5,97
$1,2\bar{\sigma}_b$	7,01	7,98	7,08	7,08

Vérification sous SP<sub>2</sub>

semelles	S <sub>A10</sub>	S <sub>B10</sub>	S <sub>A11</sub>	S <sub>B11</sub>
M(tm)	20,50	19,65	24,95	23,44
N(t)	34,04	69,40	43,08	34,843
e(cm)	60	28	58	67
A=B (cm)	145	185	160	160
$\sigma(A/4)$	3,63	2,95	3,79	3,07
$1,5\bar{\sigma}_s$	3,82	3,82	3,82	3,82

longrines.

Les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.2.3 R.PA81)  
elles doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale.  
dans notre cas la grande charge verticale est  $N^{\max} = 69,40 \text{ t}$

$$\rightarrow N = (10\%) \times 69,40 = 6,94 \text{ t}$$

On prendra des longrines de  $(40 \times 40)$

\* en compression.

$$\sigma'_b = \frac{6,94 \cdot 10^3}{40 \times 40} = 4,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\ell} = \left( \frac{6,94 \cdot 10^3}{68,5} - 40 \times 40 \right) \frac{1}{15} = < 0$$

\* en traction

$$A_{\ell} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6,94 \cdot 10^3}{2800} = 2,48 \text{ cm}^2$$

on prend 4T12 ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $t = 16 \text{ cm}$ .

voile périphérique.

ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous (RPA83)

- épaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$
- armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 2\%$  de la section transversale totale du béton avec recouvrement  $\geq 50\phi$ . équerre de renforcement dans les angles.
- armatures longitudinales de peau de section  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par ml de hauteur.

Ferraillage.

$$h = 132 \text{ cm}, e = 20 \text{ cm}; A_{\ell} = \frac{0,2 \times 132 \times 20}{100} = 5,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

$$A_{\ell} \text{ de peau} \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4T10 (3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ et par face.}$$



## calcul du joint de dilatation.

### généralité:

un joint de dilatation est une coupure destinée à parer à l'action normale des variations thermiques, du retrait de durcissement ou de l'expansion du béton.

en outre, le joint entre deux blocs permet le libre déplacement à chaque partie (bloc) sans que les sollicitations auxquelles elle se trouve soumise aient une influence sur l'autre partie.

pour le remplissage des joints de dilatation, on utilise des plaques de liège, mastic d'asphalte, matière plastique.

pour le 1<sup>er</sup> bloc (dont le portique longitudinal se compose de 5 travées.) on a les déplacements suivants:

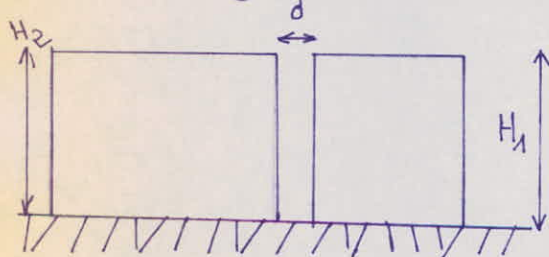
niveau III :  $d = 2,92 \text{ cm}$

niveau II :  $d = 1,86 \text{ cm}$

niveau I :  $d = 1,06 \text{ cm}$

pour le 2<sup>ème</sup> bloc (dont le portique longitudinal se compose de 4 travées.) les forces massiques appliquées au niveau de chaque étage sont nettement inférieures à celles appliquées au niveau respectif du 1<sup>er</sup> bloc. et comme les déplacements de chaque étage est proportionnel à l'effort tranchant appliqué au niveau de cet étage qui est proportionnel à la force massique (appliq. au  $n^{\text{ème}}$  niveau.) et par voie de conséquence logique chaque déplacement relatif de ce bloc est inférieur à son homologue du 1<sup>er</sup> bloc.

la largeur du joint d'après le RPA 83 le joint entre 2 blocs aura une largeur supérieure à  $\frac{H_1}{300}$  ( $H =$  hauteur du bloc le moins haut)



dans notre cas  $H_1 = H_2 = 13,20 \text{ m}$

$$d \geq \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ cm}$$

le calcul statique donne une valeur inférieure à  $5,84 \text{ cm}$

## BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques C.C.B.A 68.
- Regles parasismiques RPA81.
- Bulletin du C.T.C n°5 1980.
- Le calcul et la verification des ouvrages en B.A (P.CHARON).
- Traite du beton arme' tome 4 (A. GUERRIN).
- Neige et Vent N.V65
- Cours Beton III .
- Guide du Constructeur en Batiment  
R. Adrait / D. Sommier

