

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

lea

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL



# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT  
A USAGE D'HABITATION  
CONFORMEMENT AUX REGLES:  
(B.A.E.L 83)

COMPARAISON "LIMITEE" ENTRE:  
(B.A.E.L 83 et C.C.B.A 68)

Proposé par :

B.E.R.M

Etudié par :

L. TALEB  
A. MOHAMEDI

Dirigé par :

M<sup>E</sup> A. ABED

PROMOTION : JUIN 1986

## Remerciements

On tient à exprimer un vif et chaleureux merci pour notre promoteur et ami monsieur A. ABED pour nous avoir guidé et aidé pendant les étapes de calcul et de conception surtout.

De la même manière, on remercie tous les professeurs qui nous ont inculqué leur savoir sans équivoque ainsi ils ont tous collaboré pour notre formation.

*Handwritten signature*

## DÉDICACES

Il m'est très agréable de dédier, le fruit de mes efforts déployés depuis quelques années, tout d'abord à mes parents qui m'ont aidé et offert toutes les conditions adéquates pour bien mener mes études, ensuite à tous mes frères et soeurs, et à toute ma famille en général, en particulier à ma femme pour toutes ses sacrifices à mon égard, et finalement à mon fils Sofiane qui vient juste d'avoir un mois, je lui souhaite longue vie pleine de bonheur.

L. TALEB



Je dédie ce modeste travail à ma mère et mon père, à tous mes frères et soeurs ainsi qu'à tous mes amis.

A.E.K MOHAMEDI



# SOMMAIRE



1/ Généralités . . . . .	01
2/ Calcul des éléments. . . . .	06
- Escaliers . . . . .	06
- Poutres polaires . . . . .	08
- Acrotère . . . . .	10
- Poutrelles préfabriquées . . . . .	12
3/ Etude sismique . . . . .	15
- Calcul des rigidités . . . . .	15
- Détermination des efforts sous les actions sismiques . . . . .	18
- Vérification au renversement . . . . .	29
4/ Détermination des efforts sous les charges verticales . . . . .	30
5/ Combinaisons d'actions . . . . .	36
6/ Ferrailage . . . . .	47
- Poutres . . . . .	47
- Poutres . . . . .	56
7/ Fondations . . . . .	67
- Calcul des semelles . . . . .	67
- Calcul des longrines . . . . .	70
8/ Voile périphérique . . . . .	71
9/ Ferrailage des poutres selon CCBA 68 . . . . .	72
10/ Comparaison simplifiée entre CCBA 68 et BAEL 83 pour ce qui concerne les éléments de construction de bâtiment . . . . .	79

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

# GENERALITES

## a) Présentation de l'ouvrage

On se propose de faire l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à quatre étages pour usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à MSILA classée zone II (sismicité moyenne) par le règlement parasismique algérien (R.P.A. 81).

Il est composé d'un plancher tonneau (non accessible) à poutrelles préfabriquées avec hourdis de 4 cm coulé sur place sur corps creux, il en est de même pour les autres planchers et le rez de chaussée.

Il comporte un vide sanitaire de 1,25 m de hauteur sous le rez de chaussée.

L'ossature de notre bâtiment est composée de portiques autoportants en béton armé qui assurent le contreventement dans les deux sens longitudinal et transversal, ils représentent également la totalité des sollicitations dues aux charges verticales.

Dimensions :

Notre bâtiment a les dimensions suivantes :

- Longueur (L) : 24,100 m
- Largeur (l) : 12,800 m
- Hauteur (h) : 16,350 m (avec avotère)
- Hauteur d'étage : 2,88 m

Escaliers :

Ils sont en béton armé à palier intermédiaire.

## b) Principe de la méthode semi-probabiliste dite "aux états limites"

La méthode semi-probabiliste prend en compte l'influence de plusieurs paramètres, ainsi une structure sera réputée stable si elle satisfait une ou plusieurs inéquations du type :

$$a.S.(b.c.F_k) < S.\frac{f_k}{d}$$

avec :

- $f_k^{(*)}$  : résistance caractéristique du matériau
- $F_k$  : valeur caractéristique de l'action
- S : sollicitation provoquée par  $F_k$
- a : coefficient qui tient compte de l'incertitude sur les sollicitations et les contraintes provenant de la simplification des schémas et des hypothèses de calcul, des tolérances d'exécution, des modifications éventuelles des sections dans le temps, ...
- b : coefficient multiplicateur inférieur à l'unité qui tient compte du fait que dans certaines combinaisons d'actions, la probabilité pour que toutes les actions atteignent simultanément leur valeur caractéristique est très réduite.
- c : coefficient multiplicateur de la valeur caractéristique de l'action destiné à tenir compte du dépassement possible de cette valeur.
- d : coefficient qui tient compte de la réduction possible de la résistance du matériau par rapport à sa résistance caractéristique.

(\*) La valeur (ou résistance) caractéristique d'une action (ou d'un matériau) est celle qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être obtenue.

Les états limites se classent en deux catégories :

- Etat-limite ultime : qui peut être un des états limites suivants :
  - . Rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure
  - . Transformation de la structure en un mécanisme déformable.
  - . Perte de stabilité d'une partie de la structure (ou de l'ensemble de celle-ci) assimilée à un corps rigide (perte d'équilibre statique)
  - . Instabilité de forme (ou flambement)
  - . Détérioration par effet de la fatigue.
- Etat-limite de service (ou d'utilisation) : le dépassement d'un tel état peut consister en :
  - . Des déformations excessives pour une utilisation normale
  - . Une fissuration excessive
  - . Des vibrations indésirables ...

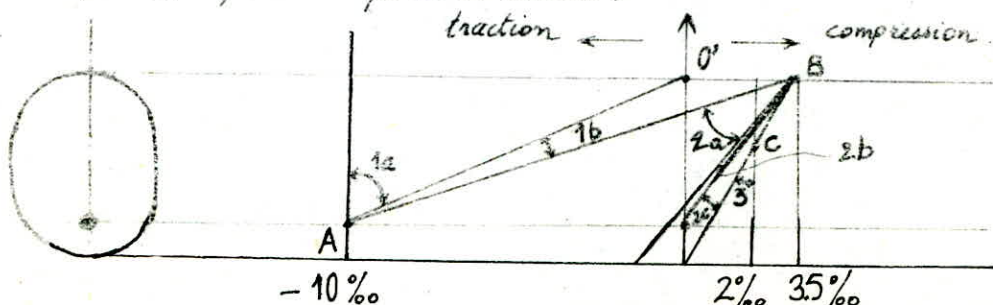
Cette distinction entre deux états limites existait implicitement dans les règlements classiques : la limitation de la flèche dans les planchers ou la limitation de la contrainte des aciers tendus en ambiance agressive sont en effet des exemples de vérification à l'état limite de service.

### c/ Hypothèses de calcul

- Etat-limite de service : les hypothèses fondamentales sont les suivantes :
  - . Le comportement de l'acier et du béton est supposé élastique
  - . Le béton tendu n'est pas pris en compte
  - . Les sections planes restent planes après déformation
  - . Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
  - . Adhérence parfaite entre l'acier et le béton.
- Etat-limite ultime : les hypothèses fondamentales sont :
  - . Le béton tendu est négligé.
  - . Les sections restent planes jusqu'à l'état limite
  - . Adhérence parfaite entre l'acier et le béton.

### d/ Classification des états-limites ultimes

Il est possible de rassembler les différents cas de rupture de la section sur un diagramme unique qui représente la déformation de la section à l'état limite ultime, ce diagramme est dit "diagramme des trois pivots" qui est le suivant :



Ainsi on remarque la disjonction de plusieurs domaines que nous allons définir ci-après:

- Domaine 1a : c'est le cas où toute la section est tendue (traction simple ou flexion composée avec traction)
- Domaine 1b : c'est le cas de flexion simple ou composée avec axe neutre à l'intérieur de la section, le béton n'ayant pas encore atteint son raccourcissement maximal (supposé 3,5%).
- Domaines 2a, 2b et 2c : c'est aussi le cas des flexions avec axe neutre à l'intérieur de la section mais, cette fois, le raccourcissement ultime du béton est atteint, dans le domaine 2a, la limite élastique de l'acier tendu est atteinte ou dépassée ( $\leq 10\%$ ), dans le domaine 2b, les aciers sont tendus à une contrainte inférieure à la limite élastique, dans le domaine 2c, les aciers sont comprimés tandis que les fibres extrêmes de la section sont encore tendues.
- Domaine 3 : c'est le cas d'une flexion composée avec compression pour laquelle toute la section est comprimée.

On supposera à l'état-limite ultime que :

- L'allongement maximal de l'acier est de 10%.
- Le raccourcissement maximal du béton est de 3,5% en flexion et de 2% en compression simple.

### e/ Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

- Acier :

On utilisera des barres à haute adhérence de type 1, de nuance Fe 40 et de limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa, le diagramme de calcul déformation-contrainte est le suivant :

$E_e$  est la limite de déformation élastique elle est donnée par :

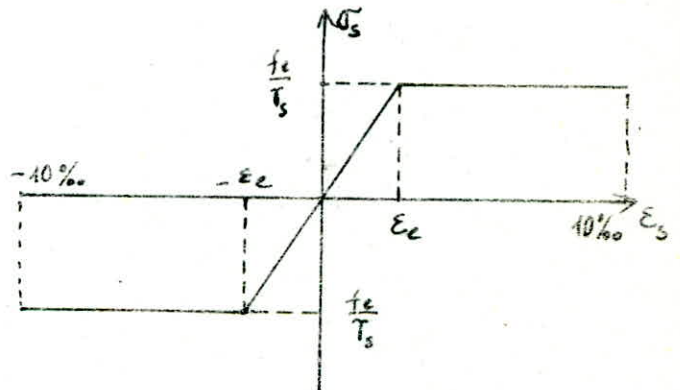
$$E_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

avec  $\gamma_s = 1,15$  et  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa

donc  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$  MPa à l'état-limite ultime

En situations accidentelles :

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$



- Béton :

On utilisera un béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> et dont les résistances caractéristiques sont les suivantes :

• A la compression

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

• A la traction

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa.}$$

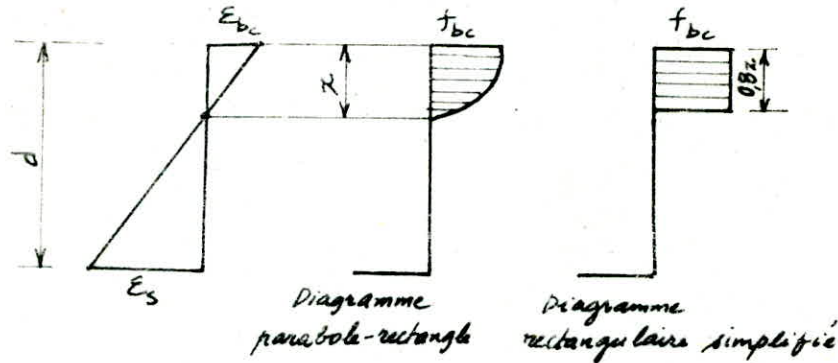


Diagramme déformations-contraintes :

Pour l'état-limite ultime on utilisera soit un diagramme non linéaire dit "parabole-rectangle" soit un diagramme rectangulaire qui en est déduit.

Pour l'état-limite de service, le béton considéré comme élastique et linéaire est défini par son module d'élasticité.

Les deux diagrammes sont schématisés comme suit :



$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

### 4/ Evaluation des charges et des surcharges

#### \* Plancher terrasse :

- gravier de protection (5cm) : 75 kg/m<sup>2</sup>
- étanchéité : 47 "
- isolant thermique : 10 "
- forme de pente (1/100) : 110 "
- Plancher (16+4) : 265 "
- Enduit plâtre : 195 "

total 527 kg/m<sup>2</sup>

#### \* Plancher courant :

- revêtement (carrelage) - 2cm : 44 kg/m<sup>2</sup>
- mortier de pose (2cm) : 40 "
- couche de sable (2cm) : 34 "
- Plancher (16+4) : 265 "
- Enduit (2cm) : 30 "
- Cloison : 75 "

total 488 kg/m<sup>2</sup>

#### \* Escaliers :

##### o. Paillassé :

- poids propre :  $2500 \cdot \frac{0,15}{\cos 28,07^\circ} = 425 \text{ kg/m}^2$
- poids propre des marches :  $2500 \cdot \frac{h}{2} = 200 \text{ "}$
- enduit ciment (1,5cm) :  $2000 \cdot 0,015 = 30 \text{ "}$
- Carrelage (granito) (2cm) : 44 "
- garde corps : 30 "

total 729 kg/m<sup>2</sup>

##### o. Palier :

- poids propre : 375 kg/m<sup>2</sup>
- Revêtement (carrelage 2cm) : 44 "
- mortier de ciment (1,5cm) : 30 "
- sable (2cm) : 36 "
- Enduit plâtre (1cm) : 17 "

total 502 kg/m<sup>2</sup>

#### \* Murs extérieurs :

- briques creuses (10cm) : 224 kg/m<sup>2</sup>
- enduit extérieur (2cm) : 40 "
- enduit intérieur (2cm) : 34 "

total 298 kg/m<sup>2</sup>

#### \* Surcharges :

- plancher courant : 175 kg/m<sup>2</sup>
- plancher terrasse : 100 "
- escaliers : 400 "
- loggias : 350 "

## 3/ Prédimensionnement

- Plancher :

La hauteur  $h_p$  du plancher doit vérifier l'inéquation suivante :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5} \quad \text{ou} \quad l = \text{portée maximale des poutrelles}$$

dans notre cas  $l = 3,60 \text{ m} \Rightarrow h_p \geq 16 \text{ cm}$ 

On choisira toutefois un plancher  $16 + 4 \text{ cm}$ ,  $4 \text{ cm}$  étant l'épaisseur du hourdis qui sera coulé sur place sur corps creux, cette épaisseur étant un minimum réglementaire (B.A.E.L 83 article B.6.8.425).

- Poutres :

on doit avoir :  $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

or  $l = 5,40 \text{ m} \Rightarrow 36 \leq h_t \leq 54$  soit  $h_t = 50 \text{ cm}$ .

et  $0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow$  soit  $b = 30 \text{ cm}$ .

Ceci étant pour les poutres principales (sens transversal).

Pour les poutres secondaires (sens longitudinal) les mêmes conditions nous laissent choisir :

$$h_t = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 20 \text{ cm}.$$

Les conditions de l'article 4.2.1.2 du R.P.A. 81 à savoir :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{zone I et II}) \\ \frac{h}{b} \leq 5 \end{cases}$$

sont toutes vérifiées.

- Poteaux :

Après avoir effectué une descente de charge approximative pour chaque poteau on a opté pour des poteaux carrés  $30.30 \text{ cm}$ .

# **CALCUL DES ELEMENTS**

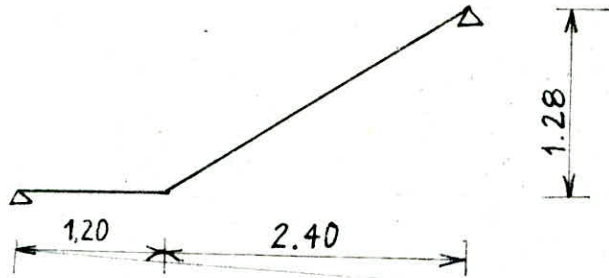
## CALCUL DES ESCALIERS

a/ Dimensions :

- giron (g) : 30 cm
  - hauteur marche (h) : 16 cm
- }  $\Rightarrow$  la relation de Blondel :  $59 \leq g+2h \leq 64$  est vérifiée.

Le schéma statique de notre escalier est le suivant :

Le calcul se fera par mètre de projection horizontale et par mètre d'émarchement.



b/ Prédimensionnement du palier et de la poutrelle :

Soit  $e$  l'épaisseur du palier et de la poutrelle,  $e$  doit vérifier :

$$\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12 \leq e \leq 18 \quad \text{soit } e = 15 \text{ cm.}$$

c/ Calcul des actions et des sollicitations :

- Etat limite ultime :

- Sur le palier :  $q_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_{B2} = 1278 \text{ kg/ml.}$
- Sur la poutrelle :  $q_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_{B1} = 1585 \text{ kg/ml.}$

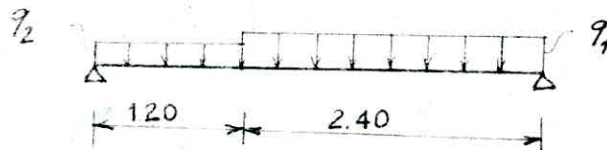
}  $\Rightarrow M_u = 24,6 \text{ KN.m.}$

- Etat limite de service :

- Sur le palier :  $q_{2s} = 902 \text{ kg/ml} = G_2 + Q_{B2}$
- Sur la poutrelle :  $q_{1s} = 1129 \text{ kg/ml} = G_1 + Q_{B1}$

}  $\Rightarrow M_s = 17,49 \text{ KN.m.}$

Ces résultats ont été obtenus en considérant le schéma isostatique suivant :



d/ Etat du ferrailage :

Notre escalier sera soumis uniquement à la flexion simple et sera ferrillé en conséquence, ceci est dû au fait qu'il existe un effort normal certes, mais très faible.

On supposera par ailleurs un encastrement partiel aux appuis, les moments de calcul seront alors les suivants :

- Etat limite ultime :  $M_u = 24,6 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{app} = 0,5 M_u = 12,3 \text{ KN.m} \\ M_{través} = 0,75 M_u = 18,45 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Etat limite de service :  $M_s = 17,49 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{app} = 0,5 M_s = 8,75 \text{ KN.m} \\ M_{tr} = 0,75 M_s = 13,11 \text{ KN.m} \end{cases}$

\* Ferrailage de la travée :

$$\mu \text{ réduit} = \mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18,45 \cdot 10^3}{11,33 \cdot 10^6 \cdot 1,013^2} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,127$$

$$\Rightarrow z = 0,123 \text{ m}$$

$$\text{d'où la section d'armatures : } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = \frac{18,45 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6 \cdot 0,123} = 4,31 \text{ cm}^2$$

soit 4 T12 = 4,52 cm<sup>2</sup> espacés de 25 cm.

\* Calcul des chapeaux :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,3 \cdot 10^3}{11,33 \cdot 10^6 \cdot 1,013^2} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,083 \Rightarrow z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = 12,57 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où la section (A) des chapeaux : } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = 2,81 \text{ cm}^2$$

soit 4 T10 = 3,14 cm<sup>2</sup> espacés de 25 cm.

En outre nous devons prévoir des armatures de répartition de section prise forfaitairement égale au quart de celle des armatures en travée soit  $A_{rep} = 1,03 \text{ cm}^2$   
On adoptera 4 T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> par mètre espacés de 25 cm.

\* Vérifications diverses :

• Condition de notre fragilité (art. B.6.4) :

On doit avoir  $A \geq 9001 \cdot b \cdot d = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifié.

• Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (art. B.6.3)

Pas nécessaire conformément à l'article A.4.5.32.

• Vérification à l'état limite de déformation (art. B.6.5) :

On évaluera la flèche conformément à l'article B.6.5.2 :

$$f_g = \frac{f_o}{1 + 2\mu} \quad \text{avec } I_o = 29382 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{A}{b \cdot d} \Rightarrow f = 0,0035 \Rightarrow \lambda = \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{ct28}}{(2 + 3 \frac{b_o}{b}) f} = 5,177$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{ct28}}{4 \sigma_s + f_{ct28}} = 0,528$$

$$\Rightarrow I_g = 7870 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_o = \frac{1}{0,9} \frac{M_s l^2}{10 E_c I_{fg}} = \frac{1}{0,9} \frac{13,44 \cdot 10^3 (3,6)^2}{10 \cdot 3,082 \cdot 10^{10} \cdot 7870 \cdot 10^{-8}} = 0,7 \text{ cm.}$$

et d'après l'article B.6.5.3  $f_i = \frac{f_o}{500} = 0,7 \text{ cm}$ , la flèche est donc vérifiée.

• Vérification de l'effort tranchant :

• état limite du béton de l'âme : on doit vérifier l'article (A5.1.21) :

$$t_v = \frac{V_u}{t_{28}} < 0,10 f_{ct28} = 2 \text{ MPa}$$

$V_u$  = effort tranchant max. à l'état-limite ultime = 27,92 kN.

donc  $t_v = 0,21 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa} \Rightarrow$  vérifié.

• Vérification de la section à l'appui

On doit avoir  $A_s \geq \frac{V_u}{f_e} = 0,8 \text{ cm}^2$  or  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifié.

## CALCUL DES POUTRES PALIÈRES

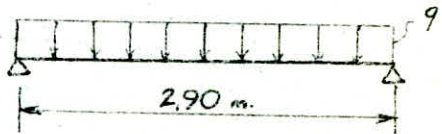
Cette poutre se trouve à mi-étage et repose sur deux poteaux, portée = 2,90 m, elle supporte son poids propre et la réaction du palier répartie linéairement ce qui donne une charge de :

$$\begin{aligned} - \text{Etat-limite ultime} & : q_u = 1,35 \cdot G + 25,5 = 27,5 \text{ KN/ml} \\ - \text{Etat-limite de service} & : q_s = G + R = 21,5 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

\* Hypothèse : On suppose la poutre simplement appuyée sur les poteaux puis on prendra pour les calculs :  $M_t = 0,8 M_0$  et  $M_{app} = 0,4 M_0$   $M_0 =$  moment isostatique

\* Schéma statique et sollicitations de calcul :

$$- \text{Etat-limite ultime} : \begin{cases} M_u = 23,12 \text{ KN.m} \\ M_{app} = 11,6 \text{ KN.m} \\ T_u = 40 \text{ KN} \end{cases}$$



$$- \text{Etat-limite de service} : \begin{cases} M_s = 18 \text{ KN.m} \\ M_{app} = 9 \text{ KN.m} \\ T_s = 33 \text{ KN} \end{cases}$$

\* Calcul du ferrailage :

On considérera une poutre avec :  $b = 20 \text{ cm}$  et  $h = 30 \text{ cm}$  et  $d = 28 \text{ cm}$ .

• Ferrailage de la travée :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} b d^2} = 0,13 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,175 \Rightarrow \gamma = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = 26,04 \text{ cm}$$

$$\text{d'où la section } A \text{ des armatures : } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \gamma} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage de la section à l'appui :

$$\mu = 0,065 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,084 \Rightarrow \gamma = 27,06 \text{ cm} \Rightarrow A_{sup} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On laissera filer toutes les barres (supérieures et inférieures) le long de toute la travée.

• Armatures transversales :

$$\text{Soit } 2 \text{ B8} = 1 \text{ cm}^2 = A_c$$

$$\eta_f = 8 \text{ mm vérifie bien l'art A.7.2.2 à savoir } \phi_c \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b_c}{70}\right) = 0,86 \text{ cm}$$

$$\text{Espacement } (S_c) : S_c \leq \frac{\sum A_c \sigma_{cat}}{T_u} = \frac{0,9 \cdot 28}{40 \cdot 10^3} \cdot 1 \cdot 209 \cdot 10^3 = 13,2 \text{ cm}$$

Soit  $S_c = 12 \text{ cm}$  au voisinage de l'appui et sur toute la longueur de la poutre.

$$S_c \text{ vérifie bien l'inéquation } S_c \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_c}{1,7 \cdot \sigma_{cat}} = 76 \text{ cm de l'article A5.1.2.32}$$

Vérifications diverses :- Effort tranchant :

• Etat - limite ultime du béton de l'âme (art. A.5.1.21)

On doit avoir  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min(0,10 f_{tj}, 3 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$ .

or  $\tau_u = 0,71 \text{ MPa} \rightarrow$  cet état limite n'est pas atteint.

• Condition à l'appui : (art A.5.1.313)

on doit observer  $V_u \leq \frac{0,8 f_{tj} \cdot b \cdot a}{\tau_b \cdot z} = 294 \text{ KN}$ .

or  $V_u = 40 \text{ KN} \rightarrow$  la condition est satisfaite.

- Adhérence : (art. A.6.1.3)

La contrainte d'adhérence est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u} \quad \text{avec } \Sigma u = (\pi \cdot 4) \cdot \Phi = 12,56 \text{ cm. car } \Phi_{\min} = 10 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 1,26 \text{ MPa}$  au voisinage de l'appui.

on doit avoir cependant  $\tau_{se} \leq \tau_{se,u} = \psi_s \cdot f_{tj} = 3 \text{ MPa} \rightarrow$  condition satisfaite

- Vérification à l'état-limite de service :

• Etat-limite d'ouverture des fissures (B.G.3) :

Vérification inutile vu l'article A.4.5.32

• Condition de non fragilité (art. B.G.4) :

On doit observer  $A \geq 0,001 \cdot b \cdot d = 0,56 \text{ cm}^2$  or  $A = 3,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifié

• Etat-limite de déformation (art. B.G.5) :

Le calcul de la flèche n'est pas indispensable vu la vérification des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 M_o} = 0,08 \\ \frac{A}{b \cdot d} = 0,0055 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \\ \frac{h}{l} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right.$$

Pour la poutre opposée qui supporte les escaliers elle sera coffrée et ferrée de la même façon que celle qu'on vient de calculer étant donné la faible différence de charges que supporte l'une ou l'autre des deux poutres.

## CALCUL DE L'ACROTERE

Cette acrotère sera assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse, et soumise à la flexion composée les actions étant :

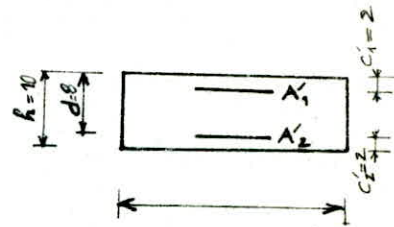
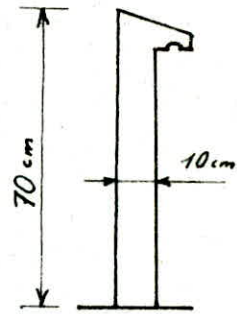
$$N_G = G = 2500 \cdot 0,1 \cdot 0,7 = 1,75 \text{ KN/ml.} \quad \leftarrow \text{compression}$$

$$\rightarrow N = 1,35 \cdot G = 2,36 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_G \cdot l = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,7 = 1,05 \text{ KN.m} \quad \leftarrow \text{flexion}$$

Le calcul sera fait par mètre linéaire.

D'où le schéma statique :



La charge  $Q$  est supposée due à la main courante et est estimée à 1 KN.

Notre section est partiellement comprimée car  $(0,337 h - 0,81 c_1) \cdot f_{bc} \cdot b h > N(d - c_1) - M$

$$\text{avec } M = M_G + N \left( \frac{h}{2} - c_2 \right) = 1,121 \text{ KN.m.}$$

Calcul du ferrillage :

On déterminera la section  $A_1$  due à la flexion simple, la section finale qui sera prise sera alors  $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$ .

Détermination de  $A_1$  :

$$\text{moment réduit } = \mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1050}{11,55 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot (0,08)^2} = 0,0145$$

$$\text{moment réduit limite } = \mu_l = 0,8 \alpha_f (1 - 0,4 \alpha_f) \quad \text{avec } \alpha_f = \frac{805}{805 + f_{bc}} = 0,668$$

$\Rightarrow \mu_l = 0,592 > \mu \Rightarrow$  les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0182 \quad \Rightarrow \text{le bras de levier } z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = 0,0794 \text{ m.}$$

$$\text{ce qui donne } A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = 0,38 \text{ cm}^2$$

d'où la section  $A$  des armatures tendues :  $A = 0,31 \text{ cm}^2$

A nous paraît trop faible, voyons voir ce que ça donne la condition de non fragilité dictée par l'article B.64 :

On doit avoir :

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 1 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$  par mètre linéaire espacés de 25 cm.

Vérifications diverses :

- Effort tranchant :

• Etat-limite ultime du béton de l'âme (art. A5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 18,75 \text{ KN/mf} \quad \text{car } \begin{cases} V_u = 1,5 \cdot 1000 = 1,5 \text{ KN.} \\ b_0 = 1 \text{ m} \\ d = 0,08 \text{ m} \end{cases}$$

la déformation étant supposée négligeable donc  $\bar{\tau}_u = \min(10/10 f_c ; 3 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$



Vérification au niveau de l'encastrement : (art. A.5.1, 321)

On doit avoir  $A_s \cdot \sigma_s \geq V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{V_u}{\sigma_s} + \frac{M_u}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,46 \text{ cm}^2 \text{ car}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \\ V_u = 1,5 \text{ KN} \\ M_u = 1,05 \text{ KN.m} \\ d = 0,08 \text{ m} \end{cases}$$

or  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  relation vérifiée.

- Vérification de l'état limite de compression du béton (art. A.4.5, 2):

On doit avoir :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa.}$$

$$\text{Or } A = 1,13 \text{ cm}^2 < 0,02 \text{ bd} = 16 \text{ cm}^2$$

Cette condition n'est généralement pas déterminante pour un tel pourcentage d'armatures.

- Vérification du séisme local de l'acrotère : (R.P.A. 3.3.9)

Notre section d'encastrement doit être vérifiée sous  $F_p$  appliqués à l'extrémité supérieure de l'acrotère or :

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

$$\text{avec } \begin{cases} Z \cdot I = 0,6 \text{ (tableau 3.3.9)} \\ C_p = 0,8 \text{ (tableau 4)} \\ W_p = 2500 \cdot 0,1 \cdot 0,7 = 175 \text{ kg/ml.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 84 \text{ kg/ml.}$$

Nous remarquons que  $F_p < 15 Q_B$

La vérification sous  $F_p$  est alors inutile.

- Vérification de l'état-limite d'ouverture des fissures : (B.6.3)

Pas nécessaire conformément à l'article A.4.5, 32

## CALCUL DES POUTRELLES PREFABRIQUEES

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant le coulage de béton
- Après le coulage de béton

- 1<sup>ère</sup> étape :

La poutrelle aura à supporter :

- . Son poids propre : 12 kg/ml
- . poids du corps creux : 62 "
- . Ouvriers posant le corps creux : 100 "

$$\Rightarrow q = 1,35 G + 1,5 Q_D = 1,35 \cdot 74 + 1,5 \cdot 100 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

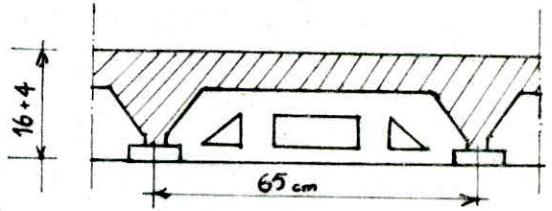
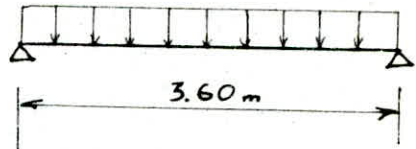


Schéma statique :

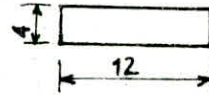
On considérera la poutrelle qui présente la plus grande portée.

On disposera les poutrelles parallèlement au sens longitudinal.



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 4,05 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_0 = q \frac{l}{2} = 4,5 \text{ KN.}$$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_0}{f_{ct} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,05 \cdot 10^8}{14,33 \cdot 12 \cdot 2^2} = 7,45 > \mu_c = 0,392$$



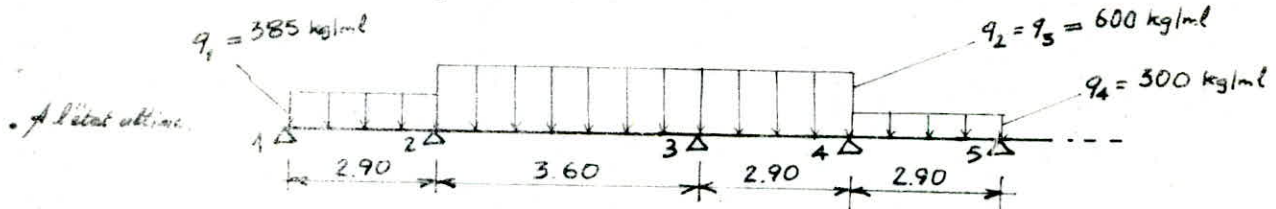
donc des armatures de compression sont indispensables or notre section (12x16) ne permet pas le placement de telles armatures, il convient alors de prévoir des échafaudages sous les poutrelles avant et pendant la coullée du béton (hourdis) pour diminuer la portée.

- 2<sup>ème</sup> étape :

Après le coulage de béton du hourdis, les poutrelles travaillent en poutre continue. Les conditions de l'article B.6.2, 210 étant satisfaites, il conviendra d'appliquer la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

On considérera la file 6-6, et on attribuera à chaque poutrelle une largeur équivalente à celle du corps creux (= 0,65 m) d'où les charges linéaires :

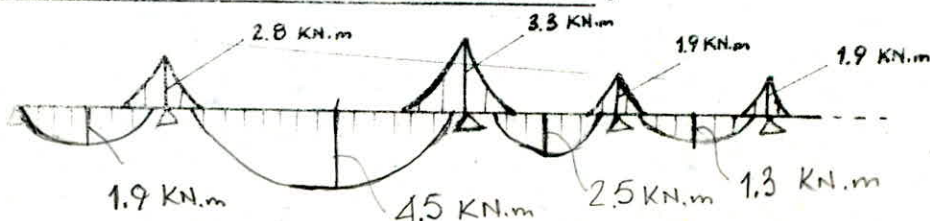
$$q_u = 1,35 g + 1,5 Q_D \quad \text{et} \quad q_s = G + Q_D$$



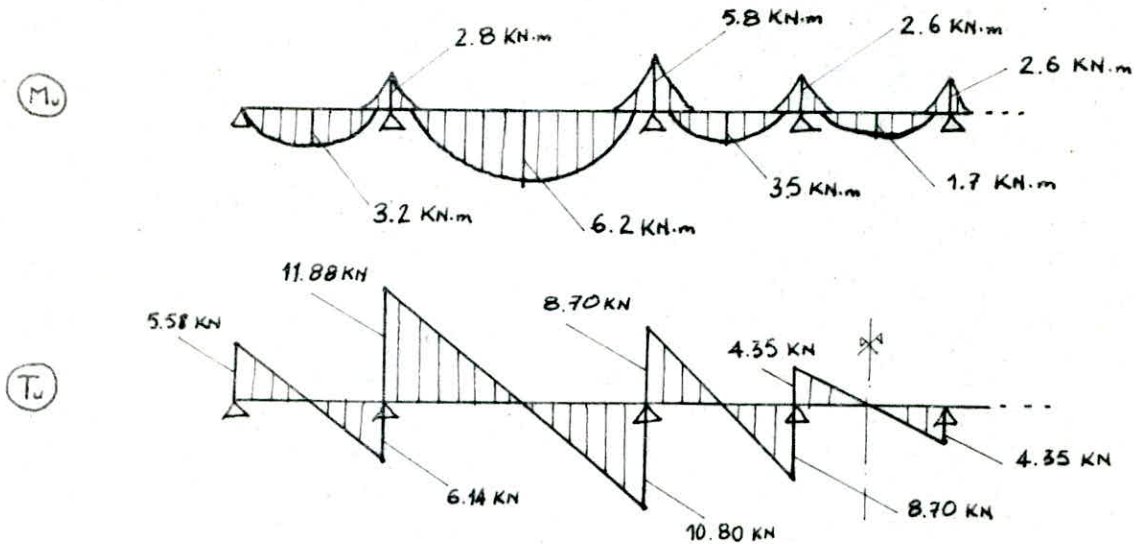
• A l'état de service :  $q_1 = 273 \text{ kg/ml}$ ,  $q_2 = q_3 = 431 \text{ kg/ml}$  et  $q_4 = 216 \text{ kg/ml}$ .

Après observation des conditions de l'article E.1,2 il vient :

Diagramme des moments à l'état-limite de service :



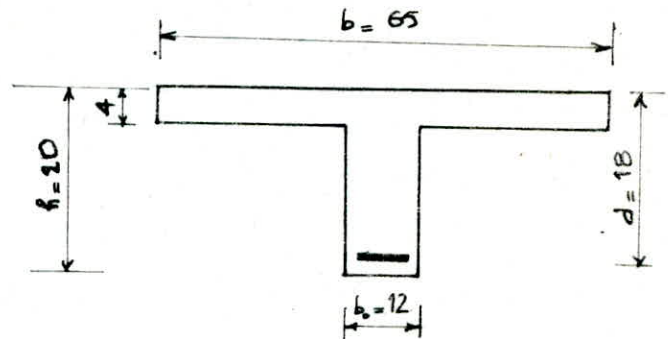
• Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'état-limite ultime :



• Détermination de la table de compression (art. A.4.13) :

On doit vérifier les conditions de l'article A.4.13 à savoir :

$$\begin{cases} \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2,9}{10} = 29 \text{ cm} \\ \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{2,10}{2} = 97 \text{ cm} \\ \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{1}{40} (2,9+56) + \frac{2}{3} \cdot \frac{3,6}{2} = 136,25 \text{ cm} \end{cases}$$



Nous avons alors  $b = 65 \text{ cm}$ .

\* Ferraillage :

On considérera la section la plus sollicitée en travée et à l'appui :

- Section en travée : milieu de la 2<sup>e</sup> travée ;  $M_u = 6.2 \text{ KN.m}$ .

moment équilibré par la table :  $M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - \frac{h_0}{2}) = 296 \text{ KN.m}$

$M_u < M_t \Rightarrow$  notre section se calcule comme une section rectangulaire de surface  $b \cdot d$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = 0,026 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{pas besoin d'armatures de compression.}$$

$$\Rightarrow \xi = 17,76 \text{ cm} \Rightarrow A = \frac{M_u}{\xi \cdot \sigma_s} = 1,00 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

- Section à l'appui (appui 3) :  $M_u = 5.8 \text{ KN.m}$

Se calcule comme une section rectangulaire de section  $b_0 \cdot h$

$$\mu = 0,132 < \mu_0 \Rightarrow \text{les armatures de compression sont inutiles.}$$

$$\Rightarrow \xi = 16,72 \text{ cm} \Rightarrow A = 1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

- Hourdis de compression : (art. B.6.8, 425)

Il sera d'une épaisseur de 4 cm.

On utilisera un treillis soudé 20.20 cm<sup>2</sup> comme surface de la maille.

Il sera constitué par du T6 soit 5T6 par mètres linéaire (1,41 cm<sup>2</sup>)

• Vérification de la section min. d'armatures :

$$A_{\min} = \frac{4 \cdot l}{f_t} = 0,65 \text{ cm}^2 < A = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

• Vérification de l'entraînement du treillis soudé (art. B.6.2.3) :

$$\text{On doit veiller à la condition } \frac{V_u}{0,9d} \leq A_s \cdot \frac{f_t}{f_s} \cdot \frac{1}{Z_s} \Rightarrow A_s \geq \frac{V_u \cdot \gamma_s \cdot 2E}{0,9d \cdot f_t} = 0,84 \text{ cm}^2$$

\* Vérifications diverses :- Vérification à l'effort tranchant :

- Justification de l'état-limite ultime du béton de l'âme (art. A.5.1.21) :

On doit vérifier  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min.(0,13 f_{tj}, 4 \text{ MPa}) = 2,6 \text{ MPa}$  or  $\tau_u = \frac{1488 \cdot 10^3}{0,12 \cdot 0,18} = 0,55 \text{ MPa}$ .

$\Rightarrow$  on risque pas d'atteindre cet état-limite.

- Détermination de la section minimale d'armatures d'âme (art. A.5.1.22) :

On doit avoir  $S_t \leq \min.(0,9 d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$  soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

et  $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq 0,18 \text{ cm}^2$  soit un cadre  $\Phi 6 / A_t = 2 \Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'état-limite ultime des armatures d'âme au voisinage de l'appui (art. A.5.1.23) :

On doit vérifier  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$

or  $\frac{A_t}{b_0 S_t} = 4,67 \cdot 10^{-3}$  et  $\frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e} \leq 0 \Rightarrow$  vérifiée.

- Vérification d'appui intermédiaire (A.5.1.32) :

On doit vérifier  $V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \leq A_s \cdot \sigma_s$  or le premier membre est négatif

$\Rightarrow$  pas de risque de traction.

- Vérification de l'adhérence (art. A.6.1.3) :

Il faut avoir  $\tau_{se} \leq \psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,8 = 3 \text{ MPa}$  or  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u} = \frac{14,88 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 18 \cdot 5,02 \cdot 10^4} = 1,46 \text{ MPa}$ .

Donc nos barres ne risquent pas de glisser par rapport au béton, cette justification s'impose généralement pour les barres en chapeaux.

- Vérification à l'état-limite de service :

- Etat-limite de compression du béton (art. A.4.5.2) :

appui  $\rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1}{12,18} = 0,5\% < 2\%$

travée  $\rightarrow \rho = \frac{A}{b h_0 + (d - h_0) b_0} < 2\%$

$\Rightarrow$  vérification non prépondérante

- Etat-limite d'ouverture des fissures (art. B.6.3)

Pas nécessaire conformément à l'article A.4.5.32.

- Condition de non fragilité (art. B.6.4)

$\rho_{\min} = 5\%$  (à l'appui)  $> 1\%$   $\Rightarrow$  vérifiée.

- Etat-limite de déformation (art. B.6.5)

Calcul de la flèche :

$I_f = \frac{I_0}{1 + 2\mu}$  avec  $I_0 = 17114 \text{ cm}^4$  et  $\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t23}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 7,048$

= moment d'inertie fictif.

et  $\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t23}}{4,9 \sigma_s + f_{t23}} = 0,64$

$\Rightarrow I_f = 3106 \text{ cm}^4$

$\Rightarrow f_i = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_s I_f} = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{45000 (360)^2}{10 \cdot 30822 \cdot 10 \cdot 3106} = 0,68 \text{ cm}$ .

$E_s$  = module de déformation longitudinale (art. A.2.1.2)

or  $\bar{f}_i = \frac{f_i}{500} = 0,72 \text{ cm}$  (art. B.6.5.3)

donc  $f_i < \bar{f}_i \Rightarrow$  pas de problème de déformation.

# CALCUL DES RIGIDITES

\* Méthode utilisée :

Ayant une structure constituée uniquement de portiques, il est alors avantageux d'utiliser la méthode de MUTO qui permet d'analyser ce type de structures sollicitées par des efforts horizontaux (séisme et vent).

Cette méthode est basée sur les rigidités de niveaux dont MUTO propose des formules approchées.

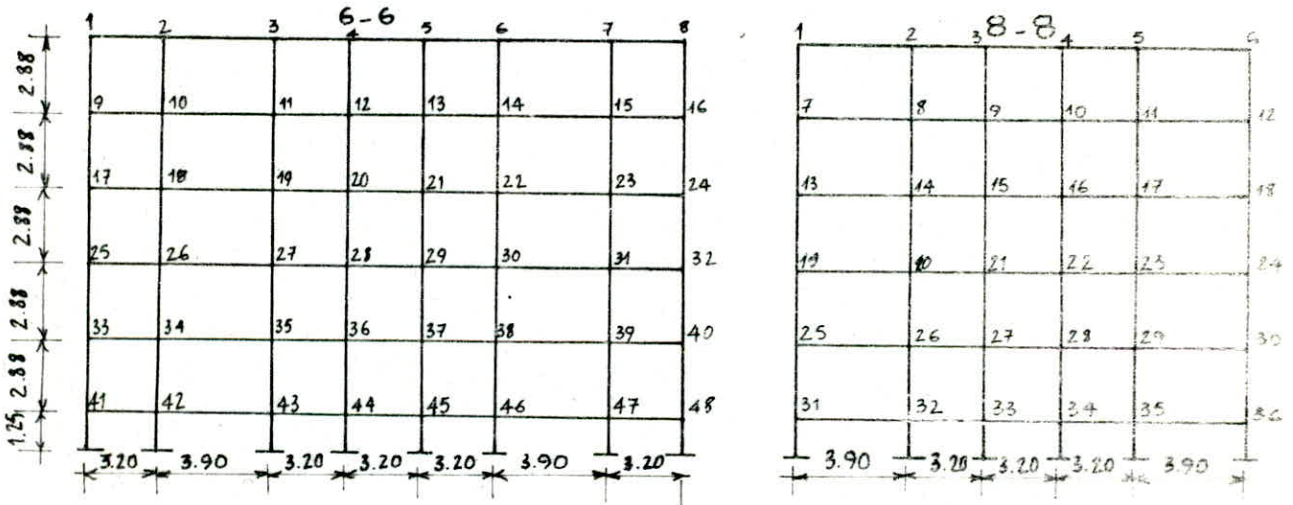
Elle permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques, et en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et les poutres.

. Domaine d'application :

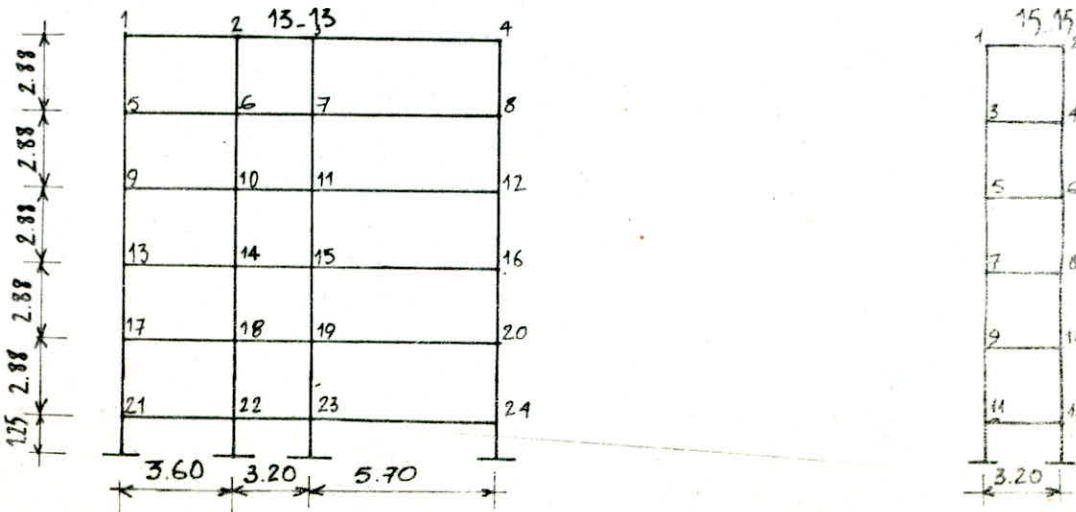
- a) Bâtiments à étages rigides dans leurs plans ayant une ossature auto-stable.
- b) Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- c) Les diagrammes de répartition de ces charges en élévation peuvent être rectangulaires (vent) ou triangulaire (séisme).
- d) La raideur des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux, en fait on doit avoir  $k > 0,2$  pour tous les nœuds de l'ossature, les poteaux ayant  $k < 0,2$  doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.
- e) Les raideurs des travées adjacentes d'une même poutre doivent être dans son rapport compris entre 0.5 et 2.
- d) La raideur  $\frac{I}{h}$  d'un même poteau ne doit pas varier entre deux étages adjacents.

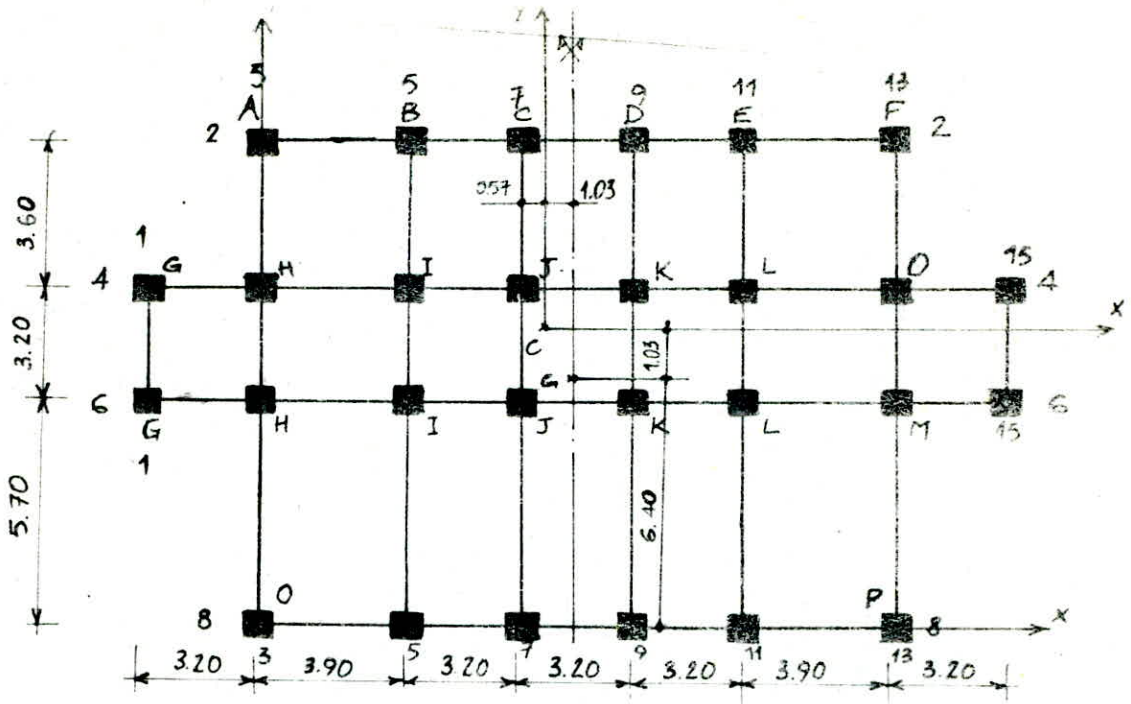
\* Quelques schémas de la structure :

- Portiques longitudinaux :



- Portiques transversaux :





Due l'existence du voile peripherique (3.3.8.5 RPA 81) sur la hauteur des vide sanitaire, l'encastrement de base des poteaux de notre structure est suppose au niveau du rez de chaussée, le voile étant suppose infiniment rigide.  
Les coefficients  $\alpha$  (de correction) et  $\bar{K}$  sont donnés par les formules suivantes:

Type de poteau				
$\bar{K}$	$\frac{K_1}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{2 K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_p}$
$\alpha$	$\frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

La rigidité corrigée du poteau  $i$  de niveau  $j$  en tenant compte de la flexibilité des poutres est donnée par :  $Z_j^i = \alpha_j^i \frac{12 E}{h_j^3} K_j^i$  avec  $K_j^i$  = rigidité linéaire  
 $h_j$  = hauteur d'étage  $j$   
 $E$  = module de déformation longitudinale du béton

D'où les résultats de calcul :

a) Poutres longitudinales :

longitudinale du béton

file	Portique 6-6						Portique 8-8					
	file de rive A		files internes Bet C		file interne D		file de rive A		file interne B		file interne C	
Niveau	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5
Type de poteau												
$I_{pot. 10^{-4} cm^4}$	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
$K_{pot. (cm^3)}$	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4
$\bar{K}$	1.051	1.051	1.898	1.898	1.898	2.102	0.847	0.847	1.898	1.898	2.102	2.102
$\alpha$	0.508	0.344	0.615	0.487	0.615	0.487	0.473	0.298	0.615	0.487	0.634	0.512
$\alpha \cdot K_{pot. (cm^3)}$	119.168	80.634	144.202	114.153	148.686	120.013	110.871	69.851	144.202	114.153	148.686	120.013
$Z_j^i (KN/m)$	5313.599	3595.40	6429.819	5089.98	6629.765	5351.27	4943.14	3114.59	6429.819	5089.98	6629.765	5351.27

$$L_1 = 2.90 \Rightarrow K_1 = \frac{I}{L_1} = \frac{20 (35)^3}{12 \cdot 2.90} = 246,41 cm^3 \quad \text{et } E_c = 11000 (1,1 \cdot 20)^{1/3} = 3022 \cdot 10^4 MPa$$

$$L_2 = 3.60 \Rightarrow K_2 = 198,5 cm^3$$

file	Portique 13-13						Portique 15-15			
	file de rive A		file interne B		file interne C		file de rive D		file de rive Bate	
Niveau	1	2,3,4,5	1	2,3,4,5						
Type de poteau										
$I_{pt.} (10^4 cm^4)$	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
$K_{pt.} (cm^2)$	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4	234.4
$\bar{K}$	4.040	4.040	8.637	4.592	7.066	7.066	2.469	2.469	4.597	4.597
$a$	0.752	0.669	0.859	0.697	0.835	0.779	0.664	0.552	0.773	0.697
$a \cdot K_{pt.}$	176.188	156.814	201.350	163.377	195.618	182.598	155.722	129.389	181.405	163.377
$r_j (KN/m)$	7856.068	6992.20	8978.020	7284.84	8722.439	8141.88	6943.514	5769.34	8075.304	7284.84

$$L_1 = 5.40 \text{ m} \Rightarrow K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{30 \cdot (50)^3}{12 \cdot 540} = 578,70 \text{ cm}^3$$

$$L_2 = 2.90 \text{ m} \Rightarrow K_2 = 1077,59 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad L_3 = 3.30 \text{ m} \Rightarrow K_3 = 946,97 \text{ cm}^3$$

\* Calcul de la rigidité des différents portiques :

Pour un même portique elle est donnée par :  $R_j = \sum r_j^i$

a) Portiques longitudinaux :

Niveau	$R_{jx}^{2-2}$	$R_{jx}^{4-4}$	$R_{jx}^{6-6}$	$R_{jx}^{8-8}$	$R_{jx}$
2,3,4, Terrasse	27120.72	38253.26	38253.26	27120.72	150747.96
1	36006.468	49606.044	49606.044	36006.468	171225.024

b) Portiques transversaux :

Niveau	$R_{jy}^{1-1}$	$R_{jy}^{3-3}$	$R_{jy}^{5-5}$	$R_{jy}^{7-7}$	$R_{jy}^{9-9}$	$R_{jy}^{11-11}$	$R_{jy}^{13-13}$	$R_{jy}^{15-15}$	$R_{jy}$
2,3,4, Terrasse	14569.68	28188.26	28188.26	28188.26	28188.26	28188.26	28188.26	14569.68	198268.22
1	16150.614	32500.041	32500.041	32500.041	32500.041	32500.041	32500.041	16150.614	227301.494

\* Détermination du centre de torsion :

Soit G le centre de masse, on a par rapport à xOy :  $G \begin{pmatrix} x_G = 8.30 \text{ m} \\ y_G = 6.40 \text{ m} \end{pmatrix}$

Le centre de torsion C est donné par :  $x_{Cj} = \frac{\sum R_{jy}^i x_j^i}{\sum R_{jy}^i} = 8.70 \text{ m}$  et  $y_{Cj} = \frac{\sum R_{jx}^i y_j^i}{\sum R_{jx}^i} = 6.86 \text{ m}$

$x_j^i$  et  $y_j^i$  sont les coordonnées du portique i de l'étage j par rapport à xOy.  
C se trouve sur la même verticale pour chaque étage,  $x_{Cj}$  et  $y_{Cj}$  sont alors constantes.  
On admettra une excentricité  $CG = 5\% L = 5\% \cdot 20,6 = 1,03 \text{ m}$  dans les deux sens (art 3.35 RPA 81)

\* Calcul de la rigidité à la torsion  $R_{j0}$  :

Elle est donnée par :  $R_{j0} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^t (x_j^t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^l (y_j^l)^2$   $\left. \begin{matrix} m=4 \\ k=8 \end{matrix} \right\}$  dans notre cas

$x_j^t$  = coordonnées du portique transversal t par rapport à xOy  
 $y_j^l$  = " " " longitudinal l " " " " " "

D'où  $R_{j0} = 1,26 \cdot 10^7 \text{ KN.m}$  → étage courant et  $R_{j0} = 1,48 \cdot 10^7 \text{ KN.m}$  → 1<sup>er</sup> niveau

## ETUDE AU SEISME

## a) Introduction :

La majeure partie de l'Algérie présente le risque de se voir soumise un jour à des secousses sismiques, la liste des principaux séismes qui ont frappé notre pays est là pour le confirmer.

Ces données ont incité les responsables concernés de notre pays à étudier un règlement parasismique propre à l'Algérie et nous incitent nous en tant qu'ingénieurs à le respecter et à l'appliquer rigoureusement car une plus grande attention de notre part peut sauver d'innombrables vies humaines c'est pourquoi nous allons mener cette étude au séisme avec le plus grand soin pour prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution de notre bâtiment de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels et ce en insistant surtout sur la bonne tenue de l'infrastructure au dessous du niveau de base qui doit remplir convenablement ses fonctions qui sont les suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre la TOTALITE des efforts apportés par la structure.
- Empêcher les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Assurer la redistribution des efforts entre la structure et le sol de fondation dans le cas des sollicitations provoquant des déformations plastiques.

## b) Détermination des actions dues au séisme :

On déterminera ces actions par la méthode statique car les conditions de l'art. 3.2.1.1 du RPA 81 sont toutes satisfaites.

La force sismique minimale est donnée par la formule de base (art. 3.3.1) :

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

- Calcul et définition des différents paramètres :

• Coefficient d'accélération des zones A (art. 3.3.1.1) RPA 81)

groupe d'usage 2 et zone II  $\Rightarrow A = 0,15$

• Facteur d'amplification dynamique moyen D (RPA 81 art. 3.3.1.2)

$\rightarrow$  Calcul de la période T :

sens longitudinal :

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad H = 14,4 \text{ m et } L = 23,80 \text{ m} \Rightarrow T = 0,2657 \text{ s} \Rightarrow D = 2,0 \text{ (sol ferme)}$$

sens transversal :

$$L = 12,50 \text{ m et } H = 14,4 \text{ m} \Rightarrow T = 0,3666 \text{ s} \Rightarrow D = 1,809$$

• Facteur de comportement de la structure B (art. 3.3.1.3 RPA 81) :

Ayant des portiques autoportants, et des éléments de remplissage ne gênant pas les déformations de ces portiques donc  $B = \frac{1}{4}$ .

• Facteur de qualité Q (art. 3.3.1.4 RPA 81) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère (q)	Valeur de $P_q$	
	Sens longitudinal	Sens transversal
1 Conditions minimales des files portantes	0	0,1
2 Surabondance en plan	0	0,1
3 Symétrie en plan	0	0
4 Régularité en élévation	0,1	0
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0,1	0,1
6 Contrôle de la qualité de la construction	0,1	0,1

D'où  $Q = 1,3$  dans le sens longitudinal.



W comprend en plus du poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements etc, le poids des équipements fixes évalué au cinquième de la surcharge correspondante

- \* Terrasse : Surface = 201,26 m<sup>2</sup>
- Plancher 527 . 201,26 = 1060,64 KN
- Acrotère 0,7 . 0,1 . 59,8 (perim.) . 2500 = 104,65 KN
- $\frac{1}{2}$  poteau 0,3 . 0,3 .  $\frac{2,88}{2}$  . 2500 . 28 = 90,72 KN
- Poutres 0,5 . 0,3 . (14,6 . 6 + 2,9 . 2) . 2500 = 282,75 KN
- Murs extérieurs 298 . 59,8 .  $\frac{2,88}{2}$  = 256,61 KN
- Cloisons 75 . 201,26 .  $\frac{2,88}{2}$  = 217,36 KN

⇒ Somme = 2346 KN

Poids des équipements fixes =  $\frac{Q_e}{5} = \frac{100 \cdot 201,26}{5} = 40,25$  KN

⇒ W<sub>terrasse</sub> = 2386,25 KN

\* Etage courant : surface = 201,26 - 1,2 - 2,9 = 192,02 m<sup>2</sup>

On trouve W<sub>et.c.</sub> = 2652,45 KN

Le poids total W est alors :

W = 2386,25 + 4 . 2652,45 +  $\frac{\frac{1}{2} \text{ pot.}}{5}$  +  $\frac{Q_e \text{ du RDC}}{5}$  = 13154 KN

Finalement :

V<sub>L</sub> = 1283 KN et V<sub>T</sub> = 1250 KN

c) Distribution des forces latérales (art. 3.3.3 RPA 81)

V = F<sub>t</sub> +  $\sum_{i=1}^n F_i$  or F<sub>t</sub> = 0 car T < 0,7 dans les deux sens

L'effort horizontal du niveau k est donné par : F<sub>k</sub> =  $\frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$

D'où les résultats de calcul :

	Sens longitudinal					Sens transversal				
	W <sub>k</sub> (KN)	2386,25	2652,45	2652,45	2652,45	2652,45	2386,25	2652,45	2652,45	2652,45
h <sub>k</sub> (m)	14,4	11,52	8,64	5,76	2,88	14,4	11,52	8,64	5,76	2,88
W <sub>k</sub> . h <sub>k</sub> (KN.m)	34362	30556,22	22917,17	15278,11	7639,06	34362	30556,22	22917,17	15278,11	7639,06
F <sub>k</sub> (KN)	398,06	353,97	265,48	176,99	88,49	387,82	344,87	258,65	172,44	86,22
V <sub>j</sub> (KN)	398,06	752,03	1017,51	1194,5	1283	387,82	732,69	991,34	1163,78	1250
Niveau	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1

V<sub>j</sub> est l'effort tranchant du niveau j égal à la somme des efforts tranchants agissant au dessus de l'étage j.

d) Détermination de l'effort de niveau (V<sub>j</sub>) revenant à chaque portique :

V<sub>j</sub> est donné par :

V<sub>jx</sub> = v<sub>jx</sub>  $\frac{R_{jx}}{R_{ojx}}$  + v<sub>jy</sub>  $\frac{R_{jx} \cdot Y_j}{R_{ojy}}$  Y<sub>G</sub> avec Y<sub>G</sub> = -1,03 m → sens longitudinal

V<sub>jy</sub> = v<sub>jy</sub>  $\frac{R_{jy}}{R_{ojy}}$  + v<sub>jx</sub>  $\frac{R_{jy} \cdot X_j}{R_{ojx}}$  X<sub>G</sub> avec X<sub>G</sub> = 1,03 m → sens transversal

Où les résultats de calcul :

• Sens transversal :

Niveau	$v_y$ (KN)	Portique	$X_L$ (m)	$V_{jy}$ (KN)
5 <sup>e</sup>	387.82	1-1	-10.87	28.498
		3-3	-7.67	55.137
		5-5	-4.47	55.137
		7-7	-0.57	55.137
		9-9	2.63	57.487
		11-11	5.83	60.347
		13-13	9.73	63.832
		15-15	12.93	34.471
4 <sup>e</sup>	732.69	1-1	-10.87	53.841
		3-3	-7.67	104.168
		5-5	-4.47	104.168
		7-7	-0.57	104.168
		9-9	2.63	108.608
		11-11	5.83	114.011
		13-13	9.73	120.595
		15-15	12.93	65.125
3 <sup>e</sup>	991.34	1-1	-10.87	72.848
		3-3	-7.67	140.940
		5-5	-4.47	140.940
		7-7	-0.57	140.940
		9-9	2.63	146.948
		11-11	5.83	154.258
		13-13	9.73	163.167
		15-15	12.93	88.115
2 <sup>e</sup>	1163.78	1-1	-10.87	85.919
		3-3	-7.67	165.456
		5-5	-4.47	165.456
		7-7	-0.57	165.456
		9-9	2.63	172.510
		11-11	5.83	181.091
		13-13	9.73	191.549
		15-15	12.93	103.442
1 <sup>re</sup>	1250	1-1	-10.87	88.817
		3-3	-7.67	178.727
		5-5	-4.47	178.727
		7-7	-0.57	178.727
		9-9	2.63	186.183
		11-11	5.83	195.211
		13-13	9.73	206.237
		15-15	12.93	106.984

• Sens longitudinal.

Niveau	$v_x$ (KN)	Portique	$Y_L$ (m)	$V_{jx}$ (KN)
5 <sup>e</sup>	398.06	2-2	5.07	82.568
		4-4	1.47	116.461
		6-6	-1.73	118.615
		8-8	-7.43	89.126
4 <sup>e</sup>	752.03	2-2	5.07	155.991
		4-4	1.47	220.023
		6-6	-1.73	224.091
		8-8	-7.43	168.379
3 <sup>e</sup>	1017.51	2-2	5.07	271.059
		4-4	1.47	297.695
		6-6	-1.73	303.199
		8-8	-7.43	227.820
2 <sup>e</sup>	1194.50	2-2	5.07	247.772
		4-4	1.47	349.477
		6-6	-1.73	355.939
		8-8	-7.43	267.448
1 <sup>re</sup>	1283	2-2	5.07	269.799
		4-4	1.47	371.701
		6-6	-1.73	379.364
		8-8	-7.43	293.686

e) Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :

On considèrera les portiques 6-6 et 8-8 dans le sens de la longueur et les portiques 13-13 et 15-15 dans le sens de la largeur, qui sont les plus sollicités. Les efforts tranchants seront distribués selon la formule :

$$v_j^{(l)} = \frac{r_j^i \cdot V_j}{\sum r_j^i}$$

avec

$r_j^i$  = rigidité corrigée du poteau  $i$  de niveau  $j$   
 $V_j^{(l)}$  = effort tranchant de niveau  $j$  revenant au portique  $l$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

\* Portiques longitudinaux :

Niveau	Poteau	$V_j$ KN	$r_j^i$ KN/m	$v_j^{(l)}$ KN
5 <sup>e</sup>	G	118.615	3595.40	11.148
	H		5089.98	15.783
	I		5089.98	15.783
	J		5351.27	16.593
	K		5351.27	16.593
	L		5089.98	15.783
	M		5089.98	15.783
	N		3595.40	11.148
4 <sup>e</sup>	G	224.091	3595.40	21.062
	H		5089.98	29.817
	I		5089.98	29.817
	J		5351.27	31.348
	K		5351.27	31.348
	L		5089.98	29.817
	M		5089.98	29.817
	N		3595.40	21.062
3 <sup>e</sup>	G	303.199	3595.40	28.497
	H		5089.98	40.344
	I		5089.98	40.344
	J		5351.27	42.415
	K		5351.27	42.415
	L		5089.98	40.344
	M		5089.98	40.344
	N		3595.40	28.497
2 <sup>e</sup>	G	355.939	3595.40	33.454
	H		5089.98	47.361
	I		5089.98	47.361
	J		5351.27	49.792
	K		5351.27	49.792
	L		5089.98	47.361
	M		5089.98	47.361
	N		3595.40	33.454
1 <sup>er</sup>	G	379.364	5313.60	40.636
	H		6429.83	49.172
	I		6429.83	49.172
	J		6629.77	50.701
	K		6629.77	50.701
	L		6429.83	49.172
	M		6429.83	49.172
	N		5313.60	40.636

Portique 6-6

Niveau	Poteau	$V_j$ (KN) KN	$r_j^i$ KN/m	$v_j^{(l)}$ KN
5 <sup>e</sup>	A	89.126	3114.59	10.235
	B		5089.98	16.727
	C		5355.79	17.600
	D		5355.79	17.600
	E		5089.98	16.727
	F		3114.59	10.235
4 <sup>e</sup>	A	168.379	3114.59	19.337
	B		5089.98	31.601
	C		5355.79	33.251
	D		5355.79	33.251
	E		5089.98	31.601
	F		3114.59	19.337
3 <sup>e</sup>	A	227.820	3114.59	26.163
	B		5089.98	42.757
	C		5355.79	44.990
	D		5355.79	44.990
	E		5089.98	42.757
	F		3114.59	26.163
2 <sup>e</sup>	A	267.448	3114.59	30.714
	B		5089.98	50.194
	C		5355.79	52.815
	D		5355.79	52.815
	E		5089.98	50.194
	F		3114.59	30.714
1 <sup>er</sup>	A	293.686	4943.64	40.323
	B		6429.83	52.444
	C		6629.77	54.075
	D		6629.77	54.075
	E		6429.83	52.444
	F		4943.64	40.323

Portique 8-8

\* Portiques transversaux :

Niveau	V <sub>j</sub> KN	Poteau	v <sub>j</sub> <sup>o</sup> KN/m	v <sub>j</sub> <sup>o</sup> KN
5 <sup>e</sup>	63.832	F	6992.20	15.834
		O	7284.84	16.496
		M	8141.88	18.437
		P	5769.34	13.065
4 <sup>e</sup>	120.595	F	6992.20	29.914
		O	7284.84	31.166
		M	8141.88	34.833
		P	5769.34	24.682
3 <sup>e</sup>	163.167	F	6992.20	40.474
		O	7284.84	42.168
		M	8141.88	47.129
		P	5769.34	33.396
2 <sup>e</sup>	191.549	F	6992.20	47.514
		O	7284.84	49.503
		M	8141.88	55.327
		P	5769.34	39.204
1 <sup>er</sup>	206.237	F	7856.07	49.853
		O	8978.02	56.972
		M	8722.44	55.350
		P	6943.51	44.062
Portique 13-13				

Niveau	V <sub>j</sub> KN	Poteau	v <sub>j</sub> <sup>o</sup> KN/m	v <sub>j</sub> <sup>o</sup> KN
5 <sup>e</sup>	34.471	Q, N	7284.84	17.236
4 <sup>e</sup>	65.125	Q, N	7284.84	32.563
3 <sup>e</sup>	88.115	Q, N	7284.84	44.058
2 <sup>e</sup>	103.442	Q, N	7284.84	51.721
1 <sup>er</sup>	106.984	Q, N	8075.31	53.492
Portique 15-15				

11 Calcul des déformations horizontales :

Le déplacement relatif d'un étage "j" par rapport à l'étage immédiatement inf. j-1 est donné par l'article 3.3.7.1 du R.P.A. 81.

$$\delta_j = \frac{v_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B}$$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} B = \text{facteur de comportement de la structure} = \frac{1}{4} \\ v_j = \text{effort tranchant de l'étage } j \\ R_j = \text{rigidité relative} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \delta_j = 2 \cdot \frac{v_j}{R_j}$$

Les résultats des calculs sont les suivants :

Le déplacement admissible relatif est donné par l'article 3.3.7.1 du RPA 81, et est :

$$\bar{\delta} = 0,0075 \cdot h_{\text{étage}} = 0,0075 \cdot 2,88 = 0,0216 \text{ m.}$$

Niveau	v <sub>j</sub> KN	R <sub>j</sub> KN/m	δ <sub>j</sub> m	δ̄ <sub>j</sub> m	v <sub>j</sub> KN	R <sub>j</sub> KN/m	δ <sub>j</sub> m	δ̄ <sub>j</sub> m
5 <sup>e</sup>	398.06	130747.96	0.00609	0.0216	387.82	198268.92	0.0039	0.0216
4 <sup>e</sup>	752.03		0.0115	0.0216	732.69		0.0074	0.0216
3 <sup>e</sup>	1017.51		0.0156	0.0216	991.34		0.0100	0.0216
2 <sup>e</sup>	1194.50		0.0183	0.0216	1163.78		0.0117	0.0216
1 <sup>er</sup>	1283		0.0150	0.0216	1250		0.0110	0.0216
Portiques longitudinaux					Portiques transversaux			

Par conséquent le déplacement admissible n'est pas atteint pour chaque niveau et dans les deux sens.

## CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX

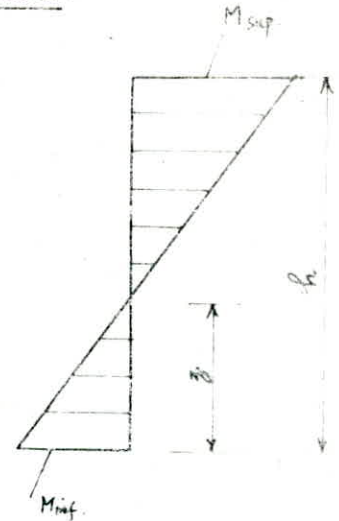
a) Détermination des points de moment nul dans les poteaux :

$$M(z) = 0 \text{ avec } z = y \cdot h \text{ où } h = \text{hauteur du poteau}$$

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

Pour notre cas :

- $y_1 = 0$  (pas de variation des rigidités linéaires des poutres supérieures et inférieures)
- $y_2 = y_3 = 0$  (hauteur d'étages constante)
- $y_0$  est donné par un tableau en fonction de :
  - Nombre total de niveaux que comporte le portique.
  - Long du niveau occupé par le portique considéré.
  - $\bar{K}$ , fonction du type de poteau (vu précédemment)



b) Détermination des moments supérieurs et inférieurs en tête de poteaux :

Ils sont donnés par :  $M_{sup} = v_j^i (h - z_j)$  et  $M_{inf} = v_j^i \cdot z_j$   
 où  $v_j^i$  = effort tranchant du poteau  $i$  de l'étage  $j$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

• Portique 6-6 :

Niveau	Poteau	$v_j^i$ (KN)	$\bar{K}$	$y_0 = y$	$z_j$ (m)	$M_{sup}$ (KN.m)	$M_{inf}$ (KN.m)
5 <sup>e</sup>	G-N	11.148	1.051	0.35	1.008	20.869	11.237
	H-I-L-M	15.783	1.898	0.40	1.152	27.273	18.182
	J-K	16.593	2.102	0.40	1.152	28.673	19.115
4 <sup>e</sup>	G-N	21.062	1.051	0.45	1.296	33.362	27.296
	H-I-L-M	29.817	1.898	0.45	1.296	47.230	38.643
	J-K	31.348	2.102	0.45	1.296	49.655	40.627
3 <sup>e</sup>	G-N	28.497	1.051	0.45	1.296	45.439	36.732
	H-I-L-M	40.344	1.898	0.50	1.440	58.095	58.095
	J-K	42.415	2.102	0.50	1.440	61.078	61.078
2 <sup>e</sup>	G-N	33.454	1.051	0.50	1.440	48.174	48.174
	H-I-L-M	47.361	1.898	0.50	1.440	68.200	68.200
	J-K	49.792	2.102	0.50	1.440	71.700	71.700
1 <sup>er</sup>	G-N	40.636	1.051	0.65	1.872	40.961	76.071
	H-I-L-M	49.172	1.898	0.60	1.728	56.646	84.969
	J-K	50.701	2.102	0.60	1.728	58.408	87.611

• Portique 8-8 :

Niveau	Poteau	$v_j^i$ (KN)	$\bar{K}$	$y_0 = y$	$z_j$ (m)	$M_{sup}$ (KN.m)	$M_{inf}$ (KN.m)
5 <sup>e</sup>	A-F	10.235	0.847	0.35	1.008	19.160	10.317
	B-E	16.727	1.898	0.40	1.152	28.904	19.270
	C-D	17.600	2.102	0.40	1.152	30.413	20.275
4 <sup>e</sup>	A-F	19.337	0.847	0.40	1.152	33.414	22.276
	B-E	31.601	1.898	0.45	1.296	50.056	40.955
	C-D	33.251	2.102	0.45	1.296	52.670	43.093
3 <sup>e</sup>	A-F	26.163	0.847	0.45	1.296	41.442	33.907
	B-E	42.757	1.898	0.50	1.440	61.570	61.570
	C-D	44.990	2.102	0.50	1.440	64.786	64.786
2 <sup>e</sup>	A-F	30.714	0.847	0.50	1.440	44.228	44.228
	B-E	50.194	1.898	0.50	1.440	72.279	72.279
	C-D	52.815	2.102	0.50	1.440	76.054	76.054
1 <sup>er</sup>	A-F	40.323	0.847	0.65	1.872	40.645	75.485
	B-E	52.444	1.898	0.60	1.728	60.415	90.625
	C-D	54.075	2.102	0.60	1.728	62.294	93.442

\* Poutres transversales :

Poutre	Niveau	$V_j^*$ (KN)	$\bar{K}$	$\gamma_0 = \gamma$	$\bar{z}$ (m)	$M_{sup.}^{(KN.m)}$	$M_{inf.}^{(KN.m)}$	Poteau
13-15	5 <sup>e</sup>	15.834	4.040	0.45	1.296	25.041	20.521	F
		16.496	4.592	0.45	1.296	26.130	21.379	O
		18.437	7.066	0.45	1.296	29.204	23.894	M
		13.065	2.469	0.40	1.152	22.576	15.051	P
	4 <sup>e</sup>	29.914	4.040	0.50	1.440	43.076	43.076	F
		31.166	4.592	0.50	1.440	44.879	44.879	O
		34.833	7.066	0.50	1.440	50.160	50.160	M
		24.682	2.469	0.45	1.296	39.096	31.988	P
	3 <sup>e</sup>	40.474	4.040	0.50	1.440	58.283	58.283	F
		42.168	4.592	0.50	1.440	60.722	60.722	O
		47.129	7.066	0.50	1.440	67.866	67.866	M
		33.396	2.469	0.50	1.440	48.090	48.090	P
	2 <sup>e</sup>	47.514	4.040	0.50	1.440	68.420	68.420	F
		49.503	4.592	0.50	1.440	71.284	71.284	O
		55.327	7.066	0.50	1.440	79.671	79.671	M
		39.204	2.469	0.50	1.440	56.454	56.454	P
	1 <sup>er</sup>	49.853	4.040	0.55	1.584	64.609	78.967	F
		56.972	8.637	0.55	1.584	73.836	90.944	O
		55.350	7.066	0.55	1.584	71.734	87.674	M
		44.062	2.469	0.60	1.728	50.759	76.139	P
15-15	5 <sup>e</sup>	17.236	4.597	0.45	1.296	27.302	22.338	Q-N
	4 <sup>e</sup>	32.563	4.597	0.50	1.440	46.891	46.891	Q-N
	3 <sup>e</sup>	44.058	4.597	0.50	1.440	63.444	63.444	Q-N
	2 <sup>e</sup>	51.721	4.597	0.50	1.440	74.478	74.478	Q-N
	1 <sup>er</sup>	53.492	4.597	0.55	1.584	69.326	84.731	Q-N

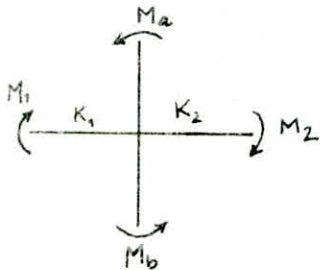
c) Calcul des moments dans les poutres :

Orient  $M_a$  et  $M_b$  : les moments dans les poteaux sup. et inf. du nœud considéré.

$M_1$  et  $M_2$  : les moments des poutres de gauche et de droite du nœud considéré.

Les moments seront répartis aux poutres selon les rigidités de ces dernières.

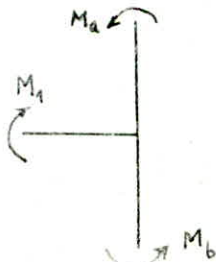
- Cas de nœud intermédiaire :



$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \end{cases}$$

$K_1$  : rigidité de la poutre de gauche.  
 $K_2$  : rigidité de la poutre de droite.

- Cas de nœud de rive :



$$\rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

a) Portiques longitudinaux :

Portique	Niveau	Noeud	$K_1 (cm^2)$	$K_2 (cm^2)$	$M_a^{(KN.m)}$	$M_b (KN.m)$	$M_1 (KN.m)$	$M_2 (KN.m)$
6-6	5 <sup>e</sup>	1-8	0.00	246.41	0	20.869	0.000	20.869
		2-7	246.41	198.50		27.273	15.105	12.168
		3-6	198.50	246.41		27.273	12.168	15.105
		4-5	246.41	246.41		28.673	14.337	14.337
	4 <sup>e</sup>	9-16	0.00	246.41	11.237	33.362	0.000	44.599
		10-15	246.41	198.50	18.182	47.230	36.228	29.184
		11-14	198.50	246.41	18.182	47.230	29.184	36.228
		12-13	246.41	246.41	19.115	49.655	34.385	34.385
	3 <sup>e</sup>	17-24	0.00	246.41	27.296	45.139	0.000	72.435
		18-23	246.41	198.50	38.643	58.095	53.578	43.160
		19-22	198.50	246.41	38.643	58.095	43.160	53.578
		20-21	246.41	246.41	40.627	61.078	50.852	50.852
	2 <sup>e</sup>	25-32	0.00	246.41	36.932	48.174	0.000	85.106
		26-31	246.41	198.50	58.095	68.200	69.948	56.347
		27-30	198.50	246.41	58.095	68.200	56.347	69.948
		28-29	246.41	246.41	61.078	71.700	66.389	66.389
	1 <sup>er</sup>	33-40	0.00	246.41	48.174	40.961	0.000	89.135
		34-39	246.41	198.50	68.200	56.646	69.145	55.701
		35-38	198.50	246.41	68.200	56.646	55.701	69.145
		36-37	246.41	246.41	71.700	58.408	65.054	65.054
8-8	5 <sup>e</sup>	1-6	0.00	198.50	0	19.160	0.000	19.160
		2-5	198.50	246.41		28.904	12.896	16.008
		3-4	246.41	246.41		30.413	15.207	15.207
	4 <sup>e</sup>	7-12	0.00	198.50	10.317	33.414	0.000	43.731
		8-11	198.50	246.41	19.270	50.056	30.930	38.396
		9-10	246.41	246.41	20.275	52.670	36.473	36.473
	3 <sup>e</sup>	13-18	0.00	198.50	22.276	41.442	0.00	63.718
		14-17	198.50	246.41	40.955	61.570	45.742	56.782
		15-16	246.41	246.41	43.993	64.786	53.940	53.940
	2 <sup>e</sup>	19-24	0.00	198.50	33.907	44.228	0.000	78.135
		20-23	198.50	246.41	61.570	72.279	59.718	74.131
		21-22	246.41	246.41	64.786	76.054	70.420	70.420
	1 <sup>er</sup>	25-30	0.00	198.50	44.228	40.646	0.000	84.874
		26-29	198.50	246.41	72.279	60.415	59.202	73.492
		27-28	246.41	246.41	76.054	62.294	69.174	69.174

b) Portiques transversaux :

Portique	Niveau	Noeud	$K_1 (cm^2)$	$K_2 (cm^2)$	$M_a (KN.m)$	$M_b (KN.m)$	$M_1 (KN.m)$	$M_2 (KN.m)$
15.15	5 <sup>e</sup>	1-2	0	1077.59	0.000	27.302	0	27.302
	4 <sup>e</sup>	3-4		1077.59	22.338	46.391		69.229
	3 <sup>e</sup>	5-6		1077.59	46.891	63.444		70.335
	2 <sup>e</sup>	7-8		1077.59	63.444	74.478		137.922
	1 <sup>er</sup>	9-10		1077.59	74.478	69.326		143.804

Portique	Niveau	K <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	K <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>b</sub> (KN.m)	M <sub>1</sub> (KN.m)	M <sub>2</sub> (KN.m)	Nœud
13 - 13	5 <sup>e</sup>	0.00	946.97	0	25.041	0.000	25.041	1
		946.97	1077.59		26.130	12.222	13.908	2
		1077.59	578.70		29.204	19.000	10.204	3
		578.70	0.00		22.576	22.576	0.000	4
	4 <sup>e</sup>	0.00	946.97	20.521	43.076	0.000	63.597	5
		946.97	1077.59	21.379	44.879	30.922	35.266	6
		1077.59	578.70	23.894	50.160	48.180	25.874	7
		578.70	0.00	15.051	39.096	54.147	0.000	8
	3 <sup>e</sup>	0.00	946.97	43.076	58.283	0.000	101.359	9
		946.97	1077.59	44.879	60.722	49.394	56.207	10
		1077.59	578.70	50.160	67.866	76.788	41.238	11
		578.70	0.00	31.988	48.090	80.078	0.000	12
	2 <sup>e</sup>	0.00	946.97	58.283	68.420	0.000	126.703	13
		946.97	1077.59	60.722	71.284	61.745	70.261	14
		1077.59	578.70	67.866	79.671	95.988	51.549	15
		578.70	0.00	48.090	56.454	104.544	0.000	16
	1 <sup>er</sup>	0.00	946.97	68.420	64.609	0.000	133.029	17
		946.97	1077.59	71.284	73.836	67.879	77.241	18
		1077.59	578.70	79.671	71.734	98.805	52.900	19
		578.70	0.00	56.454	50.759	107.213	0.000	20

d) Calcul des moments en travée et des efforts tranchants dans les poutres :

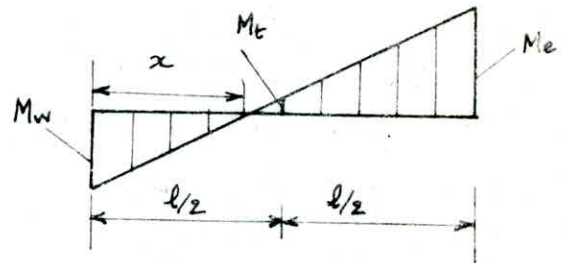
\* Moments en travée :

On a :

$$\frac{\frac{l}{2} - x}{x} = \frac{M_e}{M_w} \Rightarrow M_e = \frac{\frac{l}{2} - x}{x} \cdot M_w \quad (a)$$

$$\text{or } \frac{x}{l-x} = \frac{M_w}{M_e} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_e + M_w} \cdot l \quad (b)$$

$$(a) \text{ et } (b) \Rightarrow M_e = \frac{M_e - M_w}{2}$$



\* Effort tranchant :

Le diagramme du moment étant linéaire, son équation est de la forme  $M = ax + b$

$$\text{or } T = \frac{dM}{dx} \Rightarrow T = a$$

$$M(0) = M_w = b \quad \text{et} \quad M(l) = -M_e = T \cdot l + M_w$$

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



\* Portiques longitudinaux

\* Portiques transversaux

Niveau	Poutre	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>f</sub> (KN.m)	T (KN)	
						Portique 6-6
5 <sup>e</sup>	1-2	20.869	15.105	-2.882	-12.405	
	2-3	12.168	12.168	0.000	-6.760	
	3-4	15.105	14.337	-0.384	-10.152	
	4-5	14.337	14.337	0.000	-9.888	
4 <sup>e</sup>	9-10	44.599	36.228	-4.186	-27.871	
	10-11	29.184	29.184	0.000	-16.213	
	11-12	36.228	34.385	-0.922	-24.349	
	12-13	34.385	34.385	0.000	-23.714	
3 <sup>e</sup>	17-18	72.435	53.578	-9.429	-43.453	
	18-19	43.160	43.160	0.000	-23.978	
	19-20	53.578	50.852	-1.363	-36.010	
	20-21	50.852	50.852	0.000	-35.070	
2 <sup>e</sup>	25-26	85.106	69.948	-7.579	-53.467	
	26-27	56.347	56.347	0.000	-31.304	
	27-28	69.948	66.389	-1.780	-47.013	
	28-29	66.389	66.389	0.000	-45.786	
1 <sup>er</sup>	33-34	89.135	69.145	-9.995	-54.579	
	34-35	55.701	55.701	0.000	-30.945	
	35-36	69.145	65.054	-2.046	-46.276	
	36-37	65.054	65.054	0.000	-44.865	
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	1-2	19.160	12.896	-3.132	-8.904
		2-3	16.008	15.207	-0.401	-10.764
		3-4	15.207	15.207	0.000	-10.488
	4 <sup>e</sup>	7-8	43.731	30.930	-6.401	-20.739
		8-9	38.396	36.473	-0.962	-25.817
		9-10	36.473	36.473	0.000	-25.154
	3 <sup>e</sup>	13-14	63.718	45.742	-8.988	-30.406
		14-15	56.782	53.940	-1.421	-38.180
		15-16	53.940	53.940	0.000	-37.200
	2 <sup>e</sup>	19-20	78.135	59.718	-9.209	-38.293
		20-21	74.131	70.420	-1.856	-49.845
		21-22	70.420	70.420	0.000	-48.566
1 <sup>er</sup>	25-26	84.874	59.202	-12.836	-40.021	
	26-27	73.492	69.174	-2.159	-49.195	
27-28	69.174	69.174	0.000	-47.706		

Niveau	Poutre	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>f</sub> (KN.m)	T (KN)	
						Portique 13-13
5 <sup>e</sup>	1-2	25.041	12.222	-6.410	-11.292	
	2-3	13.908	19.000	2.546	-11.348	
	3-4	10.204	22.576	6.186	-6.070	
4 <sup>e</sup>	5-6	63.597	30.992	-16.303	-28.663	
	6-7	35.266	48.180	6.457	-28.744	
	7-8	25.874	54.147	14.137	-14.819	
3 <sup>e</sup>	9-10	101.359	49.394	-25.983	-45.683	
	10-11	56.207	76.788	10.291	-45.860	
	11-12	41.238	80.078	19.420	-22.466	
2 <sup>e</sup>	13-14	126.703	61.745	-32.479	-57.105	
	14-15	70.261	95.988	12.864	-57.327	
	15-16	51.549	104.544	26.498	-28.906	
1 <sup>er</sup>	17-18	133.029	67.879	-32.575	-60.881	
	18-19	77.241	98.505	10.632	-60.602	
	19-20	52.900	107.273	27.157	-29.652	
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1-2	27.302	27.302		-18.829
	4 <sup>e</sup>	3-4	69.229	69.229		-47.744
	3 <sup>e</sup>	5-6	110.335	110.335		-76.093
	2 <sup>e</sup>	7-8	137.922	137.922		-95.119
	1 <sup>er</sup>	9-10	143.804	143.804		-99.175

e) Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

Pour le poteau *i* du niveau *j* l'effort normal est :

$$N_j^i = T_{je}^k - T_{jw}^k$$

où  $T_{je}^k$  = effort tranchant à gauche du nœud *k* du niveau *j*.

$T_{jw}^k$  = effort tranchant à droite du nœud *k* du niveau *j*.

Les calculs ont donné les résultats suivant :

\* Portiques transversaux :

Portique	Niveau	poteau	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	N (KN)	N <sub>usmle</sub> (KN)
15-15	5 <sup>e</sup>	Q-N	-18.829	○	-18.829	-18.829
	4 <sup>e</sup>	Q-N	-47.744		-47.744	-66.573
	3 <sup>e</sup>	Q-N	-76.093		-76.093	-142.666
	2 <sup>e</sup>	Q-N	-95.119		-95.119	-237.785
	1 <sup>er</sup>	Q-N	-99.175		-99.175	-336.96

Portique	Niveau	Poteau	$T_x$ (KN)	$T_w$ (KN)	N (KN)	$N_{cumule}$ (KN)
13-13	5 <sup>e</sup>	F	-11.292	0.000	-11.292	-11.292
		O	-11.348	-11.292	-0.056	-0.056
		M	-6.070	-11.348	5.278	5.278
		P	0.000	-6.070	6.070	6.070
	4 <sup>e</sup>	F	-28.663	0.000	-28.663	-39.955
		O	-28.774	-28.663	-0.111	-0.167
		M	-14.819	-28.774	13.955	19.233
		P	0.000	-14.819	14.819	20.889
	3 <sup>e</sup>	F	-45.683	0.000	-45.683	-85.638
		O	-45.860	-45.683	-0.177	-0.344
		M	-22.466	-45.860	23.394	42.627
		P	0.000	-22.466	22.466	43.355
	2 <sup>e</sup>	F	-57.105	0.000	-57.105	-142.743
		O	-57.327	-57.105	-0.222	-0.566
		M	-28.906	-57.327	28.421	71.048
		P	0.000	-28.906	28.906	72.261
1 <sup>er</sup>	F	-60.881	0.000	-60.881	-203.624	
	O	-60.602	-60.881	0.279	-0.287	
	M	-29.651	-60.602	30.951	101.999	
	P	0.000	-29.651	29.651	101.912	

\* Portiques longitudinaux :

Portique 6-6						Portique 8-8					
niveau	Poteau	$T_x$ (KN)	$T_w$ (KN)	N (KN)	$N_c$ (KN)	niveau	Poteau	$T_x$ (KN)	$T_w$ (KN)	N (KN)	$N_c$ (KN)
5 <sup>e</sup>	G-N	-12.405	0.000	-12.405	-12.405	5 <sup>e</sup>	A-F	-8.904	0.000	-8.904	-8.904
	H-M	-6.760	-12.405	5.645	5.645		B-E	-10.764	-8.904	-1.860	-1.860
	I-L	-10.152	-6.760	-3.392	-3.392		C-D	-10.488	-10.764	0.316	0.316
	J-K	-9.888	-10.152	0.272	0.272		4 <sup>e</sup>	A-F	-20.739	0.000	-20.739
4 <sup>e</sup>	G-N	-27.871	0.000	-27.871	-40.276	B-E		-25.817	-20.739	-5.078	-6.938
	H-M	-16.213	-27.871	11.658	13.303	C-D		-25.154	-25.817	0.663	0.979
	I-L	-24.349	-16.213	-8.136	-11.528	3 <sup>e</sup>		A-F	-30.406	0.000	-30.406
	J-K	-23.714	-24.349	0.635	0.907		B-E	-38.180	-30.406	-7.774	-14.712
3 <sup>e</sup>	G-N	-43.453	0.000	-43.453	-83.729		C-D	-37.200	-38.180	0.980	1.959
	H-M	-23.978	-43.453	19.475	36.778		2 <sup>e</sup>	A-F	-38.293	0.000	-38.293
	I-L	-36.010	-23.978	-12.032	-23.560	B-E		-49.845	-38.293	-11.552	-26.264
	J-K	-35.070	-36.010	0.940	1.847	C-D		-48.566	-49.845	1.279	3.238
2 <sup>e</sup>	G-N	-53.467	0.000	-53.467	-137.196	1 <sup>er</sup>		A-F	-40.021	0.000	-40.021
	H-M	-31.304	-53.467	22.163	58.941		B-E	-49.195	-40.021	-9.174	-35.438
	I-L	-47.013	-31.304	-15.709	-39.269		C-D	-47.706	-49.195	1.489	4.727
	J-K	-45.786	-47.013	1.227	3.074		1 <sup>er</sup>	G-N	-54.579	0.000	-54.579
1 <sup>er</sup>	H-M	-30.945	-54.579	23.634	82.575	H-M		-30.945	-54.579	23.634	82.575
	I-L	-46.276	-30.945	-15.331	-54.600	I-L		-46.276	-30.945	-15.331	-54.600
	J-K	-44.865	-46.276	1.411	4.485	J-K		-44.865	-46.276	1.411	4.485

f) Vérification au renversement :

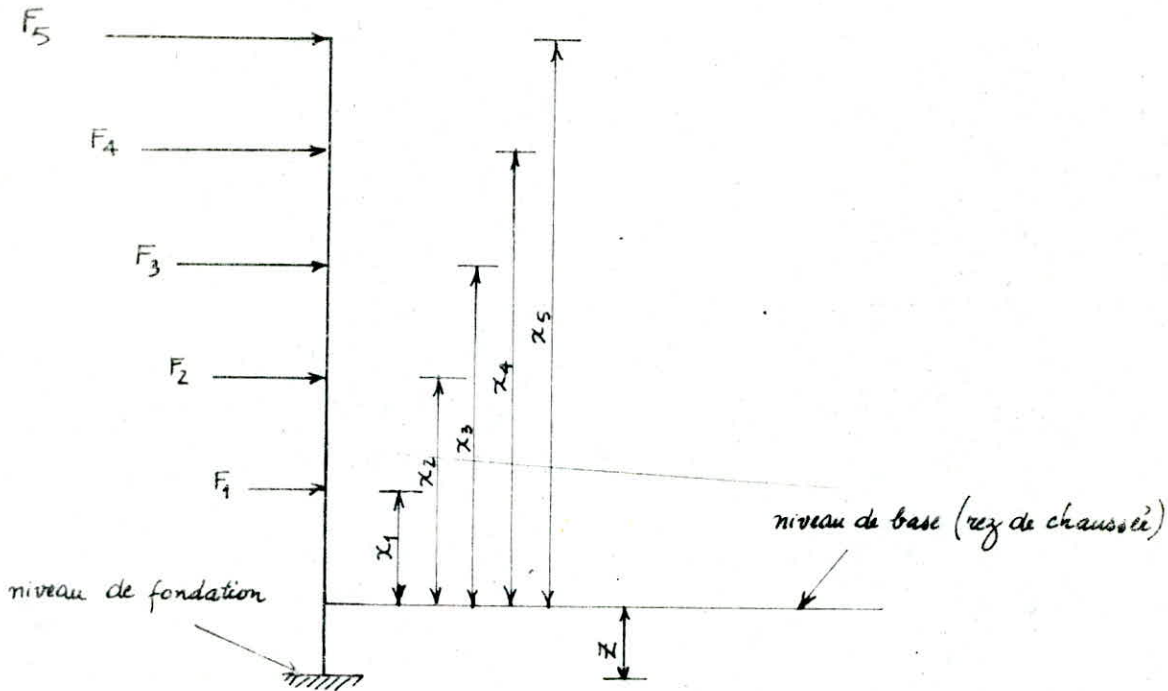
Pour que notre structure résiste à un éventuel renversement il faut vérifier l'inégalité :

$$M_{\text{moment résistant}} \geq 1.5 M_{\text{moment renversant}}$$

avec  $M_{\text{moment résistant}} = \sum W_i h_i = 110752.56 \text{ KN}$

$$M_{\text{moment renversant}} = M_{\text{moment d'encastrement/base}} + \text{Effort tranchant (à la base)} \cdot \frac{Z}{\text{fondat.}}$$

$$= \sum F_i x_i + \sum F_i \cdot Z$$



a) Sens longitudinal :

$$\sum F_i = 1283 \text{ KN}, \quad Z = 2.95 \text{ m} \quad \text{et} \quad \sum F_i x_i = 88.49 + 2 \times 176.99 + 3 \times 265.48 + 4 \times 353.97 + 5 \times 398.06 = 13035 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{\text{moment résistant}}}{M_{\text{moment renversant}}} = \frac{110752.56}{13378 + 1283 \times 2.95} = 6.45 > 1.5 \Rightarrow \text{c'est bon.}$$

b) Sens transversal :

$$\sum F_i = 1250 \text{ KN}, \quad \sum F_i x_i = 86.22 + 2 \times 172.44 + 3 \times 258.65 + 4 \times 344.97 + 5 \times 387.82 = 13035 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{\text{moment résistant}}}{M_{\text{moment renversant}}} = \frac{110752.56}{13035 + 1250 \times 2.95} = 6.62 > 1.5 \Rightarrow \text{ça va}$$

Par conséquent on ne risque pas un renversement de notre structure.

**DETERMINATION DES EFFORTS  
DUS AUX CHARGES VERTICALES**

Pour la détermination des efforts dus aux charges verticales et du fait que la méthode forfaitaire est inapplicable, on appliquera la méthode d'Albert Caquot (art. B.6.2, 210), qui est basée sur la théorie générale des poutres continues, mais avec des coefficients de correction pour mettre les résultats en accord avec l'expérience, la théorie générale a été en outre simplifiée du fait que les charges éloignées d'une travée produisent sur celle-ci un effet négligeable.

Cette méthode est reproduite à l'annexe E.2 du B.A.E.L. 83.

a) Caractéristiques géométriques :

Le moment d'inertie des poteaux est constant :  $I_n = I_s = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$

" " " " poutres longitudinales :  $I_w = I_e = 7.146 \times 10^4 \text{ cm}^4$

" " " " transversales :  $I_w = I_e = 3.125 \times 10^4 \text{ cm}^4$

La hauteur des poteaux (plancher - nue de poutre) des portiques longitudinaux :  $h_n = h_s = 2.53 \text{ m}$

" " " " " " " " transversaux :  $h_n = h_s = 2.38 \text{ m}$

	Niveau	Nœud	$l_w(m)$	$l_e(m)$	$l'_w(m)$	$l'_e(m)$	$h'_n(m)$	$h'_s(m)$	$K_w(\text{cm}^3)$	$K_e(\text{cm}^3)$	$K_n(\text{cm}^3)$	$K_s(\text{cm}^3)$	$D(\text{cm}^3)$
Portique 6-6	5 <sup>e</sup>	1	/	2.90	/	2.32	/	2.024	/	308.02	/	333.50	641.52
		2	2.90	3.60	2.48	2.88	/	2.024	288.15	248.13	/	333.50	869.78
		3	3.60	2.90	2.88	2.32	/	2.024	248.13	308.02	/	333.50	889.65
		4	2.90	2.90	2.32	2.32	/	2.024	308.02	308.02	/	333.50	749.54
	4 <sup>e</sup>	9	/	2.90	/	2.32	2.277	2.024	/	308.02	296.44	333.50	937.96
		10	2.90	3.60	2.32	2.88	2.277	2.024	308.02	248.13	296.44	333.50	1186.09
		11	3.60	2.90	2.88	2.32	2.277	2.024	248.13	308.02	296.44	333.50	1186.09
		12	2.90	2.90	2.32	2.32	2.277	2.024	308.02	308.02	296.44	333.50	1245.98
	1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	17	/	2.90	/	2.32	2.024	2.024	/	308.02	333.50	333.50	975.02
		18	2.90	3.60	2.32	2.88	2.024	2.024	308.02	248.13	333.50	333.50	1223.15
		19	3.60	2.90	2.88	2.32	2.024	2.024	248.13	308.02	333.50	333.50	1223.15
		20	2.90	2.90	2.32	2.32	2.024	2.024	308.02	308.02	333.50	333.50	1283.04
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	1	/	3.60	/	2.88	/	2.024	/	248.13	/	333.50	584.63
		2	3.60	2.90	2.95	2.32	/	2.024	242.24	308.02	/	333.50	883.76
		3	2.90	2.90	2.32	2.32	/	2.024	308.02	308.02	/	333.50	949.54
	4 <sup>e</sup>	7	/	3.60	/	2.88	2.277	2.024	/	248.13	296.44	333.50	878.07
		8	3.60	2.90	2.88	2.32	2.277	2.024	248.13	308.02	296.44	333.50	1186.09
		9	2.90	2.90	2.32	2.32	2.277	2.024	308.02	308.02	296.44	333.50	1245.98
	1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	13	/	3.60	/	2.88	2.024	2.024	/	248.13	296.44	333.50	878.07
		14	3.60	2.90	2.88	2.32	2.024	2.024	248.13	308.02	296.44	333.50	1186.09
		15	2.90	2.90	2.32	2.32	2.024	2.024	308.02	308.02	296.44	333.50	1245.98
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1	/	3.30	/	2.64	/	1.904	/	118.37	/	354.52	472.89
		2	3.30	2.90	2.64	2.32	/	1.904	118.37	134.70	/	354.52	607.59
		3	2.90	5.40	2.32	4.32	/	1.904	134.70	72.34	/	354.52	561.56
		4	5.40	/	4.32	/	1.904	1.904	72.34	/	354.52	354.52	426.86
	4 <sup>e</sup>	5	/	3.30	/	2.64	2.142	1.904	/	118.37	315.13	354.52	788.02
		6	3.30	2.90	2.64	2.32	2.142	1.904	118.37	134.70	315.13	354.52	922.72
		7	2.90	5.40	2.32	4.32	2.142	1.904	134.70	72.34	315.13	354.52	876.69
		8	5.40	/	4.32	/	2.142	1.904	72.34	/	315.13	354.52	741.99
	1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	9	/	3.30	/	2.64	1.904	1.904	/	118.37	354.52	354.52	821.47
		10	3.30	2.90	2.64	2.32	1.904	1.904	118.37	134.70	354.52	354.52	962.41
		11	2.90	5.40	2.32	4.32	1.904	1.904	134.70	72.34	354.52	354.52	916.08
		12	5.40	/	4.32	/	1.904	1.904	72.34	/	354.52	354.52	784.38
Por 15.15	5 <sup>e</sup>	1	/	2.90	/	2.32	/	1.904	/	134.70	/	354.52	489.27
	4 <sup>e</sup>	3	/	2.90	/	2.32	2.142	1.904	/	134.70	315.13	354.52	804.35
	1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	5,7,9	/	2.90	/	2.32	1.904	1.904	/	134.70	354.52	354.52	743.74

b) Charges et surcharges :

Le tableau qui suit résume la répartition des différentes charges et surcharges sur les différents travées de portiques :

Portique	travée	Etage courant		Terrasse	
		G (KN/m)	Q <sub>B</sub> (KN/m)	G (KN/m)	Q <sub>B</sub> (KN/m)
6-6	GH-MN	11.322	1.838	3.643	0.525
	HJKLM	4.922	1.488	5.176	0.850
8-8	AB-CD-EF	11.322	0.919	3.463	0.525
	BC-DE	11.322	1.838	3.463	0.525
13-13	FO-MP	20.52	3.675	13.236	2.100
	OM	28.192	8.225	20.878	3.550
15-15	QN	18.812	6.125	11.392	1.175

c) Calcul des moments dans les nœuds :

		Niveau	Nœud	q <sub>w</sub> (KN/m)	q <sub>e</sub> (KN/m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> ' (KN.m)	M <sub>e</sub> ' (KN.m)	
Portique 13 - 13	Sous charge permanente (G)	5 <sup>e</sup>	1		13.236		8.136	8.136			10.853	
			2	13.236	20.878	11.314	12.798	1.384		10.853	13.220	
			3	20.878	13.236	17.020	27.510	10.000		13.220	29.061	
			4	13.236		24.136		-24.136		29.061		
		4 <sup>e</sup>	5		20.520		14.298	7.570	6.729			16.825
			6	20.520	28.192	16.957	17.721	0.394	0.351	16.825	17.852	45.053
			7	28.192	20.520	22.031	43.154	11.000	9.778	17.852	45.053	
			8	20.520		40.661		-21.526	-19.135	45.053		
		1 <sup>er</sup>	9		20.520		14.418	7.209	7.209			16.825
			10	20.520	28.192	16.952	17.726	0.378	0.378	16.825	17.852	45.053
			11	28.192	20.520	21.852	43.221	10.527	10.527	17.852	45.053	
			12	20.520		40.882		-20.441	-20.441	45.053		
Portique 13 - 13	Sous charge (Q <sub>B</sub> )	5 <sup>e</sup>	1		2.100		1.291	1.291			1.722	
			2	2.100	3.550	1.824	2.154	0.307		1.722	2.248	
			3	3.550	2.100	2.815	4.379	1.492		2.248	4.611	
			4	2.100		3.829		-3.829		4.611		
		4 <sup>e</sup>	5		3.675		2.561	1.356	1.205			3.013
			6	3.675	8.225	3.295	4.929	0.843	0.750	3.013	5.208	8.069
			7	8.225	3.675	5.648	7.869	1.157	1.028	5.208	8.069	
			8	3.675		7.282		-3.855	-3.427	8.069		
		1 <sup>er</sup>	9		3.675		2.582	1.291	1.291			3.013
			10	3.675	8.225	3.247	4.934	0.824	0.824	2.972	5.208	7.959
			11	8.225	3.675	5.937	7.799	0.917	0.917	5.588	7.959	
			12	3.675		7.322		-3.661	-3.661	8.069		
Portique 15-15	G	5 <sup>e</sup>	1		11.392		5.227	5.227			7.214	
		4 <sup>e</sup>	3		18.812		9.917	5.250	4.667		11.912	
		1-2-3	5.7.9		18.812		10.010	5.005	5.005		11.912	
	Q <sub>B</sub>	5 <sup>e</sup>	1		1.175		0.539	0.539			0.744	
		4 <sup>e</sup>	3		6.125		3.229	1.709	1.520		3.878	
		1-2-3	5.7.9		6.125		3.259	1.630	1.630		3.878	

		Niveau	Noeud	$q_w$ (KN/ml)	$q_e$ (KN/ml)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_m$ (KN.m)	$M'_w$ (KN.m)	$M'_e$ (KN.m)	
Portique 6-6	Sous la charge permanente (G)	5 <sup>e</sup>	1		3.463		1.140	1.140			2.193	
			2	3.463	5.176	3.349	4.565	0.976		2.506	5.051	
			3	5.176	5.176	4.556	3.720	-0.665		5.051	3.278	
			4	5.176	5.176	3.278	3.278	0.000		3.278	3.278	
		4 <sup>e</sup>	9		11.322		4.815	2.549	2.266			7.169
			10	11.322	4.922	6.554	5.169	-0.665	-0.591	7.169	4.803	4.803
			11	4.922	4.922	4.450	3.463	-0.474	-0.421	4.803	3.117	3.117
			12	4.922	4.922	3.117	3.117	0.000	0.000	3.117	3.117	3.117
		1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	17		11.322		4.904	2.452	2.452			7.169
			18	11.322	4.922	6.573	5.162	-0.645	-0.645	7.169	4.803	4.803
			19	4.922	4.922	4.461	3.455	-0.460	-0.460	4.803	3.117	3.117
			20	4.922	4.922	3.117	3.117	0.000	0.000	3.117	3.117	3.117
	Sous la surcharge d'exploitation (Q)	5 <sup>e</sup>	1		0.525		0.173	0.173				0.324
			2	0.525	0.850	0.529	0.744	0.172		0.380	0.829	
			3	0.850	0.850	0.748	0.611	-0.109		0.829	0.538	
			4	0.850	0.850	0.538	0.538	0.000		0.538	0.538	
		4 <sup>e</sup>	9		1.838		0.782	0.414	0.368			1.164
			10	1.838	1.488	1.239	1.407	0.081	0.072	1.164	1.452	
			11	1.488	1.488	1.345	1.047	-0.143	-0.127	1.452	0.942	
			12	1.488	1.488	0.942	0.942	0.000	0.000	0.942	0.942	
1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>		17		1.838		0.796	0.398	0.398			1.164	
		18	1.838	1.488	1.236	1.408	0.079	0.079	1.164	1.452		
		19	1.488	1.488	1.349	1.045	-0.139	-0.139	1.452	0.942		
		20	1.488	1.488	0.942	0.942	0.000	0.000	0.942	0.942		
Portique 8-8	Sous G	5 <sup>e</sup>	1		3.463		1.938	1.938			3.379	
			2	3.463	3.463	3.175	2.535	-0.510		3.546	2.193	
			3	3.463	3.463	2.193	2.193	0.000		2.193	2.193	
		4 <sup>e</sup>	7		11.322		7.926	4.196	3.730			11.048
			8	11.322	11.322	10.237	7.966	-1.091	-0.969	11.048	7.169	
			9	11.322	11.322	7.169	7.169	0.000	0.000	7.169	7.169	
		1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	13		11.322		7.926	4.196	3.730			11.048
			14	11.322	11.322	10.236	7.966	-1.091	-0.969	11.048	7.169	
			15	11.322	11.322	7.169	7.169	0.000	0.000	7.169	7.169	
	Sous Q <sub>0</sub>	5 <sup>e</sup>	1		0.525		0.294	0.294				0.512
			2	0.525	0.525	0.481	0.384	-0.077		0.538	0.332	
			3	0.525	0.525	0.332	0.332	0.000		0.332	0.332	
		4 <sup>e</sup>	7		0.919		0.643	0.341	0.303			0.897
			8	0.919	1.838	0.952	1.109	0.075	0.067	0.897	1.164	
			9	1.838	0.919	1.020	0.690	-0.156	-0.138	1.164	0.582	
1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> 3 <sup>e</sup>	13		0.919		0.643	0.341	0.303			0.897		
	14	0.919	1.838	0.953	1.109	0.075	0.067	0.897	1.164			
	15	1.838	0.919	1.020	0.690	-0.156	-0.138	1.164	0.582			

d) Calcul des moments en travée et des efforts tranchants dans les poutres :

Le moment en travée est donné par :  $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$   
avec  $M_0 =$  moment isostatique de la même poutre supportant les mêmes charges.  
 $= q \frac{l^2}{8}$

Les efforts tranchants à gauche et à droite d'une poutre sont donnés par :

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \quad \text{et} \quad T_e = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Les tableaux qui suivent nous résument les résultats de calcul :

		Niveau	Poutre	l (m)	q (KN/ml)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>c</sub> (KN.m)	M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)		
Portique 6-6	Sous G	5 <sup>e</sup>	1-2	2.90	3.463	1.140	3.349	3.640	1.396	5.783	-4.259		
			2-3	3.60	5.176	4.565	4.556	8.385	3.824	9.314	-9.319		
			3-4	2.90	5.176	3.720	3.278	5.441	1.942	7.352	-7.657		
			4-5	2.90	5.176	3.278	3.278	5.441	2.162	7.505	-7.505		
		4 <sup>e</sup>	9-10	2.90	11.322	4.815	6.554	11.902	6.217	17.016	-15.817		
			10-11	3.60	4.922	5.169	4.450	7.973	3.164	8.659	-9.059		
			11-12	2.90	4.922	3.463	3.117	5.174	1.884	7.017	-7.256		
			12-13	2.90	4.922	3.117	3.117	5.174	2.057	7.136	-7.136		
		1 <sup>er</sup>	17-18	2.90	11.322	4.904	6.573	11.902	6.163	16.992	-15.841		
		2 <sup>e</sup>	18-19	3.60	4.922	5.162	4.461	7.973	3.162	8.664	-9.054		
		3 <sup>e</sup>	19-20	2.90	4.922	3.455	3.117	5.174	1.888	7.020	-7.253		
			20-21	2.90	4.922	3.117	3.117	5.174	2.057	7.136	-7.136		
	Sous G <sub>B</sub>	5 <sup>e</sup>	1-2	2.90	0.525	0.173	0.529	0.552	0.201	0.884	-0.638		
			2-3	3.60	0.850	0.744	0.748	1.377	0.631	1.531	-1.529		
			3-4	2.90	0.850	0.611	0.538	0.834	0.319	1.207	-1.258		
			4-5	2.90	0.850	0.538	0.538	0.894	0.356	1.233	-1.233		
		4 <sup>e</sup>	9-10	2.90	1.838	0.782	1.239	1.932	0.922	2.823	-2.508		
			10-11	3.60	1.488	1.407	1.345	2.411	1.035	2.661	-2.696		
			11-12	2.90	1.488	1.047	0.942	1.564	0.570	2.121	-2.194		
			12-13	2.90	1.488	0.942	0.942	1.564	0.622	2.158	-2.158		
		1 <sup>er</sup>	17-18	2.90	1.838	0.796	1.236	1.932	0.916	2.817	-2.513		
		2 <sup>e</sup>	18-19	3.60	1.488	1.408	1.349	2.411	1.032	2.662	-2.695		
		3 <sup>e</sup>	19-20	2.90	1.488	1.045	0.942	1.564	0.571	2.122	-2.193		
			20-21	2.90	1.488	0.942	0.942	1.564	0.622	2.158	-2.158		
		Portique 8-8	Sous G	5 <sup>e</sup>	1-2	3.60	3.463	1.938	3.175	5.610	3.054	6.577	-5.890
					2-3	2.90	3.463	2.535	2.193	3.640	1.276	4.903	-5.139
					3-4	2.90	3.463	2.193	2.193	3.640	1.447	5.021	-5.021
4 <sup>e</sup>	7-8			3.60	11.322	7.926	10.232	18.342	9.263	21.020	-19.739		
	8-9			2.90	11.322	7.966	7.169	11.902	4.335	16.142	-16.692		
	9-10			2.90	11.322	7.169	7.165	11.902	4.735	16.416	-16.418		
1 <sup>er</sup>	13-14			3.60	11.322	7.926	10.236	18.342	9.260	21.021	-19.738		
2 <sup>e</sup>	14-15			2.90	11.322	7.966	7.169	11.902	4.335	16.142	-16.692		
3 <sup>e</sup>	15-16			2.90	11.322	7.169	7.169	11.902	4.733	16.417	-16.417		
Sous G <sub>B</sub>	5 <sup>e</sup>		1-2	3.60	0.525	0.294	0.481	0.851	0.463	0.997	-0.893		
			2-3	2.90	0.525	0.384	0.332	0.552	0.194	0.743	-0.779		
			3-4	2.90	0.525	0.332	0.332	0.552	0.194	0.743	-0.779		
	4 <sup>e</sup>		7-8	3.60	0.919	0.643	0.952	1.489	0.691	1.740	-1.568		
			8-9	2.90	1.838	1.109	1.020	1.932	0.868	2.634	-2.696		
			9-10	2.90	0.919	0.690	0.690	0.966	0.276	1.333	-1.333		
1 <sup>er</sup>	13-14	3.60	0.919	0.643	0.953	1.489	0.691	1.740	-1.568				
2 <sup>e</sup>	14-15	2.90	1.838	1.109	1.020	1.932	0.868	2.634	-2.696				
3 <sup>e</sup>	15-16	2.90	0.919	0.690	0.690	0.966	0.268	1.333	-1.333				
Portique 15.15	Sous G	5 <sup>e</sup>	1-2	2.90	11.392	5.227	5.227	11.976	6.749	16.518	-16.518		
		4 <sup>e</sup>	3-4	2.90	18.812	9.917	9.917	19.776	9.859	27.277	-27.277		
		1-2-3	5-6	2.90	18.812	10.010	10.010	19.776	9.766	27.277	-27.277		
	Sous G <sub>B</sub>	5	1-2	2.90	1.175	0.539	0.539	1.235	0.696	1.704	-1.704		
		4	3-4	2.90	6.125	3.229	3.229	6.439	3.210	8.881	-8.881		
		1-2-3	5-6	2.90	6.125	3.259	3.259	6.439	3.180	8.881	-8.881		



		Niveau	Poutree	l(m)	q (KN/m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
Portique 13-13	Sous G	5 <sup>e</sup>	1-2	3.30	13.236	8.136	11.314	18.018	8.293	22.802	-20.876
			2-3	2.90	20.878	12.798	17.020	21.948	7.039	31.729	-28.817
			3-4	5.40	13.236	27.510	24.136	48.245	22.422	35.112	-36.362
		4 <sup>e</sup>	5-6	3.30	20.520	14.298	16.957	27.933	12.305	34.664	-33.052
			6-7	2.90	28.192	17.721	22.031	29.637	9.761	42.364	-39.392
			7-8	5.40	20.520	43.154	40.661	74.795	32.888	54.942	-55.866
		1 <sup>er</sup>	9-10	3.30	20.520	14.418	16.952	27.933	12.248	34.626	-33.090
		2 <sup>e</sup>	10-11	2.90	28.192	17.726	21.852	29.637	9.848	42.301	-39.456
		3 <sup>e</sup>	11-12	5.40	20.520	43.221	40.882	74.795	32.744	54.971	-55.837
	Sous Q <sub>B</sub>	5 <sup>e</sup>	1-2	3.30	2.100	1.291	1.824	2.859	1.301	3.627	-3.303
			2-3	2.90	3.550	2.154	2.815	3.732	1.247	5.375	-4.920
			3-4	5.40	2.100	4.379	3.829	7.655	3.551	5.568	-5.772
		4 <sup>e</sup>	5-6	3.30	3.675	2.561	3.295	5.003	2.075	6.286	-5.841
			6-7	2.90	8.225	4.929	5.648	8.647	3.358	12.174	-11.678
			7-8	5.40	3.675	7.869	7.282	13.395	5.820	9.814	-10.031
		1 <sup>er</sup>	9-10	3.30	3.675	2.582	3.247	5.003	2.088	6.265	-5.862
		2 <sup>e</sup>	10-11	2.90	8.225	4.934	5.937	8.647	3.211	12.272	-11.580
		3 <sup>e</sup>	11-12	5.40	3.675	4.799	7.322	13.395	7.335	10.390	-9.455

e) Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

L'effort normal dans un poteau est donné par :  $N = T_e - T_w$ .

		Niveau	Poteau	T <sub>w</sub> KN	T <sub>e</sub> KN	N KN	Ncumulé KN	T <sub>w</sub> KN	T <sub>e</sub> KN	N KN	Ncumulé KN		
Portique 6-6	Sous G	5 <sup>e</sup>	G		5.783	5.783	5.783		0.884	0.884	0.884		
			H	-4.259	9.314	13.573	13.573	-0.638	1.531	2.169	2.169		
			I	-9.319	7.352	16.671	16.671	-1.529	1.204	2.733	2.733		
			J	-7.657	7.505	15.162	15.162	-1.258	1.233	2.491	2.491		
		4 <sup>e</sup>	G		17.016	17.016	22.799		2.823	2.823	3.707		
			H	-15.817	8.659	24.476	38.049	-2.508	2.661	5.169	7.338		
			I	-9.059	7.017	16.076	32.747	-2.696	2.121	4.817	7.550		
			J	-7.256	7.136	14.392	29.554	-2.194	2.158	4.352	6.843		
		3 <sup>e</sup>	G		16.992	16.992	39.791		2.817	2.817	6.524		
			H	-15.841	8.664	24.505	48.981	-2.513	2.662	5.175	12.513		
			I	-9.054	7.020	16.074	48.821	-2.695	2.122	4.817	12.367		
			J	-7.253	7.136	14.389	43.943	-2.193	2.158	4.351	11.194		
	Sous Q <sub>B</sub>	2 <sup>e</sup>	G		16.992	16.992	56.783		2.817	2.817	9.341		
			H	-15.841	8.664	24.505	73.457	-2.513	2.662	5.175	17.688		
			I	-9.054	7.020	16.074	64.895	-2.695	2.122	4.817	17.184		
			J	-7.253	7.136	14.389	58.332	-2.193	2.158	4.351	15.545		
		1 <sup>er</sup>	G		16.992	16.992	73.775		2.817	2.817	12.152		
			H	-15.841	8.664	24.505	97.933	-2.513	2.662	5.175	22.863		
			I	-9.054	7.020	16.074	80.969	-2.695	2.122	4.817	22.001		
			J	-7.253	7.136	14.389	72.721	-2.193	2.158	4.351	19.896		
						Sous G				Sous Q <sub>B</sub>			

Niveau	Poteau	Sous G				Sous Q <sub>B</sub>				
		T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)	N (KN)	N <sub>c</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)	N (KN)	N <sub>c</sub> (KN)	
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	A		6.577	6.577	6.577		0.997	0.997	0.997
		B	-5.890	4.903	10.793	10.793	-0.893	0.743	1.636	1.636
		C	-5.139	5.021	10.160	10.160	-0.779	0.743	1.522	1.522
	4 <sup>e</sup>	A		21.020	21.020	27.597		1.740	1.740	2.737
		B	-19.739	16.142	35.881	46.674	-1.568	2.634	4.202	5.836
		C	-16.692	16.416	33.108	43.268	-2.296	1.333	3.629	5.151
	3 <sup>e</sup>	A		21.021	21.021	48.618		1.740	1.740	4.477
		B	-19.738	16.142	35.880	82.554	-1.568	2.634	4.202	10.040
		C	-16.692	16.417	33.109	76.377	-2.296	1.333	3.629	8.760
	2 <sup>e</sup>	A		21.021	21.021	69.639		1.740	1.740	6.217
		B	-19.738	16.142	35.880	118.434	-1.568	2.634	4.202	14.242
		C	-16.692	16.417	33.109	109.486	-2.296	1.333	3.629	12.405
1 <sup>er</sup>	A		21.021	21.021	90.660		1.740	1.740	7.957	
	B	-19.738	16.142	35.880	154.314	-1.568	2.634	4.202	18.444	
	C	-16.692	16.417	33.109	142.595	-2.296	1.333	3.629	16.036	
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	F		22.802	22.802	22.802		3.627	3.627	3.627
		O	-20.876	31.729	52.605	52.605	-3.303	5.375	8.678	8.678
		M	-28.817	35.117	63.934	63.934	-4.920	5.568	10.488	10.488
		P	-36.362		36.362	36.362	-5.772		5.772	5.772
	4 <sup>e</sup>	F		34.664	34.664	57.466		6.286	6.286	9.913
		O	-33.052	42.364	75.416	128.021	-5.841	11.174	18.015	26.693
		M	-39.392	54.942	94.334	158.268	-11.678	9.814	21.492	31.980
		P	-55.866		55.866	92.228	-10.031		10.031	15.803
	3 <sup>e</sup>	F		34.626	34.626	92.130		6.265	6.265	16.178
		O	-33.090	42.301	75.391	203.412	-5.862	12.272	18.134	44.827
		M	-39.456	54.971	94.427	252.695	-11.580	10.390	21.970	53.950
		P	-55.837		55.837	148.065	-9.455		9.455	25.258
2 <sup>e</sup>	F		34.626	34.626	126.794		6.265	6.265	22.443	
	O	-33.090	42.301	75.391	278.803	-5.862	12.272	18.134	62.961	
	M	-39.456	54.971	94.427	347.122	-11.580	10.390	21.970	75.920	
	P	-55.837		55.837	203.902	-9.455		9.455	34.713	
1 <sup>er</sup>	F		34.626	34.626	161.458		6.265	6.265	28.708	
	O	-33.090	42.301	75.391	354.194	-5.862	12.272	18.134	81.095	
	M	-39.456	54.971	94.427	441.549	-11.580	10.390	21.970	97.890	
	P	-55.837		55.837	259.739	-9.455		9.455	44.168	
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	Q-N		16.518	16.518	16.518		1.704	1.704	1.704
	4 <sup>e</sup>	Q-N		27.277	27.277	43.795		8.881	8.881	10.585
	3 <sup>e</sup>	Q-N		27.277	27.277	71.072		8.881	8.881	19.466
	2 <sup>e</sup>	Q-N		27.277	27.277	98.349		8.881	8.881	28.347
	1 <sup>er</sup>	Q-N		27.277	27.277	125.626		8.881	8.881	37.228

# **COMBINAISONS D' ACTIONS**

Le chapitre B 3 du B.A.E.L. 83 nous précise, les différentes combinaisons d'actions ainsi que les sollicitations de calcul ainsi :

- à l'état-limite ultime et de stabilité de forme :  $1.35 G + 1.5 Q_B$
- à l'état-limite de service :  $G + Q_B$

Lors des situations accidentelles (séisme) les sollicitations de calcul sont (B.3.2 R.P.A)

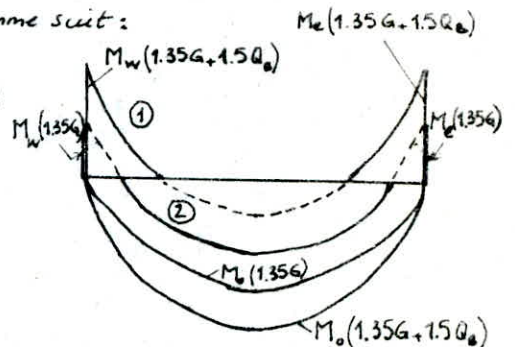
- Pour les poutres :  $\begin{cases} G + Q_B + \vec{F}_A \\ 0.8 G + \vec{F}_A \end{cases}$  où  $\vec{F}_A$  = action sismique supposée dans un sens puis dans un autre opposé.
- Pour les poteaux :  $\begin{cases} G + Q_B + 1.2 \vec{F}_A \\ 0.8 G + \vec{F}_A \end{cases}$

Courbes enveloppes (art. B.6.2,3) :

Elles s'obtiennent dans le cas général en envisageant les divers cas de charge pour les diverses combinaisons d'action, pour les éléments de planchers sollicités unig. par G et Q<sub>B</sub> il est à considérer  $1.35G + 1.5Q_B$  pour une travée chargée et  $1.35G$  pour une travée déchargée

Les moments enveloppes seront obtenus en opérant comme suit :

- On supposera la travée, de portée l, indépendante
- On trace les moments isostatiques  $M_o(1.35G)$  et  $M_o(1.35G + 1.5Q_B)$



La courbe du moment enveloppe est :

- Celle qui joint les moments maximaux en valeur absolue pour les moments aux appuis.
- Il s'agit de moments maximaux négatifs (aux appuis)
- Celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue, pour les moments en travée.

Moment enveloppe = ① U ②

① =  $M_{app}(1.35G + 1.5Q_B) + M_o(1.35G)$   
 ② =  $M_{app}(1.35G) + M_o(1.35G + 1.5Q_B)$

Ainsi les moments en travées, aux appuis, les efforts tranchants pour les poutres et les efforts normaux pour les poteaux ainsi que les moments dans ces derniers seront donnés par les relations suivantes :

Il sera fait abstraction des efforts normaux dans les poutres et des efforts tranchants dans les poteaux (art. E.2.4,8 du B.A.E.L. 83).

	Combinaison	N	M
Poteaux	$1.35G + 1.5Q_B$	$N(1.35G) + N(1.5Q_B)$	$M(1.35G) + M(1.5Q_B)$
	$G + Q_B$	$N(G) + N(Q_B)$	$M(G) + M(Q_B)$
	$G + Q_B + 1.2 \vec{F}_A$	$N(G) + N(Q_B) + N(1.2 \vec{F}_A)$	$M(G) + M(Q_B) + M(1.2 \vec{F}_A)$
	$0.8G + \vec{F}_A$	$N(0.8G) + N(\vec{F}_A)$	$M(0.8G) + M(\vec{F}_A)$

	Combinaison	M en travée (M <sub>t</sub> )	M <sub>appui</sub> (M <sub>a</sub> )	T
Poutres	$1.35G + 1.5Q_B$	$M_o(1.35G + 1.5Q_B) - \frac{M_w(1.35G) + M_e(1.35G)}{2}$	$M_a(1.35G) + M_a(1.5Q_B)$	$T(1.35G) + T(1.5Q_B)$
	$G + Q_B$	$M_o(G + Q_B) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$	$M_a(G) + M_a(Q_B)$	$T(G) + T(Q_B)$
	$G + Q_B + \vec{F}_A$	$M_o(G + Q_B) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\vec{F}_A)$	$M_a(G) + M_a(Q_B) + M_a(\vec{F}_A)$	$T(G) + T(Q_B) + T(\vec{F}_A)$
	$0.8G + \vec{F}_A$	$M_o(0.8G) - \frac{M_w(0.8G) + M_e(0.8G)}{2} + M_t(\vec{F}_A)$	$M_a(0.8G) + M_a(\vec{F}_A)$	$T(0.8G) + T(\vec{F}_A)$

Les résultats de calcul des sollicitations sous les différentes combinaisons précisées ci-dessus, figurent dans les tableaux qui suivent :

Les moments sont exprimés en (Kv.m).

Niveau	Poteau	$1.35G + 1.5Q_B$		$G + Q_B + 1.2F_A$		$G + Q_B + 1.2F_A$		$0.8G + F_A$		$0.8G + F_A$		$G + Q_B$		
		$M_s (KN-m)$	$M_i$	$M_s$	$M_i$	$M_s$	$M_i$	$M_s$	$M_i$	$M_s$	$M_i$	$M_s$	$M_i$	
Portique 6-6	5 <sup>e</sup>	G	1.799	3.611	20.356	16.118	-23.730	-10.850	21.781	13.050	-19.957	-9.424	2.280	2.634
		H	1.576	-0.690	33.876	21.299	-31.580	-22.337	28.054	17.709	-26.492	-18.655	1.952	-0.519
		I	-1.001	-0.378	31.954	21.524	-33.502	-22.412	26.741	17.845	-27.805	-18.519	-1.330	-0.294
		J	0.000	0.000	34.908	22.938	34.408	-22.938	28.673	19.115	-28.673	-19.115	0.000	0.000
	4 <sup>e</sup>	G	4.062	3.907	42.977	35.605	-37.074	-29.905	35.404	29.258	-31.323	-25.334	5.098	2.850
		H	-0.776	-0.752	56.092	45.806	-57.260	-46.938	46.698	38.127	-47.762	-39.159	-1.330	-0.566
		I	-0.854	-0.830	-56.059	45.773	-57.293	-46.971	46.851	38.275	-47.609	-39.011	-0.948	-0.599
		J	0.000	0.000	59.586	48.752	-59.586	-48.752	49.655	40.627	-49.655	-40.627	0.000	0.000
	3 <sup>e</sup>	G	3.907	3.907	57.017	47.168	-51.317	-41.468	47.101	38.894	-43.177	-34.970	4.904	2.850
		H	-0.752	-0.752	69.148	69.148	-70.280	-70.280	57.579	57.579	-58.611	-58.611	-1.290	-0.566
		I	-0.830	-0.830	69.115	69.115	-70.313	-70.113	57.727	57.727	-58.463	-58.463	-0.920	-0.599
		J	0.000	0.000	73.294	73.294	-73.294	-73.294	61.078	61.078	-61.078	-61.078	0.000	0.000
2 <sup>e</sup>	G	3.907	3.907	60.559	60.659	-54.959	-54.959	50.136	50.136	-46.212	-46.212	4.904	2.850	
	H	-0.752	-0.752	81.274	81.274	-82.406	-82.406	67.684	67.684	-68.716	-68.716	-1.290	-0.566	
	I	-0.830	-0.830	81.241	81.241	-82.439	-82.439	67.832	67.832	-68.568	-68.568	-0.920	-0.599	
	J	0.000	0.000	86.040	86.040	-86.040	-86.040	71.700	71.700	-71.700	-71.700	0.000	0.000	
1 <sup>er</sup>	G	3.907	2.894	52.003	93.396	-46.303	-89.174	42.923	77.524	-38.999	-74.618	2.850	2.411	
	H	-0.752	-0.589	67.409	101.520	-68.541	-102.406	56.130	84.566	-57.162	-85.372	-0.566	-0.443	
	I	-0.830	-0.648	67.376	101.495	-68.574	-102.431	56.278	84.682	-57.014	-85.256	-0.599	-0.468	
	J	0.000	0.000	70.090	105.133	-70.090	-105.133	58.408	87.611	-58.408	-87.611	0.000	0.000	
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	A	3.057	5.490	25.224	16.413	-20.760	-8.347	20.710	13.301	-17.670	-7.333	2.232	4.033
		B	-0.804	-1.208	34.098	22.222	-35.272	-24.026	28.496	18.495	-29.312	-20.045	0.587	-0.902
		C	0.000	-0.207	36.496	24.192	-36.496	-24.468	30.413	20.275	-30.413	-20.275	0.000	-0.138
	4 <sup>e</sup>	A	6.176	5.490	44.634	30.764	-35.560	-22.698	36.771	25.260	-30.057	-19.292	4.537	4.033
		B	-1.360	-1.208	59.051	48.244	-61.083	-50.048	49.183	40.180	-50.929	-41.730	-1.016	-0.902
		C	-0.234	-0.207	63.048	51.574	-63.360	-51.850	52.670	43.093	-52.670	-43.093	-0.156	-0.138
	3 <sup>e</sup>	A	6.176	5.490	54.267	44.721	-45.193	-36.655	44.799	36.891	-38.085	-30.923	4.537	4.033
		B	-1.360	-1.208	72.868	72.982	-74.900	-74.786	60.697	60.795	-62.443	-60.345	-1.016	-0.902
		C	-0.234	-0.207	77.587	77.605	-77.899	-77.881	64.786	64.786	-64.786	-64.786	-0.156	-0.138
	2 <sup>e</sup>	A	6.176	5.490	57.611	57.107	-48.537	-49.041	47.585	47.212	-40.871	-41.244	4.537	4.033
		B	-1.360	-1.208	85.719	85.833	-87.751	-87.637	71.436	71.504	-73.152	-73.054	-1.016	-0.902
		C	-0.234	-0.207	91.109	91.127	-91.421	-91.403	76.054	76.054	-76.054	-76.054	-0.156	-0.138
1 <sup>er</sup>	A	6.176	3.929	95.119	93.470	-86.045	-87.694	78.842	77.633	-72.128	-73.337	4.537	2.888	
	B	-1.360	-0.943	107.732	108.044	-109.764	-109.452	89.750	90.021	-91.496	-91.225	-1.016	-0.704	
	C	-0.234	-0.155	111.974	112.027	-111.286	-112.233	93.442	93.442	-93.442	-93.442	-0.156	-0.103	

Portique 6-6

Portique 8-8

Calcul des moments dans les poteaux.

Les moments sont exprimés en (K.N.m)

Niveau	Poteau	$1.35 G + 1.5 Q_B$		$G + Q_B + 1.2 \bar{F}_A$		$G + Q_B + 1.2 \bar{F}_A$		$0.8 G + \bar{F}_A$		$0.8 G + \bar{F}_A$		$G + Q_B$		
		$M_s$	$M_c$	$M_s$	$M_c$	$M_s$	$M_c$	$M_s$	$M_c$	$M_s$	$M_c$	$M_s$	$M_c$	
5 <sup>e</sup>	F	12.920	10.892	39.476	32.559	-20.622	-16.691	31.550	25.904	-18.532	-15.138	9.427	7.934	Portique 13-13
	O	2.325	1.599	33.044	26.756	-29.668	-24.554	27.235	21.660	-25.025	-21.098	1.688	1.101	
	M	15.738	14.742	46.537	39.479	-23.553	-17.867	37.204	31.716	-21.204	-16.072	11.492	10.806	
	P	-38.327	-30.973	-0.874	-4.501	-55.056	-40.623	3.267	-0.257	-41.885	-30.359	-27.965	-22.562	
4 <sup>e</sup>	F	12.254	11.669	60.617	60.191	-42.765	-43.191	49.132	48.843	-37.020	-37.309	8.926	8.500	
	O	1.796	1.746	55.092	55.057	-52.620	-52.653	45.194	45.181	-44.564	-44.577	1.237	1.202	
	M	16.586	15.587	72.349	71.636	-48.035	-48.748	58.960	58.582	-41.360	-41.738	12.157	11.444	
	P	-34.843	-33.087	21.534	14.284	-72.296	-62.488	21.875	15.635	-56.317	-48.341	-25.341	-24.102	
3 <sup>e</sup>	F	11.669	11.669	78.440	78.440	-61.440	-61.440	64.050	64.050	-52.516	-52.516	8.500	8.500	
	O	1.746	1.746	74.068	74.068	-71.664	-71.664	61.024	61.024	-60.420	-60.420	1.202	1.202	
	M	14.237	15.587	91.983	92.883	-70.895	-69.995	76.288	76.288	-59.444	-59.444	10.544	11.444	
	P	-33.087	-33.087	33.606	33.606	-81.810	-81.810	31.737	31.737	-64.443	-64.443	-24.102	-24.102	
2 <sup>e</sup>	F	11.669	11.669	90.604	90.604	-73.604	-73.604	74.187	74.187	-62.653	-62.653	8.500	8.500	
	O	1.746	1.746	86.743	86.743	-84.339	-84.339	71.586	71.586	-70.982	-70.982	1.202	1.202	
	M	15.587	15.587	107.049	107.049	-84.161	-84.161	88.093	88.093	-71.249	-71.249	11.444	11.444	
	P	-33.087	-33.087	43.643	43.643	-91.847	-91.847	40.101	40.101	-72.807	-72.807	-24.102	-24.102	
1 <sup>er</sup>	F	11.669	7.095	86.031	99.928	-69.031	-89.592	70.376	82.473	-58.842	-75.461	8.500	5.168	
	O	1.746	1.123	89.805	109.906	-87.401	-108.360	74.138	91.138	-73.534	-90.750	1.202	0.773	
	M	15.587	9.990	97.525	112.534	-74.637	-97.884	80.156	92.995	-63.312	-82.352	11.444	7.325	
	P	-33.087	-19.660	36.810	77.046	-85.013	-105.688	34.406	66.422	-67.112	-85.856	-24.102	-14.321	
5 <sup>e</sup>	Q	7.865	8.580	38.528	32.993	-26.996	-20.619	31.484	26.072	-23.120	-18.604	5.766	6.187	Portique 15-15
4 <sup>e</sup>	Q	9.651	9.202	63.228	63.012	-49.310	-49.742	51.091	50.985	-42.691	-42.977	6.959	6.635	
3 <sup>e</sup>	Q	9.202	9.202	87.768	82.768	-69.498	-69.498	67.448	67.448	-59.440	-59.440	6.635	6.635	
2 <sup>e</sup>	Q	9.202	9.202	96.009	96.009	-82.739	-82.739	78.482	78.482	-70.474	-70.474	6.635	6.635	
1 <sup>er</sup>	Q	9.202	5.636	89.826	105.441	-76.556	-97.613	73.330	87.184	-65.322	-82.278	6.635	4.064	

des efforts normaux sont exprimés en KN.

Niveau	Poteau	1.35 G + 1.5 Q <sub>0</sub>		G + Q <sub>B</sub> + 1.2 F <sub>A</sub>		G + Q <sub>B</sub> + 1.2 F <sub>A</sub>		0.8 G + F <sub>A</sub>		0.8 G + F <sub>A</sub>		G + Q <sub>B</sub>		
		N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	
5 <sup>e</sup>	G	9.133	9.133	-8.219	-8.219	21.553	21.553	-7.779	-7.779	17.031	17.031	6.667	6.667	Portique 6-6
	H	21.577	21.577	22.546	22.546	8.968	8.968	16.503	16.503	5.213	5.213	15.742	15.742	
	I	26.605	26.605	15.334	15.334	23.474	23.474	9.945	9.945	16.729	16.729	19.404	19.404	
	J	24.205	24.205	17.979	17.979	17.327	17.327	12.402	12.402	11.858	11.858	17.653	17.653	
4 <sup>e</sup>	G	27.706	36.333	-13.607	-21.825	53.285	74.837	-14.259	-22.040	41.485	58.545	19.839	26.506	
	H	41.796	50.373	43.635	62.151	15.655	20.623	31.239	47.742	7.923	13.136	29.645	41.387	
	I	28.928	55.533	11.130	26.403	30.656	54.131	4.725	14.670	20.997	37.726	20.893	40.297	
	J	25.957	50.162	19.506	37.485	17.982	35.309	12.149	24.550	10.879	22.736	18.744	36.397	
3 <sup>e</sup>	G	27.165	63.504	-32.335	-54.160	71.953	146.790	-29.859	-51.896	57.047	115.562	19.809	46.315	
	H	40.844	84.894	53.050	105.628	6.310	17.360	39.079	75.963	0.129	2.407	29.680	61.494	
	I	28.925	84.459	6.453	32.916	35.329	89.460	0.827	15.497	24.891	62.617	20.891	61.188	
	J	25.952	76.114	19.868	57.353	17.612	52.921	12.451	37.001	10.571	33.307	18.740	55.137	
2 <sup>e</sup>	G	27.165	90.667	-44.351	-98.511	83.969	230.759	-39.873	-91.770	67.061	182.622	19.809	66.124	
	H	40.844	125.699	56.276	161.874	3.084	20.416	41.767	117.707	-2.559	-0.175	29.680	91.145	
	I	28.925	113.384	2.040	34.956	39.742	129.202	-2.850	12.647	28.568	91.185	20.891	82.079	
	J	25.952	102.066	20.212	77.566	17.268	70.188	12.738	49.740	10.284	43.592	18.740	73.877	
1 <sup>er</sup>	G	27.165	117.824	-45.668	-144.203	85.304	316.057	-40.985	-132.755	68.173	250.795	19.809	85.927	
	H	40.844	166.504	58.041	219.886	1.319	21.706	43.238	160.921	-4.030	-4.229	29.680	120.796	
	I	28.925	142.310	2.493	37.450	39.289	168.490	-2.473	10.175	28.191	119.375	20.891	102.970	
	J	25.952	128.017	20.433	97.999	17.047	87.235	12.922	62.662	10.100	53.692	18.740	92.617	
5 <sup>e</sup>	A	10.374	10.225	-3.111	-3.111	18.259	23.839	-3.642	-3.642	14.166	14.166	7.574	7.574	Portique 8-8
	B	17.025	16.779	10.197	10.197	14.661	23.818	6.774	6.774	10.494	10.494	12.429	12.429	
	C	15.999	15.771	12.061	12.061	11.303	19.941	8.444	8.444	7.812	7.812	11.682	11.682	
4 <sup>e</sup>	A	30.987	40.951	-2.127	-5.238	47.647	90.766	-3.923	-7.565	37.555	51.721	22.760	30.334	
	B	54.742	70.889	33.989	44.184	46.176	101.674	23.627	30.401	33.783	44.277	40.083	52.510	
	C	50.139	65.366	37.533	49.594	35.941	85.361	27.149	35.593	25.823	33.635	36.737	48.419	
3 <sup>e</sup>	A	30.988	71.678	-13.726	-18.964	59.248	169.295	-13.589	-21.155	47.223	98.943	22.761	53.095	
	B	54.741	125.002	30.753	74.940	49.411	182.762	20.930	51.331	36.478	80.755	40.082	92.594	
	C	50.141	114.935	37.914	87.488	35.562	150.403	27.467	63.061	25.507	59.143	36.738	85.137	
2 <sup>e</sup>	A	30.988	102.406	-23.191	-42.154	68.713	257.288	-21.476	-42.631	55.110	154.053	22.761	75.856	
	B	54.741	179.113	26.220	101.159	53.944	268.385	17.152	68.483	40.256	121.011	40.082	132.676	
	C	50.141	164.553	38.273	125.777	35.203	215.086	27.766	90.827	25.208	84.351	36.738	121.891	
1 <sup>er</sup>	A	30.988	133.133	-25.264	-67.419	70.786	347.356	-23.204	-65.835	56.838	210.891	22.761	98.617	
	B	54.741	233.223	29.073	130.232	51.091	351.154	19.530	88.013	37.878	158.889	40.082	172.758	
	C	50.141	214.152	38.525	164.303	34.951	279.518	27.976	118.803	24.998	109.349	36.738	158.631	

Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

Les efforts normaux sont exprimés en (KN).

Niveau	Poteau	$1.35 G + 1.5 Q_B$		$G + Q_B + 1.2 F_A$		$G + Q_B + 1.2 F_A$		$0.8 G + F_A$		$0.8 G + F_A$		$G + Q_B$					
		N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc				
5 <sup>e</sup>	F	36.223	36.223	12.879	12.879	39.979	39.979	6.950	6.950	29.534	29.534	26.429	26.429	Fatigue 13-13			
	O	84.034	84.034	61.216	61.216	61.350	61.350	42.028	42.028	42.140	42.140	61.283	61.283				
	M	102.043	102.043	80.756	80.756	68.088	68.088	56.425	56.425	45.869	45.869	74.422	74.422				
	P	57.747	57.747	49.418	49.418	34.850	34.850	35.160	35.160	23.020	23.020	42.134	42.134				
4 <sup>e</sup>	F	56.225	92.448	6.554	19.433	75.346	115.325	-0.932	8.018	56.394	85.928	40.950	67.379		Fatigue 15-15		
	O	128.834	212.868	93.298	154.514	93.564	154.914	60.222	102.250	60.444	102.584	93.431	154.714				
	M	159.589	261.632	132.572	203.328	99.080	167.168	89.422	137.847	61.512	107.381	115.826	190.248				
	P	90.466	148.193	83.680	133.098	48.114	82.964	59.512	94.671	29.874	52.893	65.897	108.031				
3 <sup>e</sup>	F	56.143	148.591	-13.929	5.542	95.710	211.074	-17.982	-11.934	73.384	159.342	40.891	108.308			Fatigue 15-15	
	O	128.979	341.847	93.313	247.827	93.737	248.652	60.136	162.386	60.490	163.074	93.525	248.239				
	M	160.431	422.063	144.470	357.797	88.324	255.493	98.936	236.748	52.148	159.529	116.397	306.645				
	P	89.562	237.755	92.251	225.349	38.333	121.297	67.136	161.807	22.204	75.097	65.292	173.323				
2 <sup>e</sup>	F	56.143	204.734	-27.635	-22.055	109.417	320.529	-29.404	-41.308	84.806	244.178	40.891	149.199				Fatigue 15-15
	O	128.979	470.826	93.259	341.085	93.791	342.443	60.091	222.476	60.535	223.608	93.525	341.764				
	M	160.431	582.494	150.490	508.300	82.304	337.784	103.953	340.736	47.131	206.650	116.397	423.042				
	P	89.562	227.317	99.979	325.328	30.605	151.902	73.576	235.383	15.764	90.861	65.292	238.615				
1 <sup>er</sup>	F	56.143	260.877	-32.166	-54.183	113.948	434.515	-38.180	-79.488	88.582	332.790	40.891	190.090	Fatigue 15-15			
	O	128.979	599.805	93.860	434.945	93.190	435.633	60.592	283.068	60.034	283.643	93.525	435.289				
	M	160.431	742.925	153.538	661.838	79.256	417.040	106.493	447.229	44.591	251.240	116.397	539.439				
	P	89.562	416.869	100.873	426.201	29.711	181.613	74.321	309.703	15.019	105.879	65.292	303.907				
5 <sup>e</sup>	Q-N	24.855	24.855	-4.373	-4.373	40.817	40.817	-5.615	-5.615	32.043	32.043	18.222	18.222		Fatigue 15-15		
4 <sup>e</sup>	Q-N	50.145	75.000	-21.135	-25.508	93.451	134.269	-25.922	-31.537	69.566	101.609	36.158	54.380				
3 <sup>e</sup>	Q-N	50.145	125.145	-55.154	-80.662	127.470	261.738	-54.271	-85.808	97.915	199.524	36.158	90.538				
2 <sup>e</sup>	Q-N	50.145	175.240	-77.985	-158.647	150.301	412.039	-73.297	-159.105	116.941	316.464	36.158	126.696				
1 <sup>er</sup>	Q-N	50.145	225.435	-82.852	-241.499	155.168	567.207	-77.353	-236.458	120.997	437.461	36.158	162.864				



Les moments sont exprimés en (K.N.m).

Niveau	Poutre	1.35G + 1.5Q <sub>0</sub>		G + Q <sub>0</sub> + F <sub>A</sub>		G + Q <sub>0</sub> + F <sub>B</sub>		0.8G + F <sub>A</sub>		0.8G + F <sub>B</sub>		G + Q <sub>0</sub>	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
5 <sup>e</sup>	1-2	1.799	5.315	22.182	18.983	-19.556	-11.227	21.781	17.784	-19.957	-12.426	1.313	3.878
	2-3	7.779	7.273	17.477	17.477	-6.859	-6.864	15.820	15.813	-8.516	-8.523	5.309	5.304
	3-4	5.939	5.232	19.436	18.153	-10.774	-10.521	18.081	16.959	-12.129	-11.715	4.331	3.816
	4-5	5.232	5.232	18.153	18.153	-10.521	-10.521	16.959	16.959	-11.715	-11.715	3.816	3.816
4 <sup>e</sup>	9-10	7.673	10.706	50.196	44.081	-39.002	-28.495	48.451	41.531	-40.747	-31.045	5.597	7.793
	10-11	9.089	8.025	35.760	34.979	-22.608	-23.389	33.319	32.744	-25.049	-25.624	6.576	5.795
	11-12	6.246	5.610	40.738	38.444	-31.718	-30.326	38.998	36.879	-33.458	-31.891	4.510	4.059
	12-13	5.621	5.621	38.444	38.444	-30.326	-30.326	36.879	36.879	-31.891	-31.891	4.059	4.059
3 <sup>e</sup>	17-18	7.814	10.728	78.135	61.387	-66.735	-45.767	76.358	58.836	-68.512	-48.320	5.700	7.809
	18-19	9.081	8.247	49.730	49.119	-36.590	-37.201	47.290	46.848	-39.030	-39.472	6.570	5.959
	19-20	6.232	5.621	58.078	54.911	-49.078	-46.793	56.342	53.346	-50.814	-48.358	4.500	4.059
	20-21	5.621	5.621	54.911	54.911	-46.793	-46.793	53.346	53.346	-48.358	-48.358	4.059	4.059
2 <sup>e</sup>	25-26	7.814	10.728	90.806	77.757	-79.406	-62.139	89.029	75.206	-81.183	-64.690	5.700	7.809
	26-27	9.081	8.247	62.917	62.306	-49.777	-50.388	60.477	60.035	-52.217	-52.659	6.570	5.959
	27-28	6.232	5.621	74.448	70.448	-65.448	-62.330	72.712	68.883	-67.184	-63.895	4.500	4.059
	28-29	5.621	5.621	70.448	70.448	-62.330	-62.330	68.883	68.883	-63.895	-63.895	4.059	4.059
1 <sup>er</sup>	33-34	7.814	10.728	94.335	76.954	-83.435	-61.336	93.058	74.403	-85.212	-63.887	5.700	7.809
	34-35	9.081	8.247	62.271	11.660	-49.131	+0.258	59.831	9.389	-51.571	-2.013	6.570	5.959
	35-36	6.232	5.621	73.645	69.113	-64.645	-60.995	71.909	67.548	-66.381	-62.560	4.500	4.059
	36-37	5.621	5.621	69.113	69.113	-60.995	-60.995	67.548	67.548	-62.560	-62.560	4.059	4.059
5 <sup>e</sup>	1-2	3.057	5.008	21.392	16.552	-16.928	-9.240	20.710	15.436	-17.610	-10.356	2.232	3.656
	2-3	3.998	3.459	18.927	17.732	-13.089	-12.682	18.036	16.961	-13.980	-13.463	2.219	2.525
	3-4	3.459	3.459	17.732	17.732	-12.682	-12.682	16.961	16.961	-13.453	-13.453	2.525	2.525
4 <sup>e</sup>	7-8	11.665	15.241	52.300	42.114	-35.162	-19.746	50.72	39.116	-37.390	-22.744	8.569	11.184
	8-9	12.418	11.208	47.471	44.662	-29.321	-28.284	44.769	42.208	-32.023	-30.738	9.075	8.189
	9-10	10.713	10.708	44.332	44.328	-28.614	-28.618	42.208	42.205	-30.738	-30.741	7.859	7.855
3 <sup>e</sup>	13-14	11.665	15.248	72.287	56.931	-55.149	-34.553	70.059	53.931	-57.377	-37.553	8.569	11.189
	14-15	12.418	11.208	65.857	62.159	-47.707	-45.751	63.155	59.675	-50.409	-48.205	9.075	8.189
	15-16	10.713	10.713	61.799	61.799	-46.081	-46.081	59.675	59.675	-48.205	-48.205	7.859	7.859
2 <sup>e</sup>	19-20	11.665	15.248	86.704	70.907	-69.566	-48.529	84.476	67.907	-71.794	-51.529	8.569	11.189
	20-21	12.418	11.208	83.206	78.609	-65.056	-62.231	80.504	76.155	-67.758	-64.685	9.075	8.189
	21-22	10.713	10.713	78.279	78.279	-62.561	-62.561	76.155	76.155	-64.685	-64.685	7.859	7.859
1 <sup>er</sup>	25-26	11.665	15.248	93.443	70.391	-76.305	-48.013	91.215	67.391	-78.533	-51.013	8.569	11.189
	26-27	12.418	11.208	82.567	77.363	-64.417	-60.985	79.865	74.909	-67.119	-63.439	9.075	8.189
	27-28	10.713	10.713	77.033	77.033	-61.315	-61.315	74.909	74.909	-63.439	-63.439	7.859	7.859

Poutre 6-6

Poutre 8-8

Moments aux appuis :

Les moments sont exprimés en (K.N.m).

Niveau	Poutre	1.35G + 1.5Q <sub>B</sub>		G + Q <sub>B</sub> + F <sub>A</sub>		G + Q <sub>B</sub> + F <sub>A</sub>		0.8G + F <sub>A</sub>		0.8G + F <sub>A</sub>		G + Q <sub>B</sub>	
		M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>
5 <sup>e</sup>	1-2	12.920	18.010	34.468	25.360	-15.614	0.916	31.550	21.273	-18.532	-3.179	5.427	13.138
	2-3	20.508	27.199	28.186	38.835	1.044	0.835	24.146	32.616	-3.670	-5.384	14.952	19.835
	3-4	43.707	38.327	42.093	50.241	21.685	5.689	32.242	41.585	11.804	-2.967	31.889	27.965
4 <sup>e</sup>	5-6	23.144	27.834	80.456	51.244	-46.738	-10.740	75.035	44.558	-52.154	-17.426	16.859	20.252
	6-7	31.317	38.214	57.916	75.859	-12.616	-20.501	49.443	65.805	-21.089	-30.557	22.650	27.679
	7-8	70.061	65.815	76.897	102.090	25.149	-6.204	60.397	86.676	8.649	-21.618	51.023	47.943
3 <sup>e</sup>	9-10	23.337	27.756	118.359	69.593	-84.359	-29.195	112.893	62.956	-89.825	-35.832	17.000	20.199
	10-11	31.331	38.406	78.867	104.577	-33.547	-48.999	70.388	94.270	-42.026	-59.306	22.660	27.789
	11-12	65.547	66.174	89.258	128.282	6.782	-31.874	75.815	112.784	-6.661	-47.372	48.020	48.204
2 <sup>e</sup>	13-14	23.337	27.756	143.703	81.944	-109.703	-41.546	138.237	75.307	-115.169	-48.183	17.000	20.199
	14-15	31.331	38.406	92.921	123.777	-47.601	-68.199	84.442	113.470	-56.080	-78.506	22.660	27.789
	15-16	65.547	66.174	99.569	152.748	-3.529	-56.340	86.126	137.250	-16.972	-71.831	48.020	48.204
1 <sup>er</sup>	17-18	23.337	27.756	150.029	88.078	-116.029	-47.680	144.563	81.441	-121.495	-54.317	17.000	20.199
	18-19	31.331	38.406	99.901	126.294	-54.581	-70.716	91.422	115.987	-63.060	-81.023	22.660	27.789
	19-20	65.547	66.174	100.920	155.417	-4.880	-59.009	87.477	139.919	-18.323	-74.507	48.020	48.204
5 <sup>e</sup>	1-2	7.865	7.865	33.068	33.068	-21.536	-21.536	31.484	31.484	-23.120	-23.120	5.766	5.766
4 <sup>e</sup>	3-4	18.231	18.231	82.375	82.375	-56.083	-56.083	77.163	77.163	-61.295	-61.295	13.146	13.146
3 <sup>e</sup>	5-6	18.402	18.402	123.604	123.604	-97.066	-97.066	118.343	118.343	-102.327	-102.327	13.269	13.269
2 <sup>e</sup>	7-8	18.402	18.402	151.191	151.191	-124.653	-124.653	145.930	145.930	-129.914	-129.914	13.269	13.269
1 <sup>er</sup>	9-10	18.402	18.402	157.073	157.073	-130.535	-130.535	151.812	151.812	-135.796	-135.796	13.269	13.269

Poutique 13-13

Poutique 1515

Moments en travées des poutres :

Ces moments seront exprimés en (KN.m).

			$1.35G+1.5Q_B$	$G+Q_B+\overline{F_A}$	$G+Q_B+\overline{F_A}$	$0.8G+\overline{F_A}$	$0.8G+\overline{F_A}$	$G+Q_B$
	Niveau	Poutre	$M_E$	$M_E$	$M_E$	$M_E$	$M_E$	$M_E$
Poutre 6-6	5 <sup>e</sup>	1-2	2.712	-0.935	4.830	-1.766	3.998	1.948
		2-3	7.223	5.197	5.197	3.056	3.056	5.197
		3-4	3.873	2.392	3.160	1.170	1.938	2.776
		4-5	4.261	3.057	3.057	1.730	1.730	3.057
	4 <sup>e</sup>	9-10	11.292	3.964	12.336	0.788	9.160	8.150
		10-11	7.887	5.575	5.575	2.531	2.531	5.575
		11-12	4.889	2.526	4.370	0.585	2.429	3.448
		12-13	5.123	3.621	3.621	1.646	1.646	3.621
	3 <sup>e</sup>	17-18	11.219	-1.334	17.525	-4.498	14.360	8.096
		18-19	7.784	5.498	5.498	2.470	2.470	5.498
		19-20	4.895	2.089	4.815	0.147	2.873	3.452
		20-21	5.123	3.621	3.621	1.646	1.646	3.621
	2 <sup>e</sup>	25-26	11.219	0.517	15.675	-2.648	12.500	8.096
		26-27	7.784	5.498	5.498	2.470	2.470	5.498
		27-28	4.895	1.672	5.232	-0.270	3.290	3.452
		28-29	5.123	3.621	3.621	1.646	1.646	3.621
	1 <sup>er</sup>	33-34	11.219	-1.900	18.091	-5.064	14.926	8.096
		34-35	7.784	5.498	5.498	2.470	2.470	5.498
		35-36	4.895	1.406	5.498	-0.536	3.556	3.452
		36-37	5.123	3.621	3.621	1.646	1.646	3.621
Poutre 8-8	5 <sup>e</sup>	1-2	5.399	0.773	7.037	-0.689	5.575	3.905
		2-3	2.551	1.427	2.229	0.620	1.422	1.828
		3-4	2.781	1.999	1.999	1.158	1.158	1.999
	4 <sup>e</sup>	7-8	14.739	4.351	17.153	1.009	13.811	10.752
		8-9	8.750	5.305	7.229	2.506	4.430	6.267
		9-10	7.841	5.701	5.701	3.778	3.788	5.701
	3 <sup>e</sup>	13-14	14.736	1.762	19.738	-1.579	16.397	10.750
		14-15	8.750	4.846	7.688	2.047	4.889	6.267
		15-16	7.839	5.699	5.699	3.786	3.786	5.999
	2 <sup>e</sup>	19-20	14.736	1.541	19.959	-1.800	16.618	10.750
		20-21	8.750	4.411	8.123	1.612	5.324	6.267
		21-22	7.839	5.699	5.699	3.786	3.786	5.999
	1 <sup>er</sup>	25-26	14.736	-2.086	23.586	-5.427	20.245	10.750
26-27		8.750	4.108	8.426	1.309	5.627	6.267	
		27-28	7.839	5.699	5.699	3.786	3.786	5.999

			$1.35G + 1.5Q_k$	$G + Q_k + \bar{F}_A$	$G + Q_k + \bar{F}_A$	$0.8G + \bar{F}_A$	$0.8G + \bar{F}_A$	$G + Q_k$
	Niveau	Poutre	$M_k$	$M_k$	$M_k$	$M_k$	$M_k$	$M_k$
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1-2	15.484	4.742	17.562	0.224	13.044	11.152
		2-3	15.101	13.317	8.225	8.177	3.085	10.771
		3-4	41.752	36.263	23.891	24.124	11.752	30.077
	4 <sup>e</sup>	5-6	24.117	1.006	33.612	-6.459	26.147	17.309
		6-7	26.148	24.865	11.951	14.266	1.352	18.408
		7-8	64.491	60.420	32.146	40.447	12.173	46.283
	3 <sup>e</sup>	9-10	24.039	-8.732	43.234	-16.185	35.781	17.251
		10-11	26.265	28.786	8.204	18.169	-2.413	18.495
		11-12	64.296	65.559	26.719	45.615	6.775	46.139
	2 <sup>e</sup>	13-14	24.039	-15.228	49.730	-22.681	42.277	17.251
		14-15	26.265	31.359	5.631	20.742	-4.986	18.495
		15-16	64.296	72.637	19.641	52.693	-0.303	46.139
	1 <sup>e</sup>	17-18	24.039	-15.324	49.826	-22.777	42.373	17.251
		18-19	26.262	29.127	7.863	18.510	-2.754	18.495
		19-20	64.296	73.296	18.982	53.352	-0.962	46.139
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1-2	10.964	7.984	7.984	5.399	5.399	7.984
	4 <sup>e</sup>	3-4	22.968	16.298	16.298	7.887	7.887	16.298
	3 <sup>e</sup>	5-6	22.843	16.205	16.205	7.813	7.813	16.205
	2 <sup>e</sup>	7-8	22.843	16.205	16.205	7.813	7.813	16.205
	1 <sup>e</sup>	9-10	22.843	16.205	16.205	7.813	7.813	16.205

Niveau	Poutre	$1.35G + 1.5Q_e$		$G + Q_e + F_a$		$G + Q_e + F_a$		$0.8G + F_a$		$0.8G + F_a$		$G + Q_e$	
		$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
5 <sup>e</sup>	1-2	9.133	-6.707	-5.738	-17.302	19.072	7.508	-7.779	-15.812	17.031	8.998	6.667	-4.897
	2-3	14.870	-14.874	4.085	-17.608	17.605	-4.088	0.691	-14.215	14.211	-0.695	10.845	-10.848
	3-4	11.736	-12.224	-1.593	-19.067	18.711	1.237	-4.270	-16.278	16.034	4.026	8.559	-8.915
	4-5	11.981	-11.981	-1.142	-18.618	18.618	1.142	-3.876	-15.884	15.884	3.876	8.738	-8.738
4 <sup>e</sup>	9-10	27.206	-25.115	-8.032	-46.196	47.710	9.546	-14.258	-40.525	41.494	15.217	19.839	-18.325
	10-11	15.681	-16.274	-4.893	-27.968	27.533	4.458	-9.286	-23.460	23.140	8.966	11.320	-11.755
	11-12	12.654	-13.087	-15.211	-33.799	33.487	14.899	-18.735	-30.154	29.963	18.544	9.138	-9.450
	12-13	12.871	-12.871	-14.420	-33.008	33.008	14.420	-18.005	-29.423	29.423	18.005	9.294	-9.294
3 <sup>e</sup>	17-18	27.165	-25.155	-23.944	-62.107	63.562	25.399	-30.159	-56.426	57.347	31.080	19.809	-18.354
	18-19	15.689	-16.265	-12.652	-35.727	35.304	12.229	-17.047	-31.221	30.909	16.735	11.326	-11.749
	19-20	12.660	-13.081	-26.868	-45.456	45.152	26.564	-30.394	-41.812	41.626	30.208	9.142	-9.446
	20-21	12.871	-12.871	-25.776	-44.364	44.364	25.776	-29.361	-40.779	40.779	29.361	9.294	-9.294
2 <sup>e</sup>	25-26	27.165	-25.155	-33.658	-71.821	73.276	35.113	-39.873	-66.140	67.061	40.794	19.809	-18.354
	26-27	15.689	-16.265	-19.978	-43.053	42.630	19.555	-24.373	-38.547	38.235	24.061	11.326	-11.749
	27-28	12.660	-13.081	-37.871	-56.459	56.155	37.567	-41.377	-52.815	52.629	41.211	9.142	-9.446
	28-29	12.871	-12.871	-36.492	-55.080	55.080	36.492	-40.077	-51.495	51.495	40.077	9.294	-9.294
1 <sup>er</sup>	33-34	27.165	-25.265	-34.770	-72.933	74.388	36.225	-40.985	-67.252	68.173	41.906	19.809	-18.354
	34-35	15.689	-16.265	-19.619	-42.694	42.271	19.196	-24.044	-38.188	37.876	23.702	11.326	-11.749
	35-36	12.660	-13.081	-37.134	-55.722	55.418	36.830	-40.660	-52.078	51.892	40.474	9.142	-9.446
	36-37	12.871	-12.871	-35.571	-54.159	54.159	35.571	-39.156	-50.574	50.574	39.156	9.294	-9.294
5 <sup>e</sup>	1-2	10.374	-9.291	-1.330	-15.687	16.478	2.121	-3.642	-13.616	14.166	4.192	7.574	-6.783
	2-3	7.734	-8.106	-5.118	-16.682	16.410	4.846	-6.842	-14.875	14.686	6.653	5.646	-5.918
	3-4	7.893	-7.947	-4.684	-16.248	16.218	4.648	-6.431	-14.465	14.465	6.431	5.764	-5.800
4 <sup>e</sup>	7-8	30.987	-29.000	2.021	-42.046	43.499	-0.568	-3.923	-36.530	37.555	4.948	22.760	-21.307
	8-9	25.743	-26.578	-7.041	-45.205	44.593	6.429	-12.903	-39.171	38.731	12.463	18.776	-19.388
	9-10	24.161	-24.164	-7.405	-42.905	42.903	7.403	-12.021	-38.288	38.287	12.020	17.749	-17.751
3 <sup>e</sup>	13-14	30.988	-28.998	-7.645	-51.712	53.167	9.100	-13.589	-46.196	47.223	14.616	22.761	-21.306
	14-15	25.743	-26.578	-19.404	-57.568	56.956	18.792	-25.266	-51.534	51.094	24.826	18.776	-19.388
	15-16	24.162	-24.162	-19.450	-54.950	54.950	19.450	-24.066	-50.334	50.334	24.066	17.750	-17.750
2 <sup>e</sup>	19-20	30.988	-28.998	-15.532	-59.599	61.054	16.987	-21.476	-54.083	55.110	22.503	22.761	-21.306
	20-21	25.743	-26.578	-31.069	-69.233	68.621	30.457	-36.931	-63.199	62.759	36.491	18.776	-19.388
	21-22	24.162	-24.162	-30.816	-66.316	66.316	30.816	-35.432	-61.700	61.700	35.432	17.750	-17.750
1 <sup>er</sup>	25-26	30.988	-24.162	-17.260	-61.327	62.782	18.715	-23.204	-55.811	56.838	24.231	22.761	-21.306
	26-27	25.743	-28.578	-30.419	-68.583	67.971	29.807	-36.281	-62.549	62.109	35.841	18.776	-19.388
	27-28	24.162	-24.162	-29.956	-65.456	65.456	29.956	-34.572	-60.840	60.840	34.572	17.750	-17.750

Portique 6-6

Portique 8-8

Efforts tranchants dans les poutres :  
Les efforts tranchants sont exprimés en (KN).

Niveau	Poutre	$1.35G + 1.5Q_B$		$G + Q_B + \overrightarrow{F_A}$		$G + Q_B + \overleftarrow{F_A}$		$0.8G + \overrightarrow{F_A}$		$0.8G + \overleftarrow{F_A}$		$G + Q_B$		
		$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	
5 <sup>e</sup>	1-2	36.223	-33.137	15.137	-35.471	37.721	-12.887	6.950	-27.993	29.534	-5.409	26.429	-24.179	Poutique 13-13
	2-3	50.897	-46.283	25.756	-45.085	48.452	-22.389	14.035	-34.402	36.731	-11.706	37.104	-33.737	
	3-4	55.753	-57.747	34.610	-48.204	46.750	-36.064	22.020	-35.160	34.160	-23.020	40.680	-42.134	
4 <sup>e</sup>	5-6	56.225	-53.382	12.287	-67.556	69.613	-10.230	-0.932	-55.105	56.394	2.221	40.950	-38.893	
	6-7	75.452	-70.696	25.764	-79.844	83.312	-22.296	5.117	-60.288	62.665	-2.740	54.538	-51.070	
	7-8	88.893	-90.466	49.937	-80.716	79.575	-51.078	29.135	-59.512	58.773	-29.874	64.756	-65.897	
3 <sup>e</sup>	9-10	56.083	-53.465	-4.832	-84.635	86.534	6.731	-17.982	-72.155	73.384	19.211	40.891	-38.952	
	10-11	75.514	-70.636	8.713	-96.896	100.433	-5.176	-12.019	-77.425	79.701	14.295	54.573	-51.036	
	11-12	89.796	-89.562	42.895	-87.758	87.827	-42.826	21.511	-67.136	66.443	-22.204	65.361	-65.292	
2 <sup>e</sup>	13-14	56.143	-53.465	-16.214	-96.057	97.996	18.153	-29.404	-83.517	84.806	30.633	40.891	-38.952	
	14-15	75.514	-70.636	-2.754	-108.363	114.900	6.291	-23.480	-88.892	91.168	25.762	54.573	-51.036	
	15-16	89.796	-89.562	36.455	-94.198	94.267	-36.386	15.071	-73.576	72.883	-15.764	65.361	-65.292	
1 <sup>re</sup>	17-18	56.143	-53.465	-19.990	-99.833	101.772	21.929	-33.180	-87.353	88.582	34.409	40.891	-38.952	
	18-19	75.514	-70.636	-6.029	-111.638	115.175	9.566	-26.761	-92.167	94.443	29.073	54.573	-51.036	
	19-20	89.796	-89.562	35.710	-94.943	95.012	-35.641	14.326	-74.321	73.628	-15.019	65.361	-65.292	
5 <sup>e</sup>	1-2	24.855	-24.855	-0.607	-37.051	37.051	0.607	-5.615	-32.043	32.043	5.615	18.222	-18.222	Poutique 15-15
4 <sup>e</sup>	3-4	50.145	-50.145	-11.586	-83.902	83.902	11.586	-25.922	-69.566	69.566	25.922	36.158	-36.158	
3 <sup>e</sup>	5-6	50.145	-50.145	-39.935	-112.251	112.251	39.935	-54.271	-97.915	97.915	54.271	36.158	-36.158	
2 <sup>e</sup>	7-8	50.145	-50.145	-58.961	-131.277	131.277	58.961	-73.297	-116.941	116.941	73.297	36.158	-36.158	
1 <sup>re</sup>	9-10	50.145	-50.145	-59.017	-131.333	131.333	59.017	-73.353	-116.997	116.997	73.353	36.158	-36.158	

## **FERRAILLAGE :**

**\* poutres**

**\* poteaux**

## POUTRES LONGITUDINALES

Ces poutres reprennent uniquement les actions dues aux charges horizontales. C'est pourquoi le RPA B1 suggère leur ferrailage par des chapeaux symétriques et par des armatures en travée évaluées forfaitairement à la moitié de la section des chapeaux au moins.

Le calcul se fera sous le moment le plus défavorable des sollicitations dues au sisme.

Les coefficients de correction seront alors :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1,00$ .

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{bc} = 17,39 \text{ MPa}, \quad d = 35 - 3 = 32, \quad b = 20 \text{ et } h = 35$$

L'effort normal dans les poutres est négligé, de ce fait ces dernières seront ferrillées sous la flexion simple.

Méthode de calcul en flexion simple :

$$\times \text{ On calcule } \mu = \frac{M}{\sigma_s b d^2} \quad \bar{\sigma}_c = f_{bc}$$

$$\times \text{ On calcule } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad \text{puis} \quad \alpha_g = \frac{700}{700 + \frac{f_s}{\gamma_s}} = 0,636 \Rightarrow \mu_g = 0,8\alpha_g(1 - 0,4\alpha_g)$$

$$\Rightarrow \mu_g = 0,379$$

1<sup>er</sup> cas :  $\mu \leq \mu_g \Rightarrow$  la section sera armée uniquement par des armatures tendues déterminées comme suit :

$$\text{On calcule } \rho = 1 - 0,4\alpha \quad \text{puis} \quad z = \rho d \quad \text{ce qui donne} \quad A = \frac{M}{\rho f_s}$$

2<sup>e</sup> cas :  $\mu > \mu_g \Rightarrow$  la section sera armée par des armatures tendues et des armatures comprimées déterminées comme suit :

On pose  $\alpha = \alpha_g$  et on calcule  $x = \alpha_g d$  ce qui donne :

$$A = \frac{M}{0,8 f_{bc} b x (0,4x - 8d)} \quad \text{et} \quad A' = \frac{A \sigma_s - 0,8 f_{bc} b x}{\sigma_s'}$$

$$\text{et ce en posant} \quad \sigma_s' = \frac{c'}{d}$$

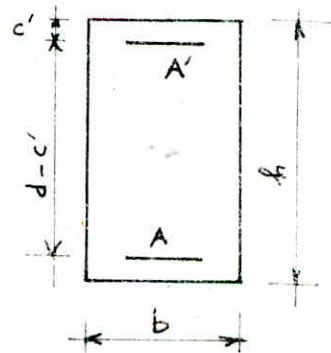
On utilisera dans ces formules les unités suivantes :

M en N.m ; b, d et x en cm ;  $f_{bc}$ ,  $f_s$ ,  $\sigma_s$  et  $\sigma_s'$  en MPa

A et A' seront alors en cm<sup>2</sup>.

Cette méthode de calcul est valable aussi pour le ferrailage des poutres transversales qui reprennent aussi bien les charges horizontales que les charges verticales de ce fait les coefficients  $\gamma_s$  et  $\gamma_b$  deviennent sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5$$



Après la détermination des armatures quelques vérifications s'avèrent indispensables, ces vérifications sont les suivantes :



a/ Vérification de l'effort tranchant :

• Etat-limite ultime du béton de l'âme (A 5121) :

On vérifiera que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min.(0,13 f_{tj}, 4 \text{ MPa}) = 2,86 \text{ MPa}$

• Condition à l'appui simple d'about (A 51313) :

On doit vérifier que  $V_u \leq 0,267 b_0 a f_{tj}$

• Appui intermédiaire (A 5132) :

On doit vérifier que  $A \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \cdot \frac{1}{f_e}$

Dans les diverses vérifications :

$V_u$  = effort tranchant à l'état-limite ultime

$b_0$  = largeur de l'âme

$d$  = hauteur utile

$a$  = longueur d'appui de la bidelle d'about évaluée au niveau des armatures inférieures et mesurée parallèlement à l'axe longitudinal de la poutre (voir A 51313),  $a \leq 0,9d$

$A$  = section d'armature à prolonger au delà de l'appui.

b/ Vérification de l'adhérence (A 613)

On vérifiera que  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \Sigma U} < \tau_{se,u} = \psi_s f_{tj} = 3 \text{ MPa}$

avec :

$\Sigma U$  = somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$U = \begin{cases} \pi \cdot \phi & \text{pour une barre isolée} \\ (\pi + 2) \cdot \phi & \text{pour un paquet de 2 barres} \\ \dots & \dots \end{cases}$$

$\tau_{se,u}$  = valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence.

c/ Vérification de la condition de non fragilité' (B.7.4)

On doit avoir  $A \geq 4,001 \cdot b \cdot d = 0,62 \text{ cm}^2$

d/ Vérifications aux états-limites de service :

• Etat-limite d'ouverture des fissures (B.6.3) :

Cette vérification n'est pas nécessaire conformément à l'article A 4532, c'est pourquoi cette vérification sera négligée par la suite.

• Etat-limite de déformation (B.6.5) :

Les déformations des différents éléments de planchers doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de démarrages dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou d'autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent pas également conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul.

De ce fait les flèches de calcul doivent être inférieures à certaines limites pour notre cas :  $l \leq 9 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500}$  avec  $l$  = portée de la poutre en cu.

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de flèche si la poutre en question vérifie les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_k}{10 M_0}, \quad \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{et} \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$M_k$  = moment maximal en travée,

Au cas où ces 3 conditions ne sont pas satisfaites on passera à l'évaluation de la flèche de la façon suivante :

On calcule le moment d'inertie  $I_f$  fictif substitué au moment d'inertie  $I_0$  de la section totale rendue homogène et on pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues.

$$I_f = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{0,05 \cdot f_{ctg}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{ou} \quad \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

puis on a :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{ctg}}{4 \rho \sigma_s + f_{ctg}} \quad \text{si } \mu > 0 \quad \text{et } \mu = 0 \quad \text{sinon.}$$

On a considéré le cas de déformations instantanées (cas plus défavorable)

Ce qui donne la flèche :

$$f_i = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{M l^2}{10 E_i I_f}$$

avec  $l$  = portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée

$M$  = moment fléchissant maximal à l'état de service.

$E_i$  = module de déformation longitudinale

Etat - limite de compression du béton (A452) :

La limitation de la compression du béton correspond à un état - limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.

On doit vérifier :  $\sigma_b \leq 0,6 \cdot f_{cj}$

Cette vérification serait inutile si toutefois :  $\alpha = \frac{\sigma}{d} \leq \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = \frac{\sigma}{2} - 0,28$  est vérifiée, avec  $\sigma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ .

Calcul des armatures transversales :

Vérification de  $\phi_{t,max}$  (A722) :

Après avoir choisi  $\phi_t$  on vérifie que :  $\phi_t \leq \phi_{t,max} = \min.(\frac{h}{35}, \phi_{t,min}, \frac{b_c}{10})$

Espacement  $S_t$  :

D'après le RPA 81 on doit avoir  $S_t \leq \begin{cases} \min.(\frac{h}{4}, 12 \phi_t) & \text{en zone nodale} \\ \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$

Vérification de l'article A51232 :

On doit vérifier que  $S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_s (f_u - 0,3 \cdot f_{tj})}$  avec  $A_t$  = section des armatures transversales.

Vérification de  $A_{t,min}$  du RPA 81 art. 42322 :

$A_{t,min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b$  et on doit avoir  $A \geq A_{t,min}$ .

Vérification de l'épacement maximum (A5122) :

$S_{t,max} = \min.(0,9d, 40 \text{ cm})$

En fait  $S_t$  sera calculé en 1<sup>er</sup> lieu à l'aide de  $S_t \leq \frac{\sigma}{\nu_u} A_t \sigma_{at}$

avec  $\sigma_{at} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{240}{1,15} = 209 \text{ MPa}$  ← car ronds lisses.

Toutefois pour les armatures longitudinales on doit veiller à ce qu'elles aient une section  $A$  telle que :

$$0,3\% \leq \frac{A}{b d} \leq 2,5\%$$

Les résultats des calculs sont les suivants : Les moments sont exprimés en KN.m et les sections en  $\text{cm}^2$ .

	Niveau	Appui	M <sub>u</sub>	$\alpha$	A <sub>cal.</sub>	A <sub>adopté</sub>	Arrière	M <sub>ser</sub>	$\frac{\sigma}{f_c} - 0.28$
Portique 6-6	5 <sup>e</sup>	1	22.182	0.080	1.790			1.313	8.167
		2	18.983	0.068	1.525	2T12	2T12	5.309	1.508
		3	19.436	0.070	1.562	2.26		5.304	1.552
		4	18.153	0.065	1.456			3.816	2.099
	4 <sup>e</sup>	9	50.196	0.190	4.244			5.597	4.204
		10	44.081	0.165	3.687	3T14	3T14	7.793	2.548
		11	40.738	0.152	3.388	4.62		5.795	3.235
		12	38.444	0.143	3.185			4.059	4.456
	3 <sup>e</sup>	17	78.135	0.313	6.976	3T12		5.700	6.574
		18	61.387	0.237	5.299	3T14	3T14	7.809	3.651
		19	58.078	0.223	4.982	3.39		5.959	4.593
		20	54.911	0.210	4.683	4.62		4.059	6.484
	2 <sup>e</sup>	25	90.806	0.374	8.341			5.700	7.685
		26	77.757	0.311	6.937	6T14	3T14	7.809	4.699
		27	74.448	0.295	6.596	9.23		5.959	5.967
		28	70.448	0.277	6.190			4.059	8.398
	1 <sup>e</sup>	33	94.835	0.392	8.792			5.700	8.039
		34	76.954	0.307	6.854	6T14	3T14	7.809	4.647
		35	73.645	0.292	6.514	9.23		5.959	5.899
		36	69.113	0.271	6.057			4.059	8.234
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	1	21.392	0.077	1.725			2.232	4.512
		2	18.927	0.068	1.520	2T12	2T12	3.656	2.308
		3	17.732	0.064	1.422			2.525	3.231
	4 <sup>e</sup>	7	52.300	0.199	4.439			8.569	2.772
		8	47.471	0.179	3.995	3T14	3T14	11.189	1.842
		9	44.662	0.168	3.740			8.189	2.447
	3 <sup>e</sup>	13	72.287	0.286	6.376	3T12		8.569	3.938
		14	65.857	0.257	5.734	+	3T14	11.189	2.663
		15	62.129	0.241	5.371	3T14		8.189	3.513
	2 <sup>e</sup>	19	86.704	0.353	7.889			8.569	4.779
		20	83.206	0.337	7.512	6T14	3T14	11.189	3.438
		21	78.609	0.315	7.026			8.189	4.520
	1 <sup>e</sup>	25	93.443	0.387	8.637			8.569	5.172
26		82.567	0.333	7.443	6T14	3T14	11.189	3.410	
27		77.363	0.309	6.896			8.189	3.444	

Les colonnes M<sub>ser</sub> et  $\frac{\sigma}{f_c} - 0.28$  serviront par la suite dans les vérifications.

Pour faciliter l'exécution le ferrailage est le même pour un même niveau, le ferrailage du portique 8-8 est valable pour le portique 2-2, celui de 6-6 est valable pour le portique 4-4.

\* Armatures transversales :

Pour la 5<sup>e</sup> niveau : 1 cadre  $\Phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

Pour les 1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup>, 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> niveaux : 1 cadre + 1 étrier  $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$\Phi_{\text{min}} = 1 \text{ cm} > \Phi_t = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié}$ .

\* Espacement :

$S_t = 8 \text{ cm}$  en zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en dehors de la zone nodale  
vérifier les conditions d'espacement du BAEL 83 et du RPA 99

Vérifications diverses :

a) Vérification de l'effort tranchant :

. Etat-limite ultime du béton de l'âme :

$$\tau_u = \frac{74.388}{20 \cdot 32 \cdot 10^{-4}} = 312.5 \text{ KN/m}^2 = 0,31 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\tau}_u = 2,86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié}$$

. Condition d'appui intermédiaire :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} < 0 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

b) Vérification de l'adhérence :

$$\left. \begin{array}{l} (\Sigma U)_{\min.} = (\pi \Phi) \cdot 4 = 15,072 \quad (\Phi = 12) \\ \text{et } (V_u)_{\max.} = 74,388 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1,71 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour  $(\Sigma U)_{\min.}$  et  $(V_u)_{\max.}$  la relation est vérifiée (car non réel), il est donc inutile de voir les autres cas réels moins forts certainement.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min.} = 0,001 \cdot 20 \cdot 32 = 0,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

d) Vérifications aux états-limites de service :

. Etat-limite de compression du béton :

Dans le tableau de la page 50 on aucun cas on a  $\alpha \geq \frac{6}{2} = 0,28$   
 $\Rightarrow$  on ne risque pas de dépasser cet état-limite.

. Etat-limite de déformation :

Dans notre cas l'évaluation de la flèche est indispensable.

Considérons le cas le plus défavorable ( $M_{\max.}$ )

$$M_{u \max.} = 94,835 \text{ KN.m} \Rightarrow x = \alpha_f \cdot d = 12,54 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \gamma_G = 11,69 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = 20 \frac{(12,54)^3}{12} + 20 \cdot 12,54 \cdot (5,42)^2 + 69,3 (19,61)^2 = 37304 \text{ cm}^4$$

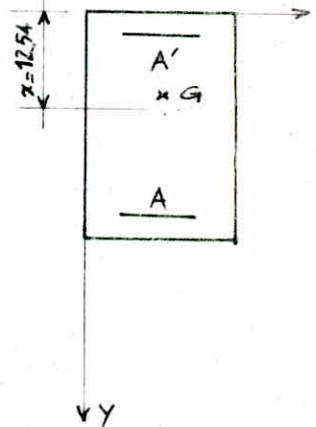
$$\Rightarrow \lambda = 2,494 \text{ et } \mu = 0,758$$

$$\Rightarrow I_f = 12906 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{f_i}}$$

$$\Rightarrow f_i = 0,29 \text{ cm}$$

$$\text{or } \bar{f}_i = \frac{l}{500} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$



# POUTRES TRANSVERSALES

a) Ferrailage des sections aux appuis :

	Niveau	Appui	Situations accid.		A adopté	Sit. durables (trou)		Situations accidentelles		
			Mu	Acal.		Acal.	Mu	Mu	Acal.	A adopté
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1	34.468	1.86	3T14 "	0.80	12.920	18.532	0.99	3T14
		2	28.186	1.52		1.27	20.508	3.670	0.20	
		3	42.093	2.28		2.76	43.707	5.384	0.29	
		4	50.241	2.73		2.41	38.327	2.967	0.16	
	4 <sup>e</sup>	5	80.456	4.44	3T16 " 6.03	1.44	23.144	52.159	2.84	3T14
		6	57.916	3.16		1.96	31.317	21.089	1.13	
		7	76.897	4.24		4.51	70.061	30.557	1.65	
		8	102.090	5.70		4.22	65.815	21.618	1.16	
	3 <sup>e</sup>	9	118.359	6.66	6T14 " 9.23	1.45	23.337	89.825	4.98	3T14 "
		10	78.867	4.35		1.96	31.331	42.026	2.28	
		11	104.577	5.84		4.20	65.547	59.306	3.24	
		12	128.282	7.25		4.24	66.174	47.372	2.57	
	2 <sup>e</sup>	13	143.703	8.19	6T14	1.45	23.337	115.169	6.47	5T14
		14	92.921	5.16		1.96	31.331	56.080	3.06	
		15	123.777	6.98		4.20	65.547	78.506	4.33	
		16	152.748	8.75		4.24	66.174	71.831	3.95	
	1 <sup>er</sup>	17	150.029	8.58	6T14	1.45	23.337	121.495	6.86	5T14
		18	99.901	5.57		1.96	31.331	63.060	3.45	
		19	126.294	7.13		4.20	65.547	81.023	4.47	
		20	155.417	8.92		4.24	66.174	74.507	4.10	
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1	33.068	1.79	3T14	0.48	7.865	23.120	1.24	3T14
	4 <sup>e</sup>	3	82.375	4.55	3T14	1.13	18.231	61.295	3.35	3T14
	3 <sup>e</sup>	5	123.604	6.97	6T14	1.14	18.402	102.327	5.71	5T14
	2 <sup>e</sup>	7	151.191	8.65	6T14	1.14	18.402	129.914	7.35	6T14
	1 <sup>er</sup>	9	157.093	9.02	6T14	1.14	18.402	135.796	7.71	6T14
Armatures supérieures						Armatures inférieures				

b) Ferrailage des sections en traversées :

	Niveau	Poutre	Armatures inférieures				Armatures supérieures			
			sous le 1 <sup>er</sup> genre		A adopté	sous 2 <sup>e</sup> genre		sous 2 <sup>e</sup> genre		A adopté
			Mu	Acal.		Acal.	Mu	Mu	Acal.	
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1-2	15.484	0.96	3T14 " 4.62	0.94	17.562	0	0	3T10 " 2.35
		2-3	15.101	0.93		13.317	0	0		
		3-4	41.752	2.63		36.263	0	0		
	4 <sup>e</sup>	5-6	24.117	1.50	3T14	1.82	33.612	6.459	0.35	3T10
		6-7	26.148	1.63		24.865	0	0		
		7-8	64.491	4.13		60.420	0	0		
	3 <sup>e</sup>	9-10	24.039	1.49	3T14	2.35	43.234	16.185	0.87	3T10
		10-11	26.265	1.64		1.55	28.786	2.413	0.13	
		11-12	64.296	4.12		3.59	65.559	0	0	
	2 <sup>e</sup>	13-14	24.039	1.49	3T14	2.71	49.730	22.681	1.22	3T10
		14-15	26.265	1.64		1.69	31.359	4.986	0.27	
		15-16	64.296	4.12		3.99	72.637	0.303	0.02	
1 <sup>er</sup>	17-18	24.039	1.49	3T14	2.71	49.826	22.777	1.22	3T10	
	18-19	26.265	1.64		1.57	29.127	2.754	0.15		
	19-20	64.296	4.12		4.03	73.296	0.962	0.05		
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1-2	10.964	0.68	3T14		7.984	0	0	3T10
	4 <sup>e</sup>	3-4	22.968	1.43	3T14		16.298	0	0	3T10
	3 <sup>e</sup>	5-6	22.843	1.42	3T14		16.205	0	0	3T10
	2 <sup>e</sup>	7-8	22.843	1.42	3T14		16.205	0	0	3T10
	1 <sup>er</sup>	9-10	22.843	1.42	3T14		16.205	0	0	3T10

## \* Armatures transversales :

Soit 2 cadres \*  $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$   
 or  $\Phi_{t \max} = 1.43 \text{ cm} > \Phi_t \Rightarrow \text{vérifiée}$ .

## • Espacement :

Soient,  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en dehors de la zone nodale ce qui vérifie bien les restrictions du BAEL 83 et du RPA 81.

• Vérification de  $A_{t \min}$  du RPA 81 :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = \begin{cases} 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ -} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

## \* Vérifications diverses :

## a) Vérification de l'effort tranchant :

• Etat-limite ultime du béton de l'âme :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{131.333 \cdot 10^3}{0,3 \cdot 0,47} = 0,931 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

## • Condition d'appui intermédiaire :

La condition peut être déterminante pour des moments faibles et des efforts tranchants forts or les moments les plus faibles sont ceux qui figurent dans le tableau de la page 52 (calcul des armatures inférieures aux appuis), la vérification s'impose alors pour ces moments.

	Niveau	Appui	$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$	$A_{0,5}$ ( $\text{cm}^2$ )
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	2	3.670	50.897	53.573	135.60
		3	5.384	55.753	68.481	135.60
	4 <sup>e</sup>	6	21.089	83.312	133.168	180.80
		7	30.557	88.893	161.132	180.80
	3 <sup>e</sup>	10	42.026	100.433	199.785	271.20
		11	59.306	89.796	230.000	271.20
	2 <sup>e</sup>	14	56.080	111.900	244.477	271.20
		15	78.506	94.267	279.860	271.20
	1 <sup>e</sup>	18	63.060	115.175	264.253	271.20
		19	81.023	95.012	286.556	271.20

La relation  $A_{0,5} \geq V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$  est donc vérifiée.

## b) Vérification de l'adhérence :

Le portique 15-15 présente des efforts tranchants considérables, il convient alors de faire la vérification d'adhérence pour les portées de ce portique.

Niveau	$V_u$ (KN)	$\Sigma U$ (cm)	$\tau_{se}$ (MPa)
5 <sup>e</sup>	37.051	11.304	0.796
4 <sup>e</sup>	83.902	15.072	1.316
3 <sup>e</sup>	112.251	22.608	1.174
2 <sup>e</sup>	131.277	26.376	1.177
1 <sup>e</sup>	131.333	26.376	1.177

$$\Rightarrow \forall \tau_{se}, \tau_{se} \leq \tau_{se,u} = 3 \text{ MPa}$$

## c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,001 \cdot b \cdot d = 1,44 \text{ cm}^2 \text{ or la section la plus faible est } 3,39 \text{ cm}^2$$

## 2/ Vérifications aux états - limites de service :

. Etat - limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{540} = 0.093 \Rightarrow \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{73.296}{10 (74.795 + 13.395 + 27.157)} = 0.064$$

$$\frac{A_{max}}{b \cdot d} = \frac{4.62}{30 \cdot 47} = 3.27\% \leq \frac{4.2}{f_c} = 10.5\%$$

$M_0(G) \quad M_0(Q) \quad M_t(Si)$

$$\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.063$$

Par conséquent on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche.

. Etat - limite de compression du béton :

1) Pour les travées :

	Niveau	Poutre	$M_0 (kNm)$	$M_t (kNm)$	$\frac{M_t}{M_0} - 0.28$	$\alpha = \frac{x}{d}$
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1-2	17.562	11.152	0.507	0.029
		2-3	15.101	10.771	0.421	0.025
		3-4	41.752	30.077	0.414	0.072
	4 <sup>e</sup>	5-6	33.612	17.309	0.691	0.058
		6-7	26.148	18.408	0.430	0.045
		7-8	64.491	46.283	0.417	0.113
	3 <sup>e</sup>	9-10	43.234	17.251	0.973	0.075
		10-11	28.786	18.495	0.498	0.048
		11-12	65.559	46.139	0.430	0.114
	2 <sup>e</sup>	13-14	49.730	17.251	1.161	0.085
		14-15	31.359	18.495	0.568	0.054
		15-16	72.637	46.139	0.507	0.128
1 <sup>er</sup>	17-18	49.826	17.251	1.164	0.085	
	18-19	29.127	18.495	0.507	0.054	
	19-20	73.296	46.139	0.514	0.128	
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1-2	10.964	7.984	0.407	0.018
	4 <sup>e</sup>	3-4	22.968	16.298	0.425	0.038
	3 <sup>e</sup>	5-6	22.843	16.205	0.425	0.038
	2 <sup>e</sup>	7-8	22.843	16.205	0.425	0.038
	1 <sup>er</sup>	9-10	22.843	16.205	0.425	0.038

nous constatons que  
l'on a toujours  
 $\alpha \leq \frac{1}{2} - 0.28$   $\forall x$  et  $\forall y$   
par conséquent nous  
ne risquons pas  
d'atteindre cet état - limite

2) Pour les appuis :

Nous allons nous rendre compte dans ce qui suit que pour les appuis 2, 3 et 4 du niveau 5 et pour l'appui 8 du niveau 4, la relation  $\alpha < \frac{1}{2} - 0.28$  n'est pas vérifiée, un calcul précis des contraintes du béton s'impose alors pour ces cas, le calcul s'effectuera comme suit :

Détermination de la position de l'axe neutre :

Supposons  $k=0$  (dans le sens de la sécurité) et soit  $D = \frac{15}{b} \cdot A = \begin{cases} 1.695 \\ 2.26 \end{cases}$

et soit  $E = \frac{30}{b} (A d) = \begin{cases} 159.33 \\ 212.44 \end{cases}$

$M_0^t$  - statique / axe neutre = 0  $\Leftrightarrow x^2 + 2Dx - E = 0$   
ce qui donne  $x$  puis  $I_{gg} = \frac{b x^3}{3} + 15A (d-x)^2$

Don le résumé des résultats de calcul :

Appui	$\alpha$	$I_{gg'}$	$\bar{\sigma}_b$
2	11.041	79211	2.076
3	11.041	79211	4.43
4	11.041	79211	3.88
8	12.49	100233	5.98

$$\text{or } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{cj} = 12 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  on ne risque pas d'atteindre cet état-limite de service.

	Niveau	Appui	$M_u$	$M_s$	$\eta/2 - 0.28$	$\alpha = \eta/d$	$M_u$	$\eta/2 - 0.28$	$\alpha$
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1	34.468	5.427	2.896	0.059	18.532	1.427	0.0317
		2	28.186	14.952	0.663	0.047	3.670	-0.157	0.006
		3	43.707	31.889	0.405	0.075	5.384	-0.196	0.009
		4	50.241	27.965	0.618	0.087	2.967	-0.227	0.005
	4 <sup>e</sup>	5	80.456	16.859	2.106	0.142	52.159	1.267	0.089
		6	57.916	22.650	0.998	0.100	21.089	0.186	0.036
		7	76.897	51.023	0.474	0.135	30.557	0.019	0.052
		8	102.090	47.943	0.785	0.183	21.618	-0.054	0.037
	3 <sup>e</sup>	9	118.359	17.000	3.201	0.215	89.825	2.362	0.159
		10	78.867	22.660	1.460	0.139	42.026	0.647	0.072
		11	104.577	48.020	0.809	0.188	59.306	0.338	0.103
		12	128.282	48.204	1.051	0.236	47.372	0.211	0.081
	2 <sup>e</sup>	13	143.703	17.000	3.947	0.267	115.169	3.107	0.209
		14	92.921	22.660	1.770	0.166	56.080	0.957	0.098
		15	123.777	48.020	1.009	0.226	78.506	0.537	0.138
		16	152.748	48.204	1.304	0.287	71.831	0.465	0.126
	1 <sup>er</sup>	17	150.029	17.000	4.133	0.282	121.495	3.293	0.222
		18	99.901	22.660	1.924	0.179	63.060	1.111	0.110
		19	126.294	48.020	1.035	0.231	81.023	0.564	0.143
		20	155.417	48.204	1.332	0.293	74.507	0.493	0.131
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1	33.068	5.766	2.587	0.056	23.120	0.725	0.039
	4 <sup>e</sup>	3	82.375	13.146	2.853	0.146	61.295	2.051	0.107
	3 <sup>e</sup>	5	123.604	13.269	4.378	0.225	102.327	3.576	0.183
	2 <sup>e</sup>	7	151.191	13.269	5.417	0.283	129.914	4.615	0.239
	1 <sup>er</sup>	9	157.073	13.269	5.639	0.296	135.596	4.837	0.252
			$M_u < 0$				$M_u > 0$		

Nous constatons qu'à part les appuis 2, 3, 4 et 8, la relation  $\alpha \leq \frac{\eta}{2} - 0.28$  est vérifiée pour tous les autres.

Pour les appuis 2, 3, 4 et 8 voir plus haut.

\* Justification de l'absence des armatures de peau :

Ces armatures sont nécessaires pour des poutres de grande hauteur (A83), plus précisément pour des poutres dont la hauteur de l'âme exprimée en cm est supérieure à :

$$2 \left( 80 - \frac{f_e}{10} \right) = 2 \left( 80 - \frac{f_e=400}{10} \right) = 80 \text{ cm}$$

or nous avons  $h_{\text{max}} = 50 \text{ cm}$ .



## A) DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les poteaux sont soumis à la flexion composée (effort normal et moments en tête et à la base du poteau).  $N$  est dû aux sollicitations résultant de  $G$  et  $Q_B$  et aux sollicitations dues au séisme dans le sens de la flexion.

Il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque le rapport  $\frac{l_f}{h} \leq \max. (15, 20 \frac{e_1}{h})$

Ainsi d'après l'article A435 du BAEL 83 on peut justifier les sections soumises à la flexion composée avec compression vis à vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$  avec :

$$e_a = \max. (2e_{ui}, \frac{l}{250})$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{\text{Moment du 1}^{\text{er}} \text{ ordre du } \bar{a} G}{\text{Moment total du 1}^{\text{er}} \text{ ordre}} \quad (\text{avant pondération})$$

$$\Phi = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée sous la charge considérée}} \approx 2$$

Évaluation de la longueur de flambement  $l_f$  :

Notre ossature est à nœuds déplaçables, un déplacement horizontal d'ensemble est alors possible donc le problème est un problème de flambement d'ensemble.

Vue la complexité d'une étude globale de la structure, on adoptera forfaitairement une valeur  $l_f = 0,8 \cdot l_0 = 2,304 \text{ m}$  qui est sécuritaire.

$$\text{On a alors dans notre cas : } \frac{l_f}{h} = \frac{230,4}{30} = 7,68 \leq \max. (15, 20 \frac{e_1}{h})$$

⇒ la méthode simplifiée citée plus haut est alors applicable.

$$e_a = 2e_{ui} \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3 \cdot (230,4)^2}{10^4 \cdot 30} (2 + 2\alpha) = 1,0617 (1 + \alpha)$$

Conclusion :

Dans cette méthode simplifiée, les moments sont majorés et les efforts normaux restent inchangés.

Détermination des moments de calcul :  $M_{cal}$ .

$$M_{cal} = N \cdot e \quad \text{et} \quad M = N \cdot e_1$$

On déterminera successivement  $e_1$ ,  $e_2$  puis  $e = e_1 + e_a + e_2$

Les sollicitations de calcul sont présentées dans les tableaux qui suivent :

a) Sens longitudinal :

On présentera directement les sollicitations de calcul et on considèrera successivement les cas suivants :

- Moment et efforts normal sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.
- Moment max. de calcul et effort normal correspondant sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre
- Effort normal max. et moment correspondant " " " " " "
- Effort normal min. " " " " " "

On calculera le ferrailage sous chacun de ces cas et on prendra la " "

section plus élevée.

	Niveau	Poteau	M.cal. (KN.m)	N (KN.)	M <sub>max</sub> .cal. (KN.m)	N <sub>corresp.</sub> (KN.)	M <sub>corresp.</sub> (KN.m) <sup>cal</sup>	N <sub>max.</sub> KN.	M <sub>corresp.</sub> (KN.m) <sup>cal</sup>	N <sub>min.</sub> (KN.)
Portique 6-6	5 <sup>e</sup>	G	3.97	9.133	26.356	-8.219	24.59	21.553	26.356	-8.219
		H	2.43	21.577	34.770	22.516	34.77	22.516		
		I	2.12	26.605	34.43	23.474	34.43	23.474		
		J	0.74	24.205	34.96	17.979	34.96	17.979		
	4 <sup>e</sup>	G	5.51	36.339	43.00	-21.825	40.50	74.837	35.401	-22.040
		H	3.28	62.373	58.25	24.623	58.58	62.151		
		I	3.01	55.533	59.39	54.131	59.39	54.131		
		J	1.53	50.162	60.73	37.485	60.73	37.485		
	3 <sup>e</sup>	G	6.43	63.504	57.02	-54.160	57.16	146.790	57.017	-54.160
		H	5.17	103.367	71.60	30.933	73.66	105.628		
		I	4.11	84.459	73.78	89.460	73.78	89.460		
		J	2.33	76.114	75.05	57.353	75.05	57.353		
	2 <sup>e</sup>	G	7.52	90.667	60.66	-98.511	64.14	230.759	60.66	-98.511
		H	6.91	144.161	83.86	34.017	88.17	161.874		
		I	5.23	113.384	87.45	129.202	87.45	129.202		
		J	3.12	102.066	88.41	77.566	88.41	77.566		
1 <sup>er</sup>	G	8.60	117.824	93.40	-144.203	101.75	316.057	93.40	-144.203	
	H	8.65	185.055	103.91	35.336	110.91	219.886			
	I	6.35	142.310	108.97	168.490	108.97	168.490			
	J	3.92	128.017	108.13	97.999	108.13	97.999			
Portique 8-8	5 <sup>e</sup>	A	5.91	10.374	25.22	-3.111	21.72	23.839	20.710	-3.642
		B	1.92	17.025	36.27	23.818	36.27	23.818		
		C	0.70	15.979	37.11	19.941	37.11	19.941		
	4 <sup>e</sup>	A	7.85	41.361	44.63	-5.238	38.45	71.486	36.771	-7.565
		B	4.37	71.767	64.02	69.994	64.02	69.994		
		C	2.26	66.138	65.07	55.882	65.07	55.882		
	3 <sup>e</sup>	A	9.10	72.349	54.27	-18.964	56.60	130.734	44.799	-21.155
		B	6.67	126.508	79.92	119.405	79.92	119.405		
		C	3.79	116.279	80.70	91.444	80.70	91.444		
	2 <sup>e</sup>	A	10.35	103.337	57.61	-42.154	57.10	199.447	47.585	-42.631
		B	8.97	181.249	95.03	173.349	95.03	173.349		
		C	5.33	166.420	95.30	126.647	95.30	126.646		
1 <sup>er</sup>	A	11.60	134.325	95.12	-67.419	98.61	270.233	-67.419	95.119	
	B	11.27	235.990	119.19	224.440	119.19	224.440			
	C	6.86	216.761	117.18	161.598	117.18	164.306			
			Sous 1 <sup>er</sup> genre			Sous 2 <sup>e</sup> genre				

Le cas  $N_{min}$  et  $M_{corresp. calcul}$  a été introduit car c'est un cas de traction qui peut être prépondérant (dans  $N_{min}$  on considère la traction uniquement).

b/ Sens transversal :

Là aussi les excentricités  $e_1$ ,  $e_2$  et  $e$  ne seront pas présentées, leur détermination est simple (voir plus haut) par conséquent les sollicitations de calcul figureront directement sur les tableaux sans étapes intermédiaires de calcul.

Les mêmes cas que pour le sens longitudinal seront présentés.

	Niveau	Poteau	M <sub>cal.</sub> (KN.m)	N (KN.)	M <sub>max. cal.</sub> (KN.m)	N <sub>corresp.</sub> (KN.)	M <sub>corresp. calcul</sub> (KN.m)	N <sub>max.</sub> (KN.)	M <sub>corresp. cal.</sub> (KN.m)	N <sub>min.</sub> (KN.)	
5 <sup>e</sup>		F	14.36	36.223	39.99	12.879	22.25	39.979			
		O	5.63	84.034	35.45	61.216	32.08	61.350			
		M	19.81	102.043	49.76	80.756	49.76	80.756			
		P	40.63	57.547	56.44	34.850	6.47	49.418			
4 <sup>e</sup>		F	15.91	92.448	61.39	19.433	47.76	115.325			
		O	9.01	212.868	60.35	154.514	57.92	154.914			
		M	27.10	261.632	80.52	203.328	80.52	203.328			
		P	40.71	148.193	75.58	82.264	26.80	133.098			
3 <sup>e</sup>		F	17.55	148.591	78.66	5.542	69.80	211.074	64.05	-11.934	
		O	13.37	341.847	82.49	247.827	80.12	248.652			
		M	32.64	422.063	107.27	357.797	107.27	357.797			
		P	42.50	237.755	86.61	121.297	42.53	225.319			
2 <sup>e</sup>		F	19.78	204.734	90.60	-22.055	86.30	320.529	74.187	-41.308	
		O	17.75	470.826	98.34	341.085	95.98	342.443			
		M	39.12	582.494	127.48	508.300	127.48	508.300			
		P	42.09	227.317	97.86	151.902	56.53	325.328			
1 <sup>e</sup>		F	22.00	260.877	99.93	-54.183	106.80	434.515	82.473	-79.488	
		O	22.14	599.805	124.69	434.945	123.17	435.633			
		M	45.60	742.925	139.14	661.838	139.14	661.838			
		P	49.60	416.869	112.88	181.613	93.92	426.201			
		5 <sup>e</sup>	Q	9.58	24.855	38.53	-4.373	28.64	40.817	31.484	-5.615
		4 <sup>e</sup>	Q	12.55	75.000	63.23	-25.508	54.92	134.268	51.091	-31.537
		3 <sup>e</sup>	Q	14.03	125.145	87.77	-80.662	79.60	261.738	67.448	-85.808
		2 <sup>e</sup>	Q	15.97	175.290	96.01	-158.647	98.64	412.039	78.482	-159.105
		1 <sup>e</sup>	Q	17.90	225.435	105.44	-241.499	119.51	567.207	105.441	-241.499

Lorsqu'il y a lieu une case vide dans la colonne de N<sub>min.</sub> (et M<sub>corresp.</sub>) il s'agit d'un effort normal min. positif, cas non intéressant.

### B) CALCUL DU FERRAILLAGE

\* Méthode de calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion composée :

- On calcule le moment M / aux armatures tendues (ou les moins comprimées)

$$M = M_G + N \left( \frac{h}{2} - c_2' \right) \quad , \quad \text{soit } c_1' = c_2' = 3$$

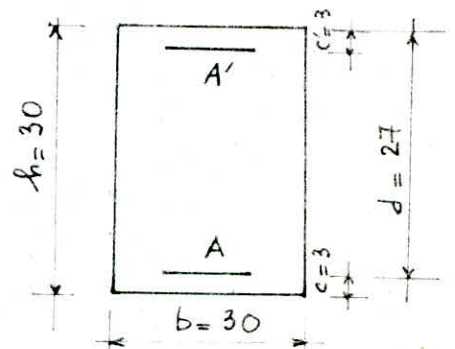
où M<sub>G</sub> = moment rapporté au centre de gravité du béton

en admettant la convention :

N > 0 en cas de compression.  
N < 0 " " " " traction.

- On calcule N(d - c<sub>1</sub>') - M et on la compare avec (0.337 h - 0.81 c<sub>1</sub>') · f<sub>bc</sub> · b · h

$$a) (0.337 h - 0.81 c_1') \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h \leq N(d - c_1') - M$$



Puis on compare  $N(d-c_1) - M$  avec  $(0,5h - c_1) \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h$

• Si  $N(d-c_1) - M \geq (0,5h - c_1) \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h$  alors  $A \neq 0$  et  $A' = \frac{(M - (d - 0,5h) \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h)}{(d - c_1) \cdot \sigma_2}$   
avec  $\sigma_2 =$  contrainte de l'acier pour  $\epsilon_s = 2\%$   
 $\Rightarrow \sigma_2 = 348$  MPa pour le 1<sup>er</sup> genre et 400 MPa pour le 2<sup>e</sup> genre.

$$\text{et } A = \frac{N - 100 f_{bc} \cdot b \cdot h}{100 \sigma_2} - A'$$

• Si  $N(d-c_1) - M < (0,5h - c_1) \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h$  alors  $A = 0$

$$\text{et } A' = \frac{N - 100 \psi \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h}{100 \sigma_{s1}'} \quad \text{avec } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c_1) - 100M}{100 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h^2}}{0,8571 - \frac{c_1}{h}}$$

et  $\sigma_{s1}'$  : contrainte qui correspond à  $\epsilon_s' / 1000 \epsilon_s' = 2 + (3,437 - 8,019 \frac{c_1}{h}) \sqrt{1 - \psi}$

• Si  $1000 \epsilon_s' \geq \epsilon_c = 1,74\%$  alors  $\sigma_{s1}' = 348$  (ou 400) MPa.

• Si  $1000 \epsilon_s' < \epsilon_c$  alors voir le diagramme contrainte - déformation de l'acier.

$$b / (0,337h - 0,81c_1) \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h > N(d-c_1) - M$$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée

Les armatures seront calculées comme en flexion simple soient  $A_1$  et  $A_1'$ ,  
les armatures à considérer seront :  $A'$  et  $A$  telles que :

$$A' = A_1' \quad \text{et} \quad A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} \quad \text{sous } M \text{ et non } M_{eq}$$

Dans le cas où  $A < 0$  et  $A' \neq 0$ ,  $A'$  sera déterminée par :

$$A' = \frac{N - 0,8 f_{bc} b x}{\sigma_s'}$$

$x$  sera déterminée par l'équation  $0,4 x^2 - c_1' x + \frac{N(e+c'-d)}{80 \cdot f_{bc} \cdot b} = 0$

ce qui donne  $\alpha = \frac{x}{d}$ , par suite l'allongement  $\epsilon_s'$  et la contrainte  $\sigma_s'$  des armatures comprimées.

Les résultats de calcul seront résumés dans les tableaux qui suivront.

Les poids propres des poteaux seront négligés vue leur influence minime sur les résultats finaux de calcul.

Dans les formules ci-dessus les unités sont :

$M$  en N.m ;  $N$  en N. ;  $b, h, d, c_1$  et  $c_2$  en cm  $\Rightarrow A$  et  $A'$  en  $\text{cm}^2$   
 $\sigma_2$  et  $\sigma_{s1}'$  et  $f_{bc}$  en MPa.

		Sollert. du 1 <sup>er</sup> genre				Polluciations du 2 <sup>e</sup> genre												
Niveau	Poteau	Mcal. Nom	N (N)	A' (cm <sup>2</sup> )	A	Mcal. max.	Ncorresp.	A	A'	Mcorr.	Nmax.	A	A'	Mcorr.	Nmin.	A	A'	
Portique 6-6	5 <sup>e</sup>	G	3970	9133	0.00	0.28	26356	-8219	2.65	0.00	24590	21553	2.09	0.00	26356	-8219	2.65	0.00
		H	2430	21577	0.00	-0.08	34770	22516	3.14	0.00	34770	22516	3.14	0.00				
		I	2120	26605	0.00	-0.19	34430	23474	3.09	0.00	34430	23474	3.09	0.00				
		J	740	24205	0.00	-0.3	34960	17979	3.21	0.00	34960	17979	3.21	0.00				
	4 <sup>e</sup>	G	5510	36339	0.00	0.03	42997	-21825	4.55	0.00	40500	74437	3.13	0.00	35401	-22040	3.76	0.00
		H	3280	70373	0.00	-0.62	58250	24623	5.72	0.00	58580	62151	5.36	0.00				
		I	3010	55533	0.00	-0.55	59390	54131	5.54	0.00	59390	54131	5.54	0.00				
		J	1530	50162	0.00	-0.63	60730	37485	5.88	0.00	60730	37485	5.88	0.00				
	3 <sup>e</sup>	G	6430	63504	0.00	-0.28	57017	-54160	6.47	0.00	57160	146790	4.32	0.00	57017	-54160	6.47	0.00
		H	5170	103367	0.00	0.35	71600	30933	7.28	0.00	73660	105628	6.86	0.00				
		I	4110	84459	0.00	-0.86	78780	89460	7.70	0.00	78780	89460	7.02	0.00				
		J	2330	76114	0.00	-0.94	75050	57353	7.48	0.00	75050	57353	7.48	0.00				
2 <sup>e</sup>	G	7520	90667	0.00	-0.57	60659	-98511	7.39	0.00	64140	230759	4.49	0.00	60659	-98511	7.39	0.00	
	H	6910	144161	0.00	-1.43	83860	34017	8.87	0.00	88170	161874	8.58	0.00					
	I	5230	113384	0.00	-1.17	87450	129202	8.67	0.00	87450	129202	8.67	0.00					
	J	3120	102066	0.00	-1.24	88410	77566	9.17	0.00	88410	77566	9.17	0.00					
1 <sup>er</sup>	G	8600	117824	0.00	-0.84	93396	-144203	11.76	0.00	101750	316057	9.10	1.78	93396	-144203	11.76	0.00	
	H	8650	185055	0.00	-1.80	103970	35336	11.83	0.00	110910	219886	11.26	1.54					
	I	6350	142310	0.00	-1.47	108970	168490	11.70	0.70	108970	168490	11.70	0.70					
	J	3920	128017	0.00	-1.54	108130	97999	12.27	0.00	108130	97999	12.27	0.00					
Portique B - B	5 <sup>e</sup>	A	5910	10374	0.00	0.47	25224	-3111	2.47	0.00	21520	23839	1.77	0.00	20710	-3642	2.03	0.00
		B	1920	17025	0.00	-0.06	36270	23818	3.28	0.00	36270	23818	3.28	0.00				
		C	700	15999	0.00	-0.18	37110	19941	3.42	0.00	37110	19941	3.41	0.00				
	4 <sup>e</sup>	A	7850	41361	0.00	0.21	44634	-5238	4.53	0.00	38450	71436	2.94	0.00	36771	-7565	3.72	0.00
		B	4370	71767	0.00	-0.64	64020	69994	5.94	0.00	64020	69994	5.94	0.00				
		C	2260	66138	0.00	-0.79	65070	55882	6.22	0.00	65070	55882	6.22	0.00				
	3 <sup>e</sup>	A	9100	72349	0.00	-0.11	54267	-18964	5.75	0.00	56600	130734	4.41	0.00	44799	-21155	4.73	0.00
		B	6670	126508	0.00	-1.20	79920	119405	7.62	0.00	79920	119405	7.62	0.00				
		C	3790	116278	0.00	-1.38	80700	91444	7.95	0.00	80700	91444	7.95	0.00				
	2 <sup>e</sup>	A	10350	103337	0.00	-0.43	57611	-42154	6.40	0.00	57100	119447	3.81	0.00	47585	-42631	5.30	0.00
		B	8970	181249	0.00	-1.71	95030	173349	9.67	0.00	95030	173349	9.67	0.00				
		C	5330	166420	0.00	-1.94	95300	126647	9.93	0.00	95300	126647	9.93	0.00				
1 <sup>er</sup>	A	11600	134325	0.00	-0.72	95119	-67419	11.28	0.00	98610	270233	9.35	0.89	95119	-67419	11.28	0.00	
	B	11270	235990	0.00	-2.16	119190	224490	12.07	2.46	119190	224440	12.07	2.46					
	C	6860	216561	0.00	-2.46	117180	161598	12.64	1.46	117180	164306	12.61	1.49					

	Niveau	Poteau	M <sub>cal</sub> (N.m)	N (N)	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>cal. max.</sub>	N <sub>corresp.</sub>	A	A'	M <sub>corr.</sub>	N <sub>max.</sub>	A	A'	M <sub>corr.</sub>	N <sub>min.</sub>	A	A'
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	F	14360	36223	0.00	1.03	39990	12879	3.81	0.00	22250	39979	1.62	0.00				
		O	5630	84034	0.00	-0.69	35450	61216	2.74	0.00	32080	61350	2.37	0.00				
		M	19810	102043	0.00	0.73	49760	80756	4.11	0.00	49760	80756	4.11	0.00				
		P	40630	57747	0.00	4.01	56440	34850	5.40	0.00	6470	49418	-0.06	0.00				
	4 <sup>e</sup>	F	15910	92448	0.00	0.39	61390	19433	6.15	0.00	47760	115325	3.50	0.00				
		O	9010	212868	0.00	-2.14	60350	154514	4.65	0.00	57920	154914	4.34	0.00				
		M	27100	261632	0.00	-0.31	80520	203328	7.12	0.00	80520	203328	7.12	0.00				
		P	40710	148193	0.00	2.95	75580	82964	7.32	0.00	26800	133098	0.94	0.00				
	3 <sup>e</sup>	F	17550	148591	0.00	-0.19	78660	5542	8.43	0.00	69800	211074	5.46	0.00	64050	-11934	6.80	0.00
		O	13370	341847	0.00	-3.20	82490	247827	7.19	0.00	80120	248652	6.79	0.00				
		M	32640	422063	0.00	-0.85	107270	357797	9.16	2.88	107270	357797	9.16	2.88				
		P	42500	237755	0.00	2.31	86670	121297	8.59	0.00	42530	225349	1.71	0.00				
2 <sup>e</sup>	F	19780	204734	0.00	-0.64	90604	-22055	10.28	0.00	86300	320529	7.62	0.00	74187	-41308	8.33	0.00	
	O	17750	470826	0.00	-3.85	98340	341085	8.44	1.75	95980	342443	8.17	1.52					
	M	39120	582494	0.35	< 0	127480	508300	9.38	6.87	127480	508300	9.38	6.87					
	P	42090	227317	0.00	2.34	97860	151902	10.25	0.00	56530	325328	2.66	0.00					
1 <sup>e</sup>	F	22000	260877	0.00	-1.03	99928	-54183	11.84	0.00	106800	434515	8.15	3.79	82473	-79488	9.75	0.00	
	O	22140	599805	0.00	-3.79	124490	434945	10.01	5.66	123170	435633	9.84	5.51					
	M	45600	742925	3.30	< 0	139140	661838	8.68	10.01	139140	661838	8.68	10.01					
	P	49600	416869	4.08	0.383	112880	181613	11.94	1.26	93920	426201	6.91	2.35					
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	Q	9580	24855	0.00	0.66	38528	-4373	3.86	0.00	28640	40817	2.27	0.00	31484	-5615	3.14	0.00
	4 <sup>e</sup>	Q	12550	75000	0.00	-0.25	63228	-25508	6.85	0.00	54920	134268	4.17	0.00	51091	-31537	5.55	0.00
	3 <sup>e</sup>	Q	14030	125145	0.00	-0.30	87729	-80662	10.43	0.00	79600	261738	6.64	0.00	67448	-85808	8.01	0.00
	2 <sup>e</sup>	Q	15970	175290	0.00	-0.75	96009	-158647	12.24	0.00	98640	412039	7.58	2.66	78482	-159105	10.10	0.00
	1 <sup>e</sup>	Q	17900	225435	0.00	-1.16	105441	-241499	14.24	0.00	119510	567207	7.81	6.78	105441	-241499	14.24	0.00
			Sous sollicit. du 1 <sup>er</sup> genre				Sous sollicit. du 2 <sup>e</sup> genre											

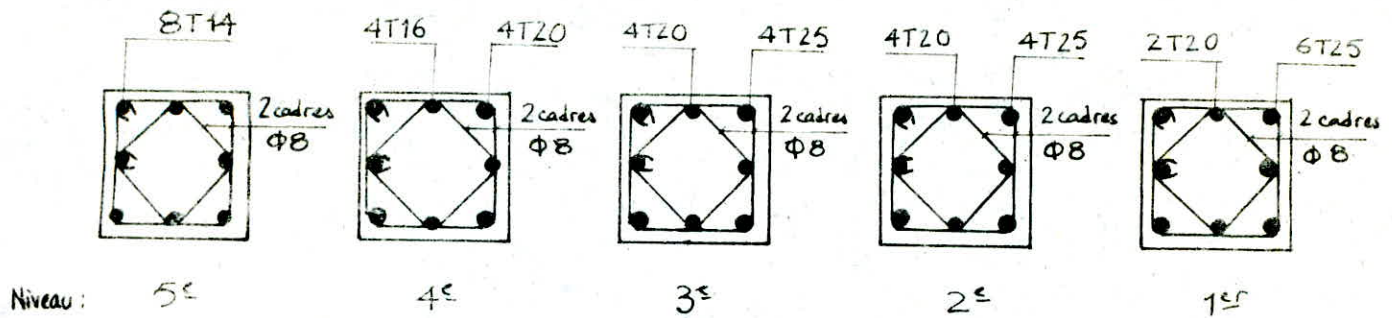
Parmi tous les poteaux de notre bâtiment, on choisira trois types pour l'exécution du ferrailage ainsi ; on ferrillera les poteaux suivants :

- \* G = Q = N : poteaux d'angle (dévochements)
- \* H = M = I = J : " intermédiaires
- \* A = B = C = D = E = F = P : poteaux de rive

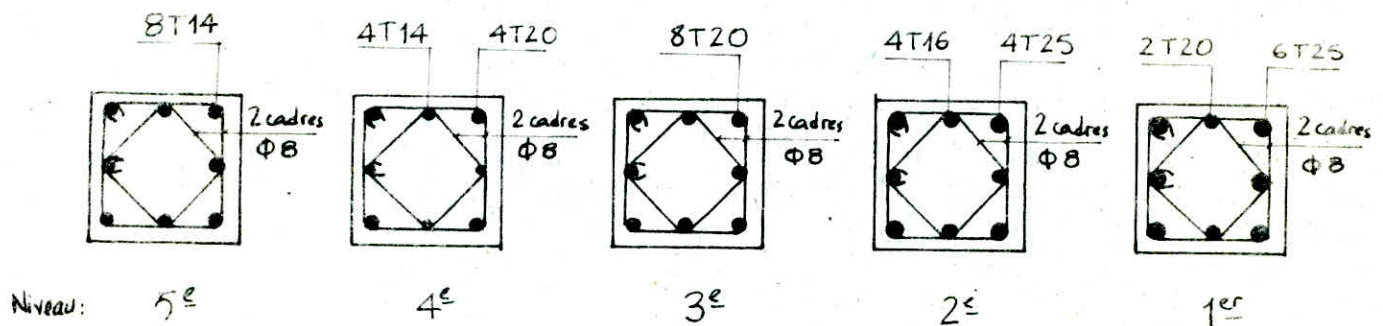
On choisira la section la plus défavorable pour chaque type de poteaux.

Shémas des sections adoptées :

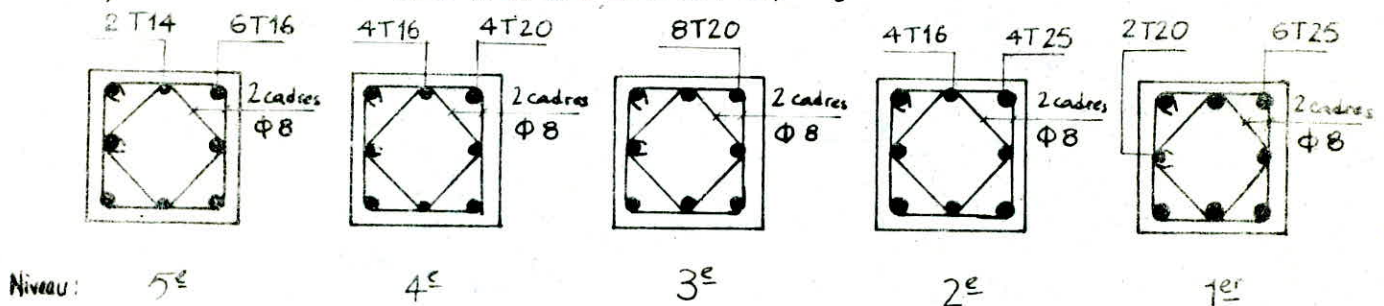
a) Poteau  $G = Q = N$  :



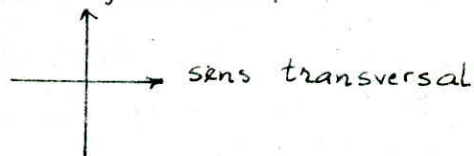
b) Poteau  $H = M = I = J$  :



c) Poteau :  $A = B = C = D = E = F = P$  :



sens longitudinal.



Les articles, 42311 du RPA 81 ( $A_{min} = 1\% = 9\text{cm}^2$  et  $A_{max} = 4\% = 36\text{cm}^2$ ) et A81 du BAEL 83 ( $A_{min} = 0.2\% = 1.8\text{cm}^2$  et  $A_{max} = 5\% = 45\text{cm}^2$ ) sont vérifiés.

L'article 42311 du RPA 81 exige que les armatures longitudinales doivent avoir un diamètre égal au moins à 14mm ce qui est vérifié, de plus ces armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, les zones de recouvrement doivent au moins être égales à  $50 \Phi_{max}$ , ces zones doivent se trouver dans la mesure du possible à l'extérieur des zones nodales.

Détermination des armatures transversales :

D'après l'article 42312 du RPA 81 ces armatures seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 \cdot T}{h_1 \cdot \sigma_{\text{ten}}}$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \text{effort tranch. dû au séisme majeur de 100\%} \\ \text{car } \lambda > 15. \\ h_1 = 30 \text{ cm} \\ \sigma_{\text{ten}} = 240 \text{ MPa.} \\ S = \text{espacement de deux cours successifs} \\ A_t = \text{section} \end{array} \right.$$

On considèrera l'effort tranchant max. ( $T_{\text{max}}$ ) pour chaque niveau et chaque sens.

Toujours d'après l'article 42312 du RPA 81 on doit respecter les conditions suivantes :

$$s_t \leq \begin{cases} 12 \Phi_\ell = 16.8 \text{ cm} & \text{en zone non nodale.} \\ \min(10 \Phi_\ell, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} & \text{en zone nodale.} \end{cases}$$

et  $A_{t \text{ min}} = 0,004 \cdot S \cdot b_1$

Et d'après l'article A813 du BAEL 83 on doit respecter :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_\ell = 6.67 \Rightarrow \text{on choisira des } \Phi 8.$$

$$s_t \leq \min(15 \Phi_\ell, 40 \text{ cm}, 30+10) = 21 \text{ cm}$$

D'où les résultats de calcul :

Niveau	$T_{\text{max}} (N)$	$A_t$	$S_{\text{cal}}$	$S_{\text{adopt}}$	$A_{t \text{ min}}$
5 <sup>e</sup>	18437 x 2	2.01	31.4	15 cm	1.80
4 <sup>e</sup>	34833 x 2	2.01	16.62	15 cm	1.80
3 <sup>e</sup>	47129 x 2	2.01	12.29	12 cm	1.44
2 <sup>e</sup>	55327 x 2	2.01	13.07	12 cm	1.44
1 <sup>e</sup>	56972 x 2	2.01	12.7	12 cm	1.44

Vérification de l'état-limite de compression du béton :

Calcul de la contrainte du béton  $\sigma_b$  :

a) Bas d'une section partiellement comprimée :  $\frac{100 M_0}{N} > \frac{h}{6}$

$$\sigma_b = k y_1 \quad \text{avec} \quad k = \frac{N}{100 S} \quad S = \text{moment statique}$$

Pour déterminer  $\sigma_b$  (set  $y_1$ ) il faut passer par les étapes suivantes :

Déterminer  $y_2$  qui est racine de l'équation du 3<sup>e</sup> degré  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{avec } p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c-d') + 90 \frac{A}{b} (d-c)$$

$$q = -2c^3 - 3A [(c-3)^2 + (27-c)^2]$$

Supposons connue l'une des 3 solutions, soit  $y_{2,1}$ , les autres s'en déduisent de la façon suivante :





Les tableaux qui suivent nous résument les résultats de vérification :

On estime utile de présenter, dans le cas de section partiellement comprimée, les étapes intermédiaires de calcul, par contre dans l'autre cas (section entièrement comprimée) on se contentera de présenter directement  $\sigma_b$ .

SENS TRANSVERSAL											
Poteau	Niveau	M <sub>ser</sub> (N.m)	N <sub>ser</sub> (N)	C (cm)	A=A'	P	q	y <sub>z</sub> (cm)	S (cm <sup>3</sup> )	K	$\sigma_b$ (MPa)
A=B=C=D =E=F=P	5 <sup>e</sup>	27965	42134	-51.37	6.03	-5515.36	106556.23	-82.500	667.97	0.63	6.40
	4 <sup>e</sup>	25341	108031	-8.46	8.04	917.00	-32285.5	22.6874	7460.8	0.14	2.05
	3 <sup>e</sup>	24102	173323	+1.09	9.42	782.63	-19077.42	17.5129	6208	0.28	5.19
	2 <sup>e</sup>	24102	238615	4.90	10.30	552.15	-15438.72	17.7805	7115	0.34	7.61
	1 <sup>e</sup>	24102	303907	7.07	12.56	447.65	-16297.63	19.5964	15065	0.20	5.38
H=M=I=J	5 <sup>e</sup>	11492	74422	-30.44	4.62	-1520.18	-4816.74	-3.1900	10224.54	0.07	2.45
	4 <sup>e</sup>	12157	190248	-21.39	9.42	687.17	-63411.26	34.2025	16229	0.112	1.44
	3 <sup>e</sup>	11444	306645		9.36						4.19
	2 <sup>e</sup>	11444	423042		10.30						5.03
	1 <sup>e</sup>	11444	539439		12.56						5.63
G=Q=N	5 <sup>e</sup>	6187	18222	-18.95	4.62	-136.21	-22331.84	29.7712	1177	0.155	1.68
	4 <sup>e</sup>	6459	54380	2.20	8.04	602.95	-14871.50	16.8000	11266	0.05	1.18
	3 <sup>e</sup>	6635	90538	7.67	12.56	375.90	-15803.29	20.1800	16476	0.05	1.53
	2 <sup>e</sup>	6635	126696		12.56						1.81
	1 <sup>e</sup>	6635	162854		12.56						2.09
SENS LONGITUDINAL											
A=B=C=D =E=F=P	5 <sup>e</sup>	902	12429	7.74	5.56	62.47	-7489.54	18.502	12205	0.01	0.27
	4 <sup>e</sup>	1016	52510		6.03						0.65
	3 <sup>e</sup>	1016	92594		8.29						0.95
	2 <sup>e</sup>	1016	132676		10.30						1.23
	1 <sup>e</sup>	1016	172758		12.56						1.48
H=M=I=J	5 <sup>e</sup>	774	19404		4.62						0.32
	4 <sup>e</sup>	617	40297		6.28						0.47
	3 <sup>e</sup>	599	61188		9.36						0.60
	2 <sup>e</sup>	599	82079		10.30						0.76
	1 <sup>e</sup>	599	10297		12.56						0.15
G=Q=N	5 <sup>e</sup>	1313	6667	-4.69	4.62	479.82	-14532.29	18.044	2903	0.02	0.31
	4 <sup>e</sup>	2463	26506	3.82	6.03	360.72	-9843.63	15.979	6748	0.04	0.78
	3 <sup>e</sup>	2850	46315	8.85	9.36	110.42	-11597.46	21.012	17549	0.03	0.79
	2 <sup>e</sup>	2850	66124		9.36						0.96
	1 <sup>e</sup>	2850	85927		12.56						1.02

Par conséquent on ne risque pas de dépasser l'état limite de compression du béton étant donné que  $\sigma_b \leq 0,6 f_{cj} = 12 \text{ MPa}$  partout.

## Ferrailage des poteaux supportant Les escaliers

Ces poteaux ne supportent que les escaliers ils ne participent pas dans la rigidité d'ensemble de la structure, ils seront supposés soumis uniquement à des charges verticales car les moments en tête et à la base de ces poteaux sont relativement faibles (sans méthode de Bagnot), il n'en sera pas fait état, les poteaux seront calculés en compression simple.

Ces poteaux sont soumis à  $N_u = 26,69 \times 11 = 293,57 \text{ KN}$ .  
On doit vérifier que  $N_u \leq \bar{N}_u = \text{charge capable du poteau (en stabilité de forme)}$ .

$$\bar{N}_u = \alpha (B' f + A \sigma) \quad f \text{ et } \sigma \text{ contraintes respectivement du béton et de l'acier correspondant à un raccourcissement de } 2\%.$$

donc  $f = f_{bc} = 11,33 \text{ MPa}$  et  $\sigma = \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,8 \cdot 288}{\sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}}} = 26,6 \leq 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,76 \quad \text{et } B' = B \text{ - lem sur tout le périmètre} = 784 \text{ cm}^2$$

Détermination de A par la condition de résistance :

$$A \sigma = N_u - f_{bc} B' \Rightarrow A = \frac{N_u - f_{bc} B'}{\sigma_s} < 0$$

Détermination de A par la condition de stabilité de forme :

$$A = \frac{N_u - \alpha B' f_{bc}}{\alpha \sigma_s} < 0$$

Il sera alors adopté le ferrailage minimum soit du RPA 81 soit du BAEL 83

RPA 81 :  $A_{\text{min}} = 1\% = 8,10 \text{ cm}^2$

BAEL 83 :  $A_{\text{min}} = \max(20 ab, 8(a+b)) = 4,8 \text{ cm}^2$ .

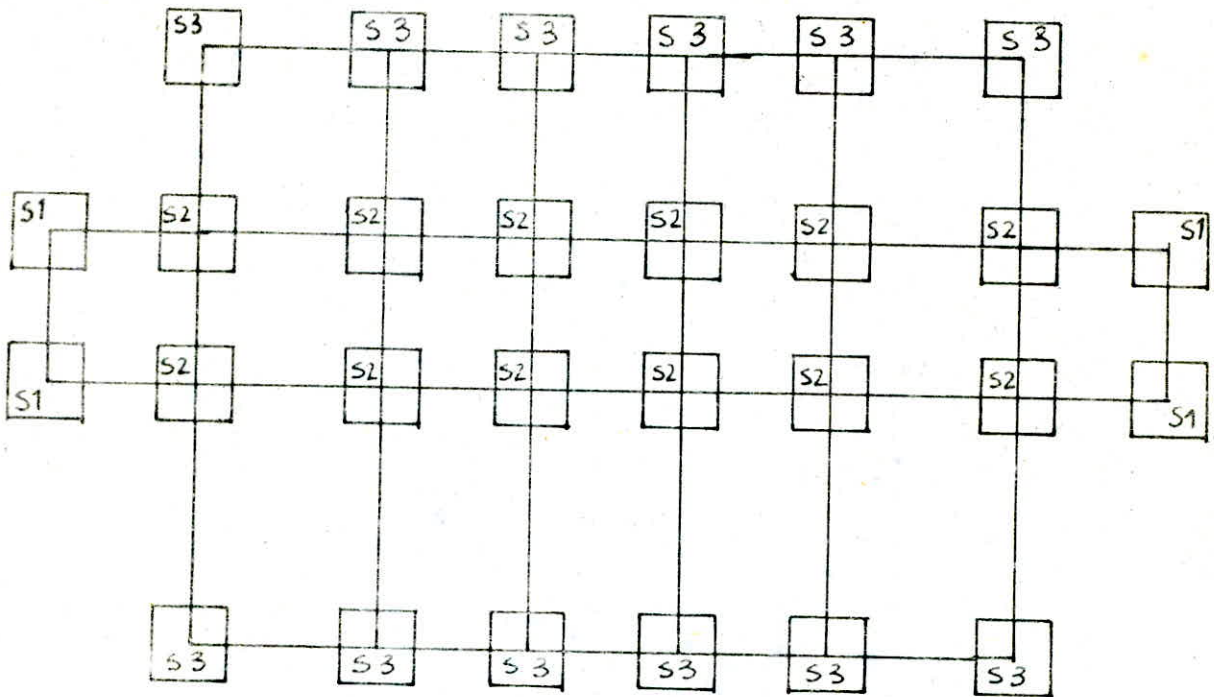
Soit 4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup> espacés de 25 cm.

On retiendra aussi un cadre  $\Phi 8$  avec un espacement de 20 cm en zone courante et 15 cm en zone nodale.

# FONDATIONS

## CALCUL DES SEMELLES

A) Plan de fondation :



Trois types de semelles seront ferrillées :

- S1 : semelle sous le poteau d'angle G  
 S2 : " " " " intermédiaire H  
 S3 : " " " " de rive B

Le ferrillage sera déterminé en supposant la semelle soumise à l'effort normal maximum du 1<sup>er</sup> ordre car on a supposé que la partie au dessous du rez de chaussée est infiniment rigide (voile périphérique), en conséquence elle ne subira pas de flexion.

Un béton de propriété d'épaisseur 10 cm dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> sera disposé sous chaque semelle.

B) Etapes de calcul et de vérifications :

- Coffrage de la semelle (dimensions)
- Ferrillage
- Vérification de la condition d'ancrage des barres

a) Coffrage :

- Ayant des poteaux carrés, on choisira des semelles carrées de côté A.
- A sera déterminé par la condition de contrainte admissible du sol à savoir :

$$A^2 \bar{\sigma}_s \geq N \quad \text{avec} \quad N = \text{poids propre de la semelle} + N_{\text{max}}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2 = 0.2 \text{ MPa}$$

- Pour pouvoir utiliser la méthode des bielles et éviter la vérification à l'effort tranchant, il faut choisir h telle que :

$$d \geq \frac{A-a}{4} \quad \text{avec} \quad a = 30 \text{ cm dans notre cas.}$$

b/ Ferrailage :

On appliquera la méthode des bielles car  $d$  est telle que :  $d \geq \frac{A-30}{4}$

La force de traction dans chaque sens est donnée par :

$$F_x = F_y = \frac{N(A-a)}{8d} \quad (\text{car semelle carrée})$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{F_x}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{F_x}{\sigma_s}$$

On calculera  $A_s$  sous l'état-limite ultime puis de service, on prendra la section maximale.

c/ Vérification d'adhérence :

On calcule  $\tau_{s,u} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$

puis on vérifie  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{s,u}} = \frac{400}{4 \times 2.4} \phi \Rightarrow l_s = 41.67 \times \phi$ .

Si l'on dispose d'assez de place pour  $l_s$  ça va, sinon les barres seront munies de crochets à leurs extrémités.

Plus précisément si  $l_s \geq \frac{A}{4}$  alors il faut un crochet.

c/ Résultats des calculs :

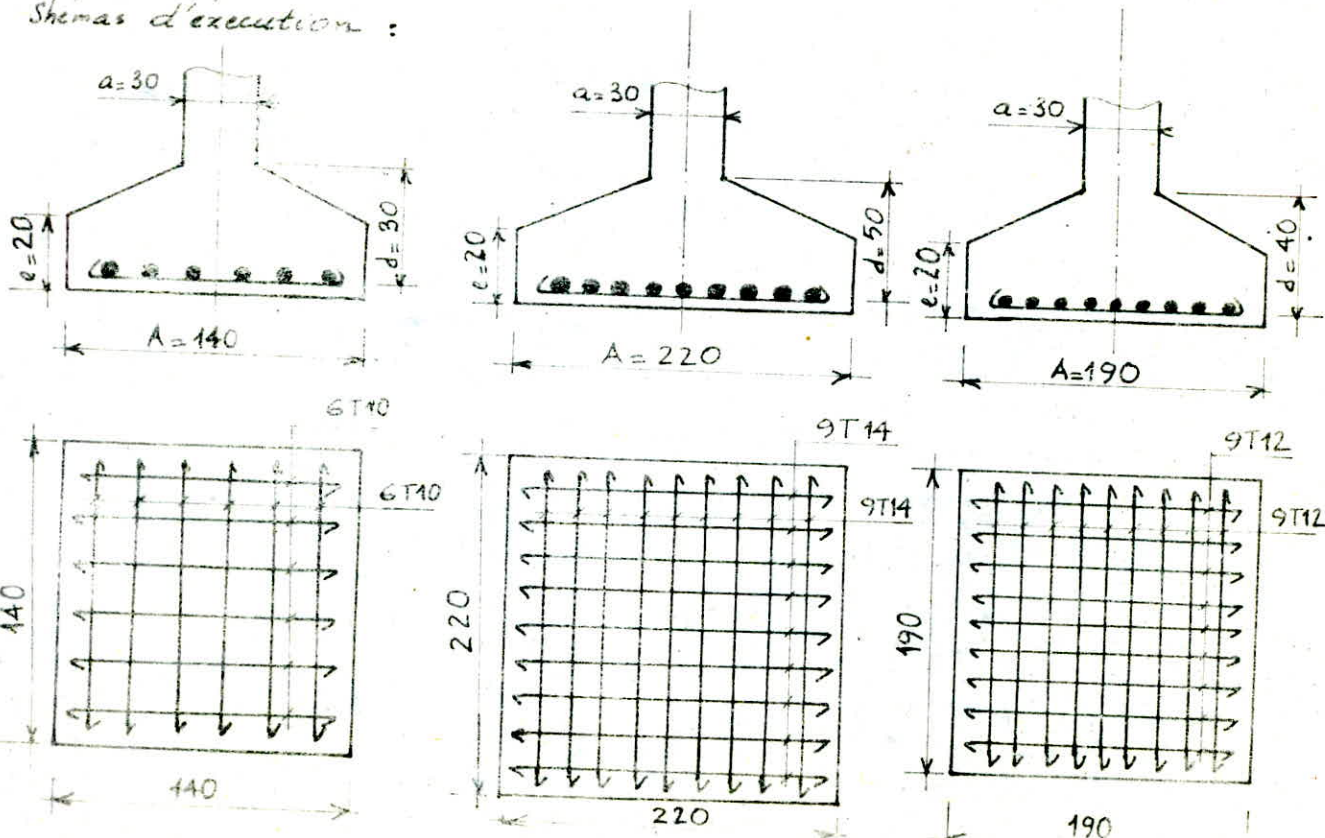
Semelle	$N_u$ (N)	A (cm)	d (cm)	$f_t$	$A_s^{(ult)}$	$A_s^{(ser)}$	espacement	e (cm)	$l_s$ (cm)	Mode de d'ancrage
S1	343259	131/140	30	35	4.52	6T10	25	20	41.67	crochet
S2	927980	215/220	50	55	12.67	9T14	25	20	58.34	crochet
S3	652859	181/190	40	45	9.38	9T12	20	20	50.00	crochet

Vérification sous l'état-limite de service :

Semelle	$N_{ser}$ (N)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
S1	248781	4.76
S2	673866	13.34
S3	46665	9.93

Etant donné que les armatures ADOPTÉES sont supérieures à celles calculées par l'état-limite de service, les premières seront alors maintenues, néanmoins on remarque que  $A_{ser} > A_{ell}$

Schémas d'exécution :



## Calcul des semelles supportant les poteaux d'escaliers

a) Dimensionnement :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 120 \text{ cm}$$

on retiendra des semelles carrées  $120 \times 120 \text{ cm}^2$

$$d \geq \frac{120 - 30}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

soit  $d = 30 \text{ cm}$

Ferraillage :

\* Etat - limite ultime :

$$A_s = \frac{N_u (A - a)}{8d \bar{\sigma}_s} = \frac{293570 \cdot 0,9}{8 \cdot 0,3 \cdot 348 \cdot 10^4} = 3,16 \text{ cm}^2$$

\* Etat - limite de service :

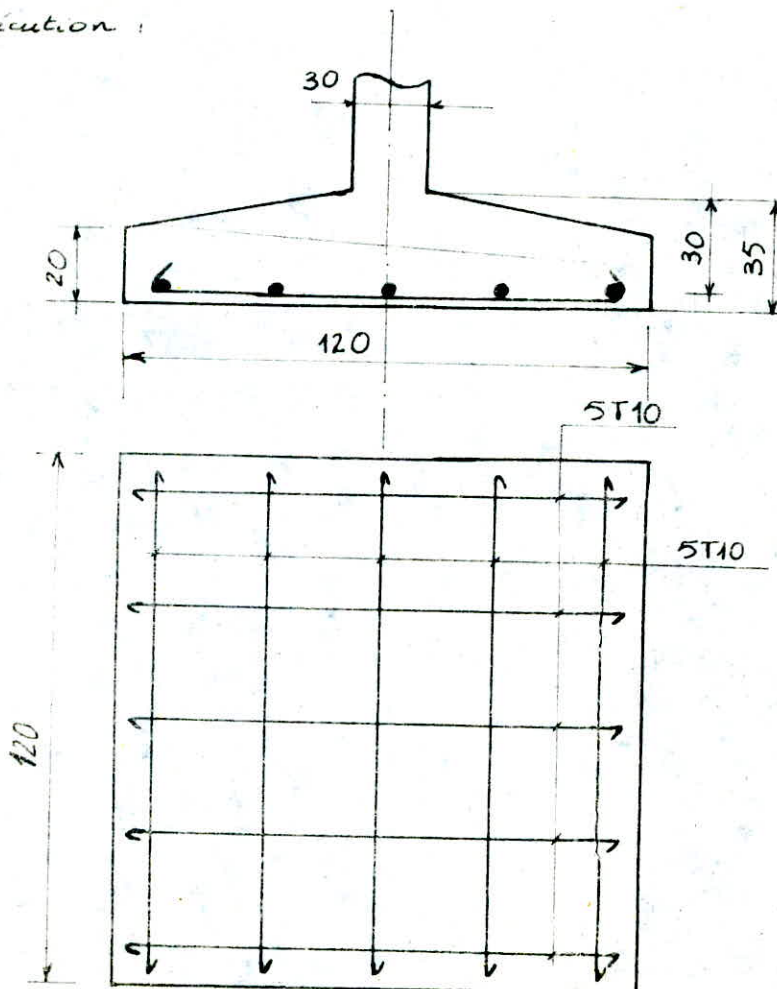
là on supposera que la fissuration est préjudiciable donc  $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ .

$$\Rightarrow A_s = \frac{N_{ser} (A - a)}{8d \bar{\sigma}_s} = \frac{163024 \cdot 0,9}{8 \cdot 0,3 \cdot 240} = 2,54 \text{ cm}^2$$

soit 5 T10 =  $3,92 \text{ cm}^2$  espacés de 24 cm

$e \geq 6\phi + 6 = 12 \text{ cm}$  soit  $e = 20 \text{ cm}$ .

Schémas d'exécution :



## CALCUL DES LONGRINES

\* D'après l'article 225 du RPA 81 il faut qu'en l'absence d'un système rigide d'infrastructure toutes les fondations isolées sur sols de consistance moyenne et sur sols meubles seront chaînées dans les deux directions par des longrines suffisamment rigides en zones II et III.

Notre sol étant entre meuble et ferme ( $\bar{\sigma}_v = 2 \text{ bars}$ ), il serait alors plus prudent de le considérer comme sol meuble et de chaîner en conséquence les semelles intermédiaires par des longrines, les semelles périphériques étant chaînées par le voile imposé par le RPA 81 (article 3385).

\* Pour satisfaire à l'article 4213 du RPA 81 on choisira des longrines  $30 \times 30 \text{ cm}^2$

\* D'après l'article 4233 du RPA 81, les longrines seront calculées sous un effort de traction  $N_{T_0} = \frac{N_u}{10}$  avec  $N_u =$  force axiale du poteau qui chaîne la longrine en question,

et seront vérifiées à l'état-limite de service en considérant la fissuration préjudiciable ( $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ ).

\* Il serait plus prudent de vérifier les longrines sous le moment le plus élevé en base du poteau, ce moment est  $M_u = 19660 \text{ N.m}$ .

\* La section A sera déterminée par :  $A = \frac{N}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$  (béton tendu négligé)

\* Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau qui suit :

$N_{T_0} \text{ (N)}$	$A_{\text{cal}}$	$A_{\text{adop.}}$	$A_{\text{cal. ser.}}$	$N_{T_0} \text{ (N)}$
92798	2.67	4T12	2.81	67387

La section min. réglementaire a été retenue à savoir 4T12 (4233 RPA 81)

\* Vérification sous le moment max. en base :

$$M_u = 19660 \text{ N.m} \Rightarrow \mu = 0.079 \Rightarrow \alpha = 0.103 \Rightarrow z = 25.88 \text{ cm} \Rightarrow A = 0.02 \text{ m}^2$$

la section minimale réglementaire sera alors maintenue.

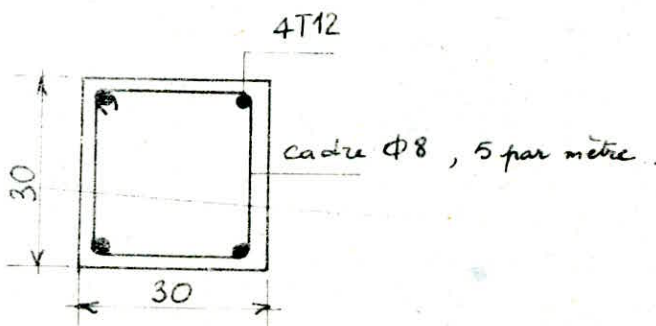
\* Armatures transversales (RPA 81 art. 4233)

on retiendra des cadres  $\Phi 8$  espacés de 20 cm.

\* Vérification de la condition de non fragilité :

on doit avoir :

$$\xi \geq \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A \geq \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 3.65 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{vérifié.}$$





# **VOILE PERIPHERIQUE**

## VOILE PERIPHERIQUE

Article 3385 du RPA 81 :

Les ouvertures au dessus du niveau de base, formées de poteaux courts (tels les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier ...) et le niveau de base en zones II et III.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de tassements, ce voile doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 0.20\%$  de la section transversale totale du béton avec recouvrements  $\geq 50\%$ , équerre de renforcement dans les angles;
- Armatures longitudinales de peau de section  $\geq 2$  cm<sup>2</sup> par face et par mètre linéaire de hauteur.

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

\* Pour notre cas notre voile aura une hauteur d'environ 275 cm car nos semelles seront ancrées de 150 cm dans le sol.

• Nous choisissons une épaisseur de 20 cm.

• Pour les armatures longitudinales supérieures et inférieures nous retiendrons 2 lits en haut l'autre en bas chacun contenant 3T16

$$(3T16) \times 2 = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.2\% = 11 \text{ cm}^2$$

• Pour les armatures de peau on retiendra 10T10 par face espacées de 25 cm or  $A_{\min} = 2 \times 2.75 = 5.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$  vérifiée.

\* Ce choix forfaitaire des armatures et des dimensions (du voile) qui se rapprochent du minimum réglementaire s'explique par le fait que notre bâtiment est seulement à quatre étages.

\* Vérification sous l'effort tranchant  $V$  sismique à la base :

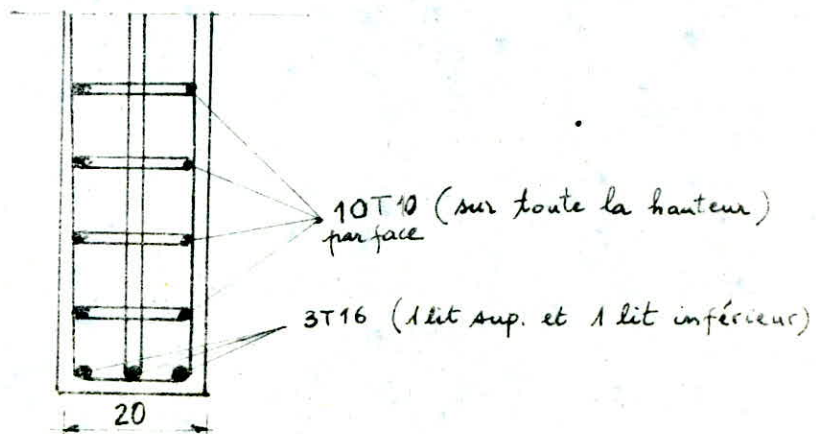
$$\text{On a } V_L = 1283 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_T = 1250 \text{ KN}.$$

On considérera le voile comme une section équilibrée  $S$  :

$$S = 140400 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad T_u = \frac{V_{\max}}{S} = \frac{1283000}{140400 \cdot 10^4} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\text{or } \bar{T}_u = 2.2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{vérifié.}$$

\* Schéma du voile :



**FERRAILLAGE**  
**DES POUTRES SELON**  
**LES REGLES :**  
**C . C . B . A . 68**

A) Valeurs des contraintes de calcul :

a) Sous SP1 :

\* Béton :  $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$  avec

$\alpha = 1$	ciment de classe 325
$\beta = \frac{5}{6}$	contrôle atténué
$\gamma = 1$	$l_m > 4 D_g$
$\delta = 0.6$	cas flexion simple.
$\varepsilon = 1$	

et  $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$

Donc :

$\bar{\sigma}'_b = 137.5 \text{ kg/cm}^2$  en flexion simple et  $\bar{\sigma}'_{b_c} = 68.75 \text{ kg/cm}^2$  en comp. simple

contrainte admissible en traction :

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \text{ kg/cm}^2$  avec  $\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} = 0.026 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 6 \text{ kg/cm}^2$

\* Acier :

Barres à H.A. avec  $\Phi \leq 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  et  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

b) Sous SP2 :

\* Béton :  $\bar{\sigma}'_b = 1.5 \cdot 137.5 = 206 \text{ kg/cm}^2$

\* Acier :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

B) Modules de déformation :

\* Béton : déformation instantanée :  $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_b} = 378000 \text{ kg/cm}^2$   
 " de longue durée :  $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_b} = 126000$  -

\* Acier :  $E = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

### FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES

Le calcul se fera sous la sollicitation la plus défavorable du 2<sup>e</sup> genre.

$M_{RB} = \bar{k} b h^2$  avec  $\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\gamma} \bar{\alpha}$   $\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0.424 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0.859$   
 $\Rightarrow \bar{k} = 37.50 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow M_{RB} = 7.68 \text{ t.m}$

Soit  $\left. \begin{array}{l} \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = \bar{\sigma}_a \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma'_a = \frac{n(y-d')}{y} \sigma'_b$  avec  $y = \bar{\alpha} h = 13.57 \text{ cm}$ .  
 $\Rightarrow \sigma'_a = \frac{15(13.57 - 3)}{13.57} \cdot 206 = 2407 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Méthode de calcul :

• Si  $M < M_{RB}$  alors  $A' = 0$  et  $A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a}$

• Si  $M > M_{RB}$  alors  $A' = \frac{M - M_{RB}}{(h-d') \cdot \sigma'_a}$  et  $A = A_1 + A_2$ ,  $A_1 = \frac{M_{RB}}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a}$  et  $A_2 = \frac{M - M_{RB}}{(h-d') \cdot \sigma'_a}$

Les résultats de calcul seront résumés dans les tableaux qui suivent.

Niveau	Appui	M (t.m)	Acal.	Aadop.	Armées	Niveau	Appui	M (t.m)	Acal.	Aadop.	Armées	
5 <sup>e</sup>	1	2.218	1.92	2T12	2T12	5 <sup>e</sup>	1	2.139	1.85	2T12	2T12	
	2	1.898	1.64				2	1.893	1.64			
	3	1.944	1.68				3	1.773	1.54			
	4	1.815	1.57				4	5.230	4.53			
4 <sup>e</sup>	9	5.020	4.35	3T14	3T12	4 <sup>e</sup>	8	4.747	4.11	3T14	3T12	
	10	4.408	3.82				9	4.466	3.87			
	11	4.074	3.53				13	7.229	6.26			
	12	3.844	3.33				14	6.586	5.70			
3 <sup>e</sup>	17	7.814	6.75	3T12	3T14	3 <sup>e</sup>	15	6.213	5.38	3T12	3T14	
	18	6.139	5.32				19	8.670	7.46			
	19	5.808	5.03				20	8.321	7.17			
	20	5.491	4.76				21	7.861	6.79			
2 <sup>e</sup>	25	9.081	7.79	6T14	3T14	2 <sup>e</sup>	25	9.344	8.01	6T14	3T14	
	26	7.776	6.72				26	8.257	7.12			
	27	7.445	6.45				27	7.736	6.69			
	28	7.045	6.10				Portique 8-8					
1 <sup>e</sup>	33	9.484	8.12	6T14	3T14	1 <sup>e</sup>	27	7.736	6.69	6T14	3T14	
	34	7.695	6.66				Portique 6-6					
	35	7.365	6.38									
	36	6.911	6.00									

\* Détermination des armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = T_{max} = 7.44 \text{ t} \quad (\text{sous SP2}) \\ b_0 = 20 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = 28 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_b = 13.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \tau_b = 2.5 \cdot 6 = 15 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b \Rightarrow \text{vérifié}$$

• Calcul de  $\bar{\sigma}_{at}$  :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \cdot 2400 = 0.754 \cdot 2400 = 1809 \text{ kg/cm}^2$$

• Soit  $A_t = \begin{cases} 2\phi 8 = 1.0 \text{ cm}^2 & \rightarrow 5^{\text{e}} \text{ niveau (1 cadre)} \\ 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 & \rightarrow \text{autres niveaux (1 cadre + 1 étrier)} \end{cases}$

• Espacement :  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 13.7 \text{ cm}$  or  $\bar{t} = 10.74 \text{ cm}$ .

On retient :  $\left. \begin{array}{l} t = 8 \text{ cm} \text{ au voisinage des appuis} \\ t = 15 \text{ cm} \text{ en travées} \end{array} \right\} \text{RPA 81}$

\* Vérification de la non fissuration :

Il faut vérifier que  $\bar{\sigma}_a = 2800 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}'_b}$$

on a  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} \begin{cases} 0.018 & \rightarrow 5^{\text{e}} \text{ niveau} \\ 0.0283 & \rightarrow 4^{\text{e}} \text{ " } \\ 0.0385 & \rightarrow 1, 2, 3 \text{ " } \end{cases}$

Niveau	A	φ	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)
5 <sup>e</sup>	2.26	12	3164	2603
4 <sup>e</sup>	3.39	12	4413	2603
3 <sup>e</sup>	4.62	14	4765	2410
2 <sup>e</sup>	4.62	14	4765	2410
1 <sup>e</sup>	4.62	14	4765	2410

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

\* Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{On doit avoir } A \geq A_{\min} = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b \cdot h = 0.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

\* Conditions aux appuis :

on doit vérifier :

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}} = 10.82 \text{ cm.}$$

\* Armatures aux appuis :

Les efforts du seisme risquant de s'inverser on prendra alors des moments positifs (les plus défavorables).

La vérification sera faite pour chaque niveau :

Niveau	$T_{\max} (t.)$	$M_{\max} (t.m)$	$T_{\max} + \frac{M_{\max}}{3}$	A
5 <sup>e</sup>	1.86	1.94	2.10	2.26
4 <sup>e</sup>	3.38	4.41	4.55	4.62
3 <sup>e</sup>	4.55	6.14	6.30	8.01
2 <sup>e</sup>	5.65	7.78	7.96	9.23
1 <sup>e</sup>	5.57	7.70	7.87	9.23

On a pris  $T_{\max}$  et  $M_{\max}$  ( $>0$ ) ce qui nous évitera de faire de considérations  $M_{\max}$  et  $T_{\text{corresp}}$  puis  $T_{\max}$  et  $M_{\text{corresp}}$  si l'on avait trouvé que c'était pas vérifiée j'aurais passé par ces 2 considérations.

Nous remarquons que la condition  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma}$  est toujours vérifiée. A est la section à prolonger au delà de l'appui.

\* Condition de non écrasement du béton :

le rayon de courbure des crochets doit satisfaire à :

$$r \geq 0.10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \cdot \gamma = 0.1 \times 1.4 \times \frac{4200}{103} \left(1 + \frac{1.4}{5.14 + 28}\right) \cdot 1 = 5.94 \text{ cm.}$$

$$d_1 = 5\phi + \gamma.$$

\* Vérification de l'adhérence :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_d = \frac{T}{n p z} \leq \tau_d = 2 \psi \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 6 = 18 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifiera le cas le plus défavorable pour chaque niveau :

Niveau	T (t)	n	P	$\tau_d$
5 <sup>e</sup>	1.907	4	3.768	4.52
4 <sup>e</sup>	4.771	6	4.396	6.46
3 <sup>e</sup>	6.356	12	4.396	4.30
2 <sup>e</sup>	7.327	12	4.396	4.96
1 <sup>e</sup>	7.440	12	4.396	5.04

Dans tous les cas  $\tau_d < \bar{\tau}_d$  est vérifiée.

\* Vérification de la flèche :

$$\frac{f_c}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{A_{\max}}{b_0 h} = \frac{4.62}{20.32} = 0.007 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0.010$$

$$\frac{f_c}{l} = 0.097 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M} = \frac{1}{10} \cdot \frac{0.85}{1.42} = 0.06$$

$\Rightarrow$  la vérification de la flèche est inutile.



	Niveau	Appui	Gous SP2		Adop.	Gous SP1	
			M(t.m)	Acal. (cm <sup>2</sup> )		Mcal.	Acal.
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1	3.447	2.03	3T12 " 3.39	0.969	0.85
		2	2.819	1.66		1.538	1.35
		3	4.209	2.48		3.277	2.81
		4	5.024	2.96		2.873	2.53
	4 <sup>e</sup>	5	8.046	4.75	3T16 " 6.03	1.737	1.53
		6	5.792	3.42		2.364	2.08
		7	7.690	4.54		5.260	4.63
		8	10.209	6.02		4.940	4.35
	3 <sup>e</sup>	9	11.836	6.98	6T14 " 9.23	1.752	1.54
		10	7.887	4.65		2.365	2.08
		11	10.458	6.17		4.898	4.31
		12	12.828	7.57		4.967	4.37
	2 <sup>e</sup>	13	14.370	8.48	6T14	1.752	1.54
		14	9.292	5.48		2.365	2.08
		15	12.378	7.30		4.898	4.31
		16	15.275	9.01		4.967	4.37
	1 <sup>er</sup>	17	15.003	8.85	6T14	1.752	1.54
		18	9.990	5.89		2.365	2.08
		19	12.629	7.45		4.898	4.31
		20	15.542	9.17		4.967	4.37
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1	3.307	1.95	3T12	0.587	0.52
	4 <sup>e</sup>	3	8.238	4.86	3T16	1.379	1.21
	3 <sup>e</sup>	5	12.360	7.29	6T14	1.392	1.23
	2 <sup>e</sup>	7	15.119	8.92	6T14	1.392	1.23
	1 <sup>er</sup>	9	15.707	9.27	6T14	1.392	1.23

\* Ferrailage des travées :

	Niveau	travée	Gous SP1		Adoptée	Gous SP2		Gous SP2		Adoptée
			M(t.m)	Acal. (cm <sup>2</sup> )		Acal.	M(t.m)	M(t.m)	Acal.	
Portique 13-13	5 <sup>e</sup>	1-2	1.17	1.04	3T14 " 4.62	1.04	1.76	0.00	0.00	3T10 2" 35
		2-3	1.15	1.02		0.78	1.33	0.00	0.00	
		3-4	3.16	2.80		2.14	3.63	0.00	0.00	
	4 <sup>e</sup>	5-6	1.83	1.62	3T14	1.98	3.36	0.65	0.38	3T10
		6-7	2.01	1.78		1.47	2.49	0.00	0.00	
		7-8	4.90	4.34		3.56	6.04	0.00	0.00	
	3 <sup>e</sup>	9-10	1.83	1.62	3T14	2.55	4.32	1.62	0.96	3T10
		10-11	2.02	1.79		1.70	2.88	0.24	0.14	
		11-12	4.88	4.32		3.87	6.56	0.00	0.00	
	2 <sup>e</sup>	13-14	1.83	1.62	3T14	2.93	4.97	2.27	1.34	3T10
		14-15	2.02	1.79		1.85	3.14	0.50	0.30	
		15-16	4.88	4.32		4.28	7.26	0.03	0.02	
1 <sup>er</sup>	17-18	1.83	1.62	3T14	2.94	4.98	2.28	1.35	3T10	
	18-19	2.02	1.79		1.72	2.91	0.28	0.17		
	19-20	4.88	4.32		4.32	7.33	0.10	0.06		
Portique 15-15	5 <sup>e</sup>	1-2	0.82	0.73	3T14	0.47	0.89	0.00	0.00	3T10
	4 <sup>e</sup>	3-4	1.76	1.56	3T14	0.96	1.63	0.00	0.00	3T10
	3 <sup>e</sup>	5-6	1.75	1.55	3T14	0.96	1.62	0.00	0.00	3T10
	2 <sup>e</sup>	7-8	1.75	1.55	3T14	0.96	1.62	0.00	0.00	3T10
	1 <sup>er</sup>	9-10	1.75	1.55	3T14	0.96	1.62	0.00	0.00	3T10
Armatures inférieures						Armatures supérieures				



Détermination des armatures transversales :

•  $T_b = \frac{T}{b_0 z}$  avec  $T = T_{max} = \begin{cases} 11,52 \text{ t} \rightarrow \text{portique 13-13} \\ 13,13 \text{ t} \rightarrow \text{portique 15-15} \end{cases}$

$b_0 = 30 \text{ cm}$   
 $z = \frac{7}{8} h = 41,125 \text{ cm}$

$\Rightarrow T_{b_{max}} = 10,65 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{bb} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{bb} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{bb} = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = 15 \text{ kg/cm}^2 > T_{b_{max}} \Rightarrow \text{vérifié}$

• Calcul de  $\bar{\sigma}_{at}$  :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} = \left(1 - \frac{T_b}{9 \bar{\sigma}'_{bb}}\right) \cdot 2400 = 1927 \text{ kg/cm}^2$

• Soit  $A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier en } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  pour tous les niveaux

• Espacement :  $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 12,13 \text{ cm}$

RPA81 :  $\begin{cases} s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = 11,75 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ s_t \leq \frac{h}{2} = 23,5 \text{ cm} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$

On adoptera alors  $t = 10 \text{ cm}$  au voisinage des appuis et  $t = 15 \text{ cm}$  en travée.

\* Vérification de la non fissuration :

On calculera  $\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$  et  $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$

et l'on vérifiera que  $\bar{\sigma}_a = 2800 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

avec  $k = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow$  fissuration peu nuisible et  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \begin{cases} 0,0488 \rightarrow 4^{\text{et}} 5^{\text{e}} \text{ niv} \\ 0,0377 \rightarrow 2^{\text{e}} \text{ et } 3^{\text{e}} \text{ niv} \\ 0,0513 \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ niveau} \end{cases}$   
 $\eta = 1,6 \rightarrow$  aciers à haute adhérence

Les armatures inférieures (aux appuis) étant plus faibles que les armatures supérieures (aux appuis) on fera alors la vérification pour ces aciers.

La vérification sera faite pour chaque niveau :

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	φ (mm)	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)
5 <sup>e</sup>	3,39	12	3165	2603
4 <sup>e</sup>	3,39	12	3165	2603
3 <sup>e</sup>	6,78	12	5476	2603
2 <sup>e</sup>	6,78	12	5476	2603
1 <sup>er</sup>	9,23	14	5812	2410

donc  $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow$  vérifié.

Vérifications pour les travées :

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \begin{cases} 0,0257 & \text{pour armatures inférieures} \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3505 \text{ bars} \\ 0,0083 & \text{supérieures} \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3220 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifiés}$

\* Vérification de la condition de non fragilité :

il faut que  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \frac{6}{4200} \cdot 30 \cdot 47 = 1,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifié.

\* Vérification de la condition aux appuis :

$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{bb}} = \frac{2 \cdot 13,13 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,75} = 12,73 \text{ cm}$



**COMPARAISON SIMPLIFIEE**

**ENTRE LES REGLES :**

**C . C . B . A . 68**

**&**

**B . A . E . L . 83**

## SOMMAIRE DE LA COMPARAISON

1°) Principes . . . . .	79
2°) Hypothèses de calcul . . . . .	79
3°) Contraintes admissibles . . . . .	80
4°) Modules de déformation et coefficient de Poisson . . . . .	81
5°) Combinaisons d'actions . . . . .	82
6°) Sollicitations normales . . . . .	82
7°) Adhérence acier-béton . . . . .	84
8°) Fissuration . . . . .	85
9°) Déformations . . . . .	86
10°) Actions tangentées dans une poutre fléchie . . . . .	86
11°) Flambement . . . . .	87
12°) Dispositions constructives . . . . .	89
- Poteaux . . . . .	89
- Poutres . . . . .	90

## Principes des règlements CCBA 68 et BAEL 83

### a) CCBA 68 :

Le principe des règlements fut pendant près d'un siècle le suivant :  
À partir des actions maximales susceptibles de s'appliquer à l'ouvrage et à l'aide des hypothèses de la RDM, on calcule les contraintes qui s'exercent dans les différents éléments, et on vérifie qu'elles sont inférieures à la contrainte admissible  $\bar{\sigma}$  qui le rapport de la contrainte de ruine  $f$ , par un coefficient de sécurité  $k$  fixé une fois pour toutes.

Insuffisance d'une telle conception de la sécurité :

- Les actions max. ne sont pas totalement connues  $\Rightarrow k$  doit varier avec la nature de l'action.
- La contrainte de ruine  $f$  n'est pas aussi bien définie pour tous les matériaux.
- Cette conception ne tient pas compte du phénomène d'adaptation plastique de la section.
- Cette conception ne met pas à l'abri d'une augmentation accidentelle des actions, plus particulièrement lorsque les contraintes ne sont pas proportionnelles aux actions (ex. flexion composée en béton armé).
- Ne tient pas compte de la durée et du mode d'application des actions.
- Ne tient pas compte de la très faible probabilité de concomitance de plusieurs actions variables indépendantes et de courte durée.

### b) BAEL 83 :

C'est une méthode semi-probabiliste dont le principe de base consiste à :

- Considérer des valeurs caractéristiques des actions définies par une probabilité de dépassement fixée a priori.
- Considérer de la même façon des valeurs caractéristiques des résistances mécaniques des matériaux.
- Couvrir les facteurs aléatoires non pris en compte ci-dessus en majorant les actions et en minorant les valeurs des résistances.
- Vérifier que les sollicitations de calcul ainsi définies restent inférieures à celles qui correspondent à l'état-limite considéré, celui-ci étant un état au delà duquel une structure ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

Définitions :

- Contrainte admissible :  
C'est le rapport entre, la contrainte  $f$  de ruine du matériau et un coefficient de sécurité fixé une fois pour toutes.
- Etat-limite :  
C'est un état au delà duquel une structure cesse de remplir ses fonctions ou ne satisfait plus aux conditions, pour lesquelles elle a été conçue.  
Thématiquement les états-limites sont classés en deux catégories :  
Etat-limite ultime et état-limite de service.

## Hypothèses de calcul

### a) CCBA 68 et état-limite de service en BAEL 83 :

- Le béton tendu est négligé.
- Les sections restent planes après déformation.
- Adhérence parfaite entre l'acier et le béton.
- Le comportement de l'acier et du béton est élastique.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

b/ Hypothèses pour l'état-limite ultime :

Les trois premières hypothèses précédentes sont celles de l'ELU de plus on suppose que :

- L'acier se rompt à  $\epsilon_s = 10\%$
- Le béton se rompt à  $\epsilon_b = \begin{cases} 2\% & \text{en compression simple} \\ 3,5\% & \text{en flexion} \end{cases}$

### Contraintes admissibles

a/ CCBA 68 :

Deux cas de calcul des sollicitations :

\* Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

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

- $\alpha$  dépend de la classe de ciment.
- $\beta$  " " " qualité du béton.
- $\gamma$  " des dimensions des agrégats
- $\delta$  " du type de sollicitation
- $\epsilon$  " de la forme de la section.

• Acier :

$$\bar{\sigma}_a = \min. \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max. (\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  seront définies dans la partie fissuration

\* Sollicitations du 2<sup>e</sup> genre :

• Béton :  $\bar{\sigma}_b'(2^{\text{e}} \text{ genre}) = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b'(1^{\text{er}} \text{ genre})$

• Acier :  $\bar{\sigma}_a(2^{\text{e}} \text{ genre}) = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_a(1^{\text{er}} \text{ genre})$

b/ BAEL 83 :

\* Etat-limite de service :

• Béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

• Acier : • fissuration peu nuisible : aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier étant déterminé en ELU.

• fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min. \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right) \quad \eta = \text{coeff. de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour acier rond lisse} \\ 1,6 & \text{" haute adhérence} \end{cases}$$

• fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min. \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \eta \right)$$

1 \* Etat-limite ultime :

• Béton :  $f_{cb} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

0,85 est un coefficient qui tient compte de la moindre résistance du béton soumis à des chargements de longue durée.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en cas général} \\ 1,15 & \text{en combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

• Acier :  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$        $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{en situations normales} \\ 1 & \text{accidentelles} \end{cases}$



## Combinaisons d'actions

On considèrera uniquement les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre en CCBA 68 et celles de l'ELU et de l'ELS en BAEL 83, cas qui nous intéressent pour le calcul de bâtiment, les combinaisons accidentelles étant définies dans le RPA 81.

a/ CCBA 68 :  $G + 1,2 P$

b/ BAEL 83 :

. Etat - limite ultime :  $1,35 G + 1,5 Q_B$ .

. Etat - limite de service :  $G + Q_B$ .

$G$  = charge permanente

P et  $Q_B$  = surcharges d'exploitation en CCBA 68 et BAEL 83 respectivement.

### Conclusions :

\* En CCBA 68:  $G$  est supposé connu parfaitement, la densité du béton ainsi est supposé constante ainsi que les formes géométriques des pièces...  
 $Q$  est supposé ne pouvant pas varier de plus de 20%.

\* En BAEL 83: on tient compte de plusieurs paramètres, ex.:

La majoration de 35% de  $G$  tient compte de la durée d'application efficace de  $G$ , de l'erreur de mesure de la densité et de sa variabilité d'un béton à un autre, des erreurs sur l'évaluation des volumes des pièces...  
 La majoration de 50% tient compte du fait que les charges d'exploitation sont très variables et met à l'abri d'une augmentation accidentelle des actions.

## Sollicitations normales

Ce sont celles qui, dans une section droite ne développent que des contraintes normales.

Principe de dimensionnement à l'état - limite ultime :

Étant données une section et une sollicitation  $(M, N)$ , tout d'abord il faut rechercher à quel type de diagramme correspond la sollicitation, puis à partir des équations d'équilibre déterminer la section d'acier tendu  $A$ , et éventuellement  $A'$ . Cet équilibre étant assuré,  $A$  sera donnée par

$$A = \frac{N_u - N_c}{\sigma_s}$$

$N_c$  = résultante du béton comprimé

$N_u$  = effort normal extérieur à l'ELU.

Propriétés des matériaux en état - limite ultime :

. Béton :

Le diagramme contrainte - déformation (du béton) réel est souvent remplacé par un diagramme parabole - rectangle (fig. 2), comme il est souvent admis pour certaines formes de section de remplacer le diagramme parabole - rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (fig. 3).

Ceci est valable pour les sections rectangulaires, les sections en T..., en revanche c'est pas valable pour une section dont la largeur va en décroissant vers les régions les plus comprimées ex. section circulaire ou en  $\perp$ .



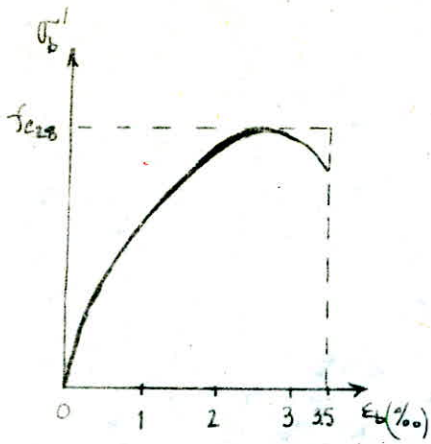
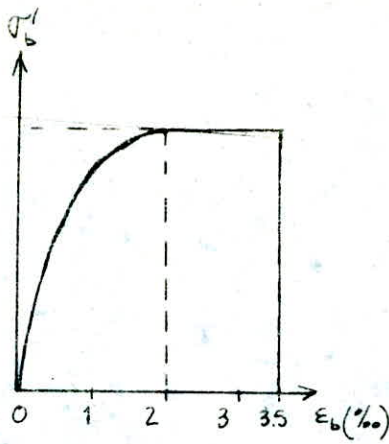


diagramme réel  
contrainte-déformation  
(Fig. 1)



Diag. parabole-rectangle  
(Fig. 2)

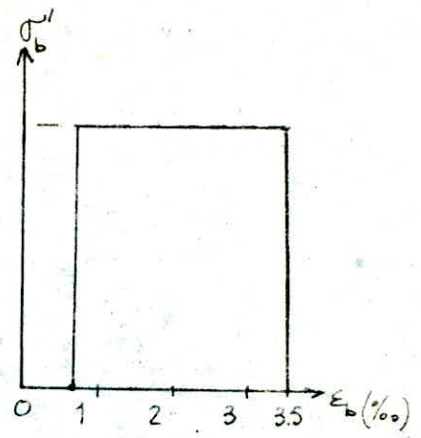


Diagramme rectangulaire  
(Fig. 3)

• Acier :

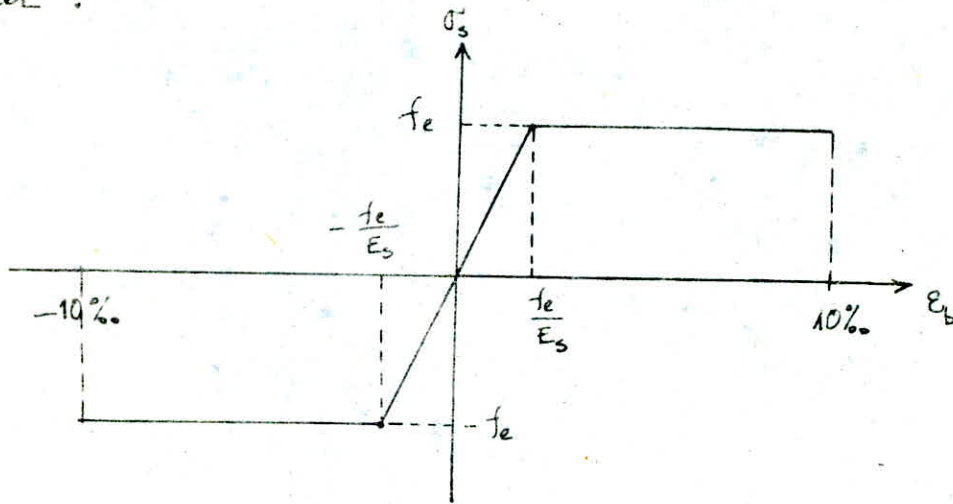


Diagramme contrainte-déformation d'un acier  
naturel ou fortement écroui.

En CCBA 68 et à l'ELS du BAEL 83 on considère uniquement la partie élastique (entre 0 et  $\frac{f_e}{E_s}$ ) car la contrainte est supposée proportionnelle à la déformation.

À l'ELU on prend en compte le phénomène d'adaptation plastique des matériaux ainsi on suppose que :

- L'acier se rompt à 10%
- le béton se rompt à  $\begin{cases} 2\% \text{ en compression simple} \\ 3,5\% \text{ en flexion} \end{cases}$

# Adhérence Acier - béton

1°) Différents facteurs qui influent sur l'adhérence :

- Etat de surface et forme de la barre.
- Diamètre de la barre.
- Résistance du béton à la traction.
- Etat de contrainte transversale du béton d'enrobage.
- Distance à la surface libre du béton (enrobage).
- Groupage des barres en paquets.

2°) Ancrage des armatures :

a) - Ancrage rectiligne :

\* CCBA 68 :

la longueur de scellement droit est  $\frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$

$\phi$  = diamètre de la barre

$\bar{\sigma}_a$  = contrainte admissible de la barre

$\bar{\tau}_d$  = contrainte d'adhérence de la barre.

on distingue 2 zones d'ancrage :

• Ancrage normal :

$$\tau_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b \quad \psi_d = \text{coefficient de scellement} = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres lisses} \\ 1,5 & \text{pour haute adhérence} \end{cases}$$

• Ancrage en pleine masse :

$$\tau_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$$

\* BAEL 83 : on impose la justification uniquement pour l'ACU.

Contrainte d'adhérence :  $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$

et  $l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_c}{\bar{\tau}_s}$  à défaut de calcul on prend  $l_s = \begin{cases} 50 \phi & \text{pour RL} \\ 40 \phi & \text{pour HA} \end{cases}$

Conclusion :

\* Les règles BAEL ont supprimé la distinction entre ancrage normal et ancrage en pleine masse et ce dans un souci de simplification, et considérant que cette distinction était le plus souvent négligée.

\* Les contraintes d'adhérence et les longueurs de scellement droit sont de même ordre de grandeur.

b) Ancrage courbe :

\* CCBA 68 :

Le rayon de courbure d'un crochet est donné par l'expression suivante :

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \gamma$$

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

$d$  = voir schéma.

$\gamma$  = coefficient numérique =

$$= \begin{cases} 1 & \text{pour une barre isolée ou appartenant à 1 seul lit.} \\ \frac{5}{3} & \text{pour une barre appartenant à 2 lits} \\ \frac{7}{3} & \text{pour " " " " 3 lits.} \end{cases}$$



Vue de bout



Elevation

le rayon de courbure minimum est donné par :

$$r \geq 0.2 \left( 1 + \frac{\Phi}{e_r} \right) \frac{\sigma_s}{f_{c_j}} \cdot \gamma \cdot \Phi \quad \text{avec } \frac{e_r = d}{\gamma \text{ a mêmes valeurs que précédemment}} \\ \text{avec } \gamma = 3 \text{ si la barre appartient à 4 lits.}$$

Conclusion :

Les deux expressions conduisent à des courbes du même ordre, elles prennent en compte les mêmes paramètres.

Fondation par recouvrement :

La transmission des contraintes entre les barres qui se recouvrent ne sera efficace que si celles-ci sont suffisamment proches l'une de l'autre pour que la transmission des efforts par les bielles de béton puisse avoir lieu, les règles CCBA 88 (art. 30,52) comme les règles BAEL (art. A6.1,223) prescrivent d'augmenter la longueur de scellement d'une quantité égale à la distance entre-axes des 2 barres dans le cas où cette distance dépasse  $5\Phi$ .

### FISSURATION

\* CCBA 88 :

La contrainte de traction de l'acier est limitée à :

$$\bar{\sigma}_a = \min. \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max. (\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\Phi} \frac{\bar{m}}{1 + 10 \bar{m}} \quad \text{en MPa} \\ \sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{k \eta}{\Phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{et } \Phi \text{ en mm.} \end{array} \right.$$

$$\text{avec } k = \begin{cases} 15 \cdot 10^5 & \text{pour fissuration peu nuisible} \\ 10^5 & \text{pour fissuration préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^5 & \text{pour fissuration très préjudiciable.} \end{cases} \quad \text{en MPa} \cdot \text{mm}$$

\* BAEL 83 : 3 cas à envisager :

• fissuration peu nuisible : aucune limitation de  $\bar{\sigma}_s$ , les armatures étant déterminées par l'ELU.

• fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min. \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right)$   $f_e$  en MPa  
 $\eta = \text{coeff. de fissuration}$   
 $= \begin{cases} 1 \text{ pour RL} \\ 1,6 \text{ pour HA} \end{cases}$

• fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min. \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \eta \right)$ .

Conclusion :

Il faut noter que  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  donnent des valeurs très faibles surtout pour les gros diamètres, 2 conséquences de coulant d'une telle sévérité :

- Pour certains ouvrages, on laisse tomber les gros diamètres au profit des petits mais moins bien proportionnés aux dimensions des ouvrages.
- La sévérité et la complexité des expressions de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  poussent à la négligence purement et simplement d'une telle vérification, et l'on se contente de prendre  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$  ce qui n'est pas correct lorsque il s'agit d'un milieu agressif par exemple.

## DEFORMATIONS

Le calcul et la vérification des flèches se fait à l'état-limite de service.

Les règles CCBA 68 et BAEL 83 donnent une méthode de calcul approchée de la déformation d'une poutre fléchie. Cette méthode est à caractère empirique, la valeur des coefficients donnés dans les formules a été ajustée en fonction des résultats de mesure des flèches en cours d'essai, généralement sous chargement instantané.

Cependant il est admis de ne pas calculer la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

\* CCBA 68 :

$$a/ \frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$b/ \frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$c/ \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{4,3}{\sigma_{en}}$$

$M_t$  = moment max. en travée

$b_0$  = largeur de la nervure

$M_0$  = moment isostatique de la travée supposée indépendante.

$A$  = section des armatures tendues.

$\sigma_{en}$  = limite élastique de l'acier tendu en MPa.

\* BAEL 83 :

$$a/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$b/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$c/ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Conclusion :

Seule la condition c/ est différente dans l'un ou l'autre des 2 règlements en fait, c'est légèrement plus sévère en CCBA.

## ACTIONS TANGENTES

\* CCBA 68 :

- La contrainte de cisaillement  $\tau$  du béton au droit de l'axe neutre est limitée à :

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

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

$$\text{et } \tau_b = \frac{T}{b_0 z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

- Contrainte admissible des armatures transversales  $\bar{\sigma}_{at}$  :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} \quad \text{avec } f_a = \max. \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\tau_b}{30} \end{array} \right.$$

s'il n'y a pas de reprise de bétonnage pour la section consid.

$$0,2h \leq t \leq \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h = \bar{t}$$

Dans le cas du cisaillement qui règne à la jonction de l'âme et d'un hourdis, on aura :

$$\tau = 4\bar{\sigma}_b \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_b$$

\* BAEL 83 :

La vérification de l'effort tranchant se fait en ELU.

- Etat-limite ultime du béton de l'âme :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \begin{cases} \min.(0,13 f_{cj}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres rebroussées} \\ \min.(0,10 f_{cj}; 3 \text{ MPa}) \rightarrow \text{cas de fissuration préjudiciable} \\ \min.(0,18 f_{cj}; 5,5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{cas où les axes sont à } 45^\circ \end{cases}$$

- Section min. d'armatures d'âme :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$A_t$  = section des armatures d'âme

$S_t$  = espacement entre les armatures d'âme.

- Justification de l'ELU des armatures d'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{cj}}{0,8 f_e}$$

- Espacement max. :  $S_t \leq \min.(0,9d; 40 \text{ cm})$

Conclusion :

- Les valeurs limites de cisaillement sont comparables dans le CCBA 68 et le BAEL 83 ; en fait les expressions du BAEL prennent en compte l'effet de la fissuration et le mode de disposition des armatures d'âme.
- Le coefficient  $\beta_a$  du CCBA 68 tient compte de l'intervention du béton dans la résistance à l'effort tranchant.
- Il est tenu compte aussi de ce fait en BAEL par une diminution forfaitaire de  $0,3 f_{cj}$  de la contrainte de cisaillement limite  $\tau_u$ .
- En CCBA 68  $\bar{t}$  tient compte de la contrainte de cisaillement ainsi que de  $\bar{\sigma}_b$  ce n'est pas le cas pour le BAEL où  $S_{t \max}$  ne dépend que de  $d$ .

## FLAMBEMENT

\* CCBA 68 :

a) Cas de compression simple :

- $\lambda \leq 50 \Rightarrow$  justification en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet du flambement.

-  $10 < \lambda \leq 35 \Rightarrow$  justification en flexion composée,  $N$  étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement par rapport au centre de gravité du béton seul d'une excentricité de flambement à caractère conventionnel.

b) Cas de flexion composée :

-  $\lambda \leq 35 \Rightarrow$  justification en F.C. sans qu'il soit tenu compte de l'effet du flambement.

-  $35 < \lambda \leq 50 \Rightarrow$  justification en F.C. effort normal égal à l'effort normal appliqué et affecté dans le plan de flambement d'une excentricité complémentaire  $e_{1c}$ .

-  $50 < \lambda < 150 \Rightarrow$  justification en F.C.,  $N$  étant affecté de l'excentricité  $e_c$  calculée comme pour le cas de compression simple avec  $50 < \lambda < 150$  où l'on attribue à  $\lambda$  un élancement fictif  $\lambda'$  (supérieur à  $\lambda$ )

\* BAEL 83 :

La justification se fait en ELU.

a) Cas de compression simple :

On doit vérifier que l'acier et le béton sollicités à leurs limites respectives  $\sigma$  et  $f$ , la charge ultime extérieure  $N_u$  n'exécède pas la charge capable du poteau  $\bar{N}_u = \alpha (B'f + A\sigma)$

avec 
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda < 100$$

$\alpha$  est un coefficient qui tient compte de l'élancement  $\lambda$  de la pièce.

De plus les règles BAEL 83 prescrivent :

- la réduction de  $B'$  (retrancher 1cm sur tout le périmètre de la section)  
 - la majoration de  $f$  /  $f = \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b}$  où  $\gamma_b = 1.5$  et 0.9 tient compte de l'augmentation de la résistance du béton entre 28 et 90 j.

- Pour  $\sigma$  prendre  $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$  avec  $\gamma_s = 1.15$ .

-  $\alpha$  est minoré de 10% si au moins la moitié des charges est appliquées à moins de 30 jours.

-  $\alpha$  est minoré de 17% si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.

b) Cas de flexion composée avec compression :

Dans le cas des bâtiments courants on a presque toujours  $l_f \leq \max(15, \frac{20e_1}{h})$

où  $l_f$  est la longueur de flambement de la pièce et  $e_1$  l'excentricité initiale.

Pour ce cas précis les règles BAEL 83 prescrivent qu'il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire en adoptant des excentricités additionnelles tenant compte des imperfections géométriques initiales ainsi que de la déformation de la structure.

L'excentricité totale de calcul sera :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_a$  = excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$e_2$  = excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure

$$e_1 = \max. \left( 2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right) \quad \text{où } l = \text{longueur libre du poteau.}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \Phi)$$

$$\alpha = \frac{\text{moment du 1er ordre dû à G}}{\text{moment total du 1er ordre}} \quad \text{avant pondération}$$

$$\Phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déform. instantanée due à la charge considérée}} \approx 2$$

Conclusion :

En BAEL, il est tenu compte des effets du second ordre et ce quel que soit  $\lambda$  tandis qu'en CCBA, pour  $\lambda \leq 50$  en compression simple et pour  $\lambda \leq 35$  en flexion composée les justifications sont menées sans qu'il soit tenu compte des effets du second ordre.

Les règles BAEL sont donc plus sévères en ce qui concerne les problèmes de flambement.

## DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

### A. Poteaux.

\* Pièces soumises à la compression

1°) CCBA 68 :

- Pourcentage minimum : dans chaque règlement on prévoit un pourcentage min pour éviter que la pièce ne soit trop fragile.

$$\bar{\omega} = \frac{1.25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{bc}}$$

$$\theta_1 \text{ tient compte des possibilités d'excentrement de la charge.} = \begin{cases} 1.8 & \text{pour un poteau d'angle} \\ 1.4 & \text{" " " de rive} \\ 1 & \text{" " " interne} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{a}{12.2c}$$

$a$  = plus petite dimension transversale de la pièce.

$c$  = enrobage.

$$\theta_3 = 1 + \frac{276}{\sigma'_{bc}}$$

$\sigma'_m$  désigne la contrainte moyenne de compression de la pièce calculée sur la section du béton seul.

- Recouvrements :

longueur de recouvrement =  $9.6 l_3$

- Distances min. des armatures longitudinales :

Elle est égale au plus à la plus petite dimension transversale du poteau.

- Enrobage des armatures transversales :

$$c \leq \min. \begin{cases} t_1 = (100 \Phi_t - 15 \Phi_{2 \text{ arm}}) \left( 2 - \frac{\sigma'_{bc}}{\sigma'_{bc0}} \right) \\ t_2 = 15 \Phi_{\text{min}} \left( 2 - \frac{\sigma'_{bc}}{\sigma'_{bc0}} \right) \end{cases} \quad t = 15 \text{ à } 20 \Phi_t$$

$$\sigma'_{bc} = 3.6 \text{ fois } \Phi_t$$

- Zone de recouvrement :

Le nombre  $n$  de cadres doit être supérieur ou égal à  $\nu / \nu = \max. \left( 3, 94 \frac{\rho_{\text{max}}}{\Phi_t} \frac{f_{ct}}{\sigma_{ct}} \right)$

## 2/ BAEL 83 :

- Pourcentage minimum :  
Pour un poteau rectangulaire  $a \times b$ ,  $A_{min} = \max. (20 a \cdot b ; 8(a+b))$   
avec  $a$  et  $b$  en  $m$ .
- Enrobage :  
mêmes conditions qu'en CCBA 68.
- Recouvrement :  
De même qu'en CCBA 68 c'est  $0,6 l_s$ .
- Distance max. des armatures longitudinales ( $d$ ) :  
 $d \leq (a + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$  où  $a =$  plus petite dimension transversale du poteau.
- Armatures transversales :
  - Diamètre :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$
  - Espacement :  $\bar{t} = \min. (15 \phi_t ; a + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$
- Zone de recouvrement : on disposera d'un min. de 3 cadres dans cette zone.

### Conclusion :

- L'expression donnant  $A_{min}$  en CCBA est extrêmement laborieuse, celle du BAEL est très simplifiée.
- On ne tient pas compte des mêmes paramètres dans l'une ou l'autre des expressions.
- Pour l'enrobage les deux règlements prescrivent la même chose il en est de même pour la question de recouvrement.
- Pour la distance max. des armatures longitudinales, le BAEL applique une majoration de  $a$  de 10 cm et introduit une limite supérieure de 40 cm.
- Pour l'espacement des armatures transversales, le aussi le BAEL simplifie les expressions pénibles du CCBA, en BAEL on a introduit un maximum de 40 cm et on ne tient compte que de  $\phi_t$  et de  $a$  contrairement au CCBA qui tient compte en plus de  $\phi_b$ ,  $\phi_b'$  et  $\bar{\phi}_b'$ .
- Pour ce qui concerne la zone de recouvrement là aussi les règles BAEL simplifient les choses en reprenant uniquement la ~~leur~~ limite à savoir 3 cadres.

## B. Poutres

- Pourcentage min. :
  - \* CCBA 68 :  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h$
  - \* BAEL 83 :  $A \geq 0,001 b d$ } conclusion : formule simplifiée en BAEL  
néanmoins les résultats sont presque les mêmes.

- Ecartement des cadres :
  - \* CCBA 68 :  $0,2h \leq t \leq (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) \cdot h$
  - \* BAEL 83 :  $s_t \leq \min. (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Conclusion : - le CCBA impose une limite inférieure contrairement au BAEL.

- L'expression du CCBA fait intervenir les contraintes de cisaillement et de traction du béton en plus de la hauteur utile de la section ce qui n'est pas le cas pour l'expression du BAEL qui considère  $d$  uniquement.

Le BAEL introduit une limite supérieure de 40 cm, il ne prend en compte que  $d$

- Armatures de peau :

Le BAEL prescrit la nécessité de telles armatures pour des poutres de grande hauteur ( $\geq 80 \text{ cm}$ )



## BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algériennes (RPA 81)
- Règles BAEL 83 . Edition de juillet 1984 .
- Règles CCBA 68 .
- Traité de béton armé de R. Lacroix A. Fuentes H. Thonier .
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80 mis à jour selon BAEL 83 de P. Charon .
- Cours de béton armé de M. Bellazougui .
- Calcul du béton armé aux états - limites de service de P. Charon .

