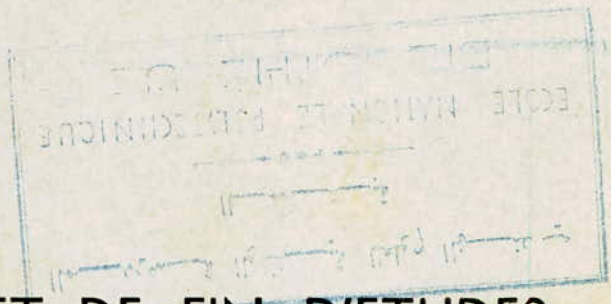
1/82

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DÉPARTEMENT GENIE - CIVIL

1 ex



PROJET DE FIN D'ETUDES

# MATERNITE TYPE 'B'

PROPOSE PAR : **C.T.C.**

DIRIGE PAR : **A. SENDJANI**

ETUDIE PAR :

**Y. AIT MEZIANE et H. MEHENNI**

PROMOTION JUIN 1982

# SOMMAIRE


* PRESENTATION DE L'OUVRAGE ..... 01

* MATERIAUX UTILISES ..... 03

* CALCUL DES ELEMENTS ..... 08

* ACROTERE ..... 18

* POUTRELLES ..... 21

* ESCALIERS ..... 30

* ETUDE SISMIQUE/ -
  REGLEMENT PARASISMIQUE 1969 ..... 38

* DETERMINATION DES EFFORTS ..... 45
* EXPOSE DE LA METHODE DE MUTO ..... 45

* EXPOSE DE LA METHODE DE CAQUOT ..... 64

* SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS ..... 79

* FERRAILLAGE DES POUTRES ..... 98

* FERRAILLAGE DES POTEAUX ..... 115

* FONDATIONS ..... 140

* REGLEMENT PARASISMIQUE 1981

* DETERMINATION DES EFFORTS ..... 155
* SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS ..... 165

* FERRAILLAGE DES POUTRES ..... 173

* FERRAILLAGE DES POTEAUX ..... 188

* COMPARAISON

# D E D I C A C E S

Je dédie ce travail de fin d'études :

. A la mémoire de ma soeur qui m'a beaucoup aidé mais hélas n'a pu participer à cette joie.

. A mon cher père qui m'a encouragé et aidé tant sur les plans moral que financier.

. A ma chère mère qui m'a toujours comprise.

. A ma soeur Zineb, à qui je souhaite d'arriver au même niveau ou même plus, ainsi qu'à mes deux frères, un heureux avenir.

. A tous mes amis.

A M I N A

Je dédie cet ouvrage :

. A la mémoire de mon très cher et regretté père qui m'a beaucoup aidé dans mes études mais qui hélas n'a pu assister à ce grand jour tant espéré.

. A ma mère pour toute sa compréhension.

. Ma reconnaissance va à mon très cher mari pour le confort moral qu'il a su m'apporter ainsi que son encouragement.

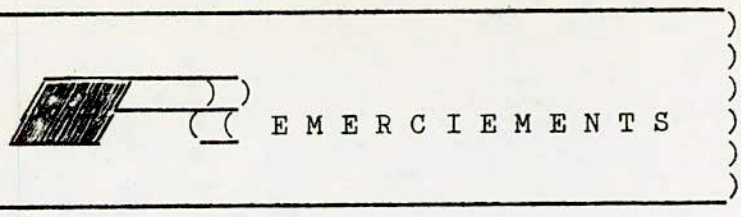
. A ma fille Kahina.

. A mes frères et soeurs.

. A ma belle famille.

. A tous mes amis.

A M A M A



# EMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier notre promoteur Monsieur Ahmed SENDJANI qui nous a encadré jusqu'à la fin de notre travail, Monsieur Morsli BERRAZOUM, Monsieur Abderrahmane DERMOUNE.

Nous tenons aussi à remercier Mademoiselle Zineb BENREMIDA ainsi que Mademoiselle Fazia REBAINE, pour leur accueil chaleureux et leur aide.

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

## -=- PRESENTATION ET DESCRIPTION -=-
## DE L'OUVRAGE

-+-+-+-+-+-+-+-+-+-+-+-+-

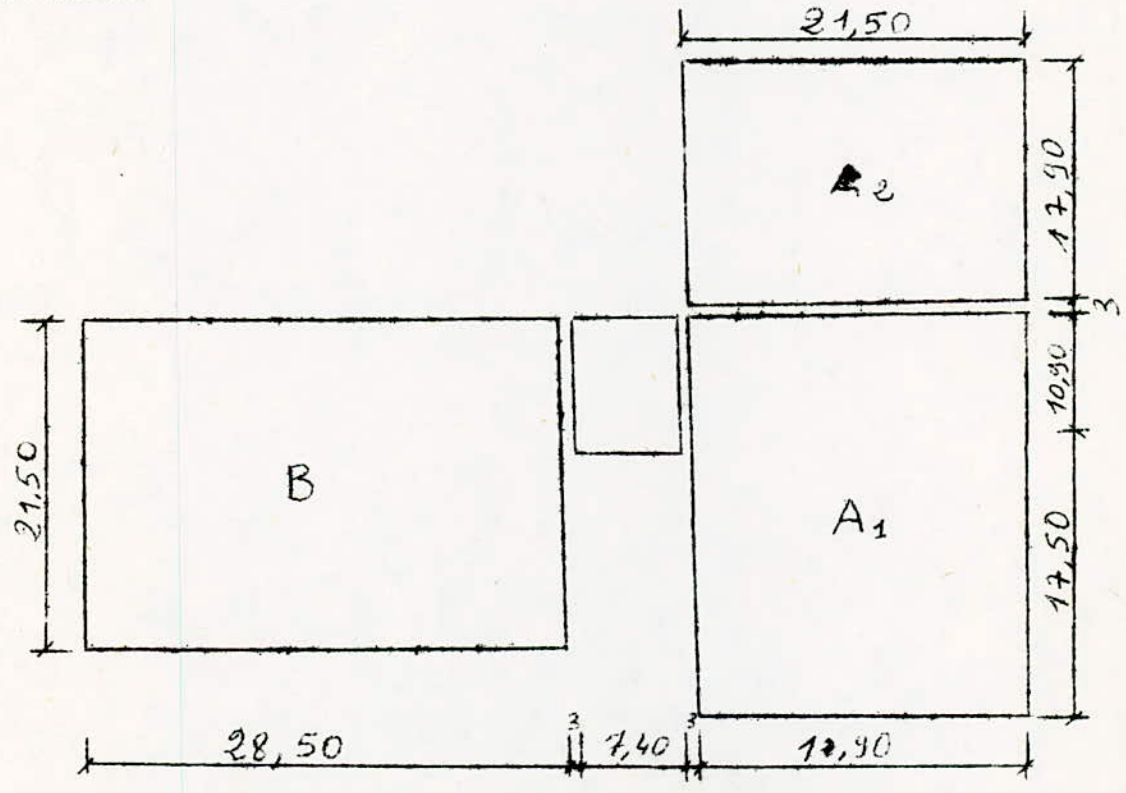
Le projet dont suit l'étude porte sur le calcul de l'ouvrage au séisme, ceci se fera par deux méthodes :

- Règles Parasismiques 1969
- Règles Parasismiques Algériennes 1981.

Cette étude sera suivie d'une comparaison des résultats des deux méthodes ainsi obtenus.

L'ouvrage est une maternité de "Type B", située à ECH-CHELIFF - zône (III) de forte sismicité. Elle est composée de deux parties A et B, A est constituée de deux blocs ($A_1$ et $A_2$).

S C H E M A :




Ce bâtiment se compose d'un vide sanitaire entouré par un voile, d'un rez-de-chaussée et de deux étages.

.../...

. BETON ARME :

Le béton armé entrant dans la constitution du bâtiment sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en Béton Armé (C.C.B.A./68) et à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE.

L'acier que nous utiliserons sera de l'acier doux de nuance FE 24 et de l'acier à haute adhérence et de treillis soudés.

. O S S A T U R E :

L'ossature du bâtiment est constituée de portiques longitudinaux et de portiques transversaux.

Ces portiques sont constitués de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres assurant ainsi le contreventement du bâtiment.

. P L A N C H E R S :

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression de (20 + 5) cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

. E S C A L I E R S :

L'ouvrage sera muni d'une cage d'escalier située dans la partie B.

. M A C O N N E R I E :

Murs extérieurs : formés d'une double cloison :

- Cloison en briques creuses (15 cm).
- Vide d'air (5 cm).
- Cloison en briques creuses (10 cm).

Murs intérieurs : formés de cloison de séparation en briques creuses (10cm)

. R E V E T E M E N T S :

- Céramiques dans les salles d'eau.
- Carrelages ailleurs

.../...

## -=- HYPOTHESES DE BASE -=-

A/ - Taux de Travail du Sol :

La contrainte admissible du sol à une profondeur de 1,20 m est de 1,5 kg/cm2.

B/ - Composition des Matériaux Utilisés :

1 - Béton :

- Il est dosés à 350 kg/cm2 de C.P.A. 325 à contrôle atténué.
- Grosseur des granulats : ..... Cg = 5/15 mm.
- Résistance Nominale de Compression ..... $\sigma'_{28}$ = 270 bars
- Résistance Nominale de Traction ..... $\sigma_{28}$ = 23,2bars

. CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE :

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

* $\alpha$ : Dépend de la classe du ciment utilisé : C.P.A. 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
* $\beta$ : Dépend de la qualité du contrôle : contrôle atténué $\Rightarrow \beta = \frac{5}{6}$
* $\gamma$ : Dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats $h_m > 4\,C_g \Rightarrow \gamma = 1$
* $\delta$ : Dépend de la nature de la sollicitation :
  - $\delta$ = 0,3 en compression simple.
  - $\delta$ = 0,6 en flexion simple.

. EN FLEXION COMPOSEE :

$\delta$ = 0,6, si l'effort normal est une traction.

$\delta = \min \left[ 0,6 \; ; \; 0,3 \left( 1 + \frac{e_o}{3e1} \right) \right]$ si l'effort normal est une compression.

avec : $e_o$ = excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.D.G. de la section du béton seul.

.../...

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

- Lorsqu'il s'agira d'une sollicitation pondérée du deuxième genre, les valeurs de $\xi$ seront multipliées par 1,5.

* $\xi$ : Dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre :

  - $\xi = 1$ en compression simple.
  - $0,5 < \xi < 1$ dans les autres cas.

. CONTRAINTE ADMISSIBLE EN COMPRESSION SIMPLE :

$\overline{\sigma'}_{bo} = 1. \frac{5}{6}. 1. 0,3. 1. 270 = 67,5$ bars = 68,85 kg/cm2 pour les sollicitations du premier genre ($S.P_1$)

$\overline{\sigma'}_{bo} = 1,5. 67,5 = 101,25$ bars = 103,3 kg/cm2 pour des sollicitations du deuxième genre ($S.P_2$).

. CONTRAINTE ADMISSIBLE EN FLEXION SIMPLE :

$\overline{\sigma'}_b = 135$ bars = 137,7 kg/cm2 ($S.P_1$).

$\overline{\sigma'}_b = 202,2$ bars = 206,5 kg/cm2 ($S.P_2$).

. CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE : (Art. 9.5. C.C.B.A./68).

$\overline{\sigma}_b = \beta_b . \sigma'_{28}$ avec $\beta_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta$.

$\alpha, \beta, \gamma$ sont définis précédemment.

* $\theta$ : Dépend de $\sigma'_{en}$ du béton : $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{en}}$ ($\sigma'_{en}$ en bars)

$\overline{\sigma}_b = 5,8$ bars = 5,9 kg/cm2 ($S.P_1$).

$\overline{\sigma}_b = 8,7$ bars = 8,9 kg/cm2 ($S.P_2$).

2 - A c i e r s :

- Aciers doux : ou ronds lisses, Nuance Fe E 24,

$\sigma_{en} = 2400$ kg/cm2

.../...

* Contraintes Admissibles :

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\sigma_{en}$ = 1600 kgf/cm2 ($S.P_1$)

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$ = 2400 kgf/cm2 ($S.P_2$)

. ACIERS A HAUTE ADHERENCE : Ou Aciers TOR - Nuances Fe E 40

$\sigma_{en}$ = 4120 bars = 4200 kgf/cm2 pour $\phi \leq$ 20 mm.

$\sigma_{en}$ = 3920 bars = 4000 kgf/cm2 pour $\phi >$ 20 mm.

* Contraintes Admissibles :

$\phi \leq$ 20 mm : ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ = 2800 kgf/cm2 ($S.P_1$)
( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ = 4200 kgf/cm2 ($S.P_2$)

$\phi >$ 20 mm : ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ = 2670 kgf/cm2 ($S.P_1$)
( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ = 4000 kgf/cm2 ($S.P_2$)

. TREILLIS SOUDES : (Grillage de fils écrouis)

$\sigma_{en}$ = 5200 bars = 5300 kgf/cm2 **pour** $\phi \leq$ 6 mm.

$\sigma_{en}$ = 4410 bars = 4500 kgf/cm2 pour $\phi >$ 6 mm.

* Contraintes Admissibles :

$\phi \leq$ 6 mm : ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ =3533 kgf/cm2 ($S.P_1$)
( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ =5300 kgf/cm2 ($S.P_2$)

$\phi >$ 6mm ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ =3000 kgf/cm2 ($S.P_1$)
( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ =4500 kgf/cm2 ($S.P_2$)

. CONTRAINTE DE TRACTION IMPOSEE PAR LA CONDITION DE FISSURATION (Art. 4.9)

$\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$\sigma_1 = K. \frac{\eta}{\phi} . \frac{\bar{w}f}{1 + 10\bar{w}f}$ (bars) : Contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2 = 2,4. \sqrt{\frac{n. K. \bar{\sigma}_b}{\phi}}$ (bars) : Contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

.../...

avec $\eta$ : coefficient de fissuration ( = 1 pour les ronds lisses.
( = 1,6 H.A.

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

$\bar{w}f$ : $= \frac{A}{Bf}$ : pourcentage de fissuration.

A : Section des armatures tendues.

Bf : Section d'enrobage des barres tendues.

K : Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

* K = $1,5.10^6$, pour fissuration peu nuisible.
* K = $1.10^6$ , pour fissuration préjudiciable.
* K = $0,5.10^6$, pour fissuration très préjudiciable.

.../...

## -=- LETERMINATION DES MASSES -=-
## ET CALCUL DES ELEMENTS
-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

1°/ - CHARGES PERMANENTES / -

| | |
|---|---|
| . Béton Armé ..... | 2.500 kg/m3 |
| . Briques creuses ..... | 1.400 kg/m3 |

* Plancher :

| | |
|---|---|
| . Plancher à corps creux (20 x 5) ..... | 325 kg/m2 |
| . Carrelage (2 cm) ..... | 44 kg/m2 |
| . Ciment de pose ..... | 50 kg/m2 |
| . Sable ..... | 50 kg/m2 |
| . Enduit en plâtre ..... | 13 kg/m2 |
| . Cloison légère de distribution ..... | 75 kg/m2 |
| | 560 kg/m2 |

* Terrasse :

| | |
|---|---|
| . 4 cm de gravier (protection lourde) ..... | 68 kg/m2 |
| . Etanchéité multicouche ..... | 10 kg/m2 |
| . Isolation thermique (4 cm de liège) ..... | 12 kg/m2 |
| . Plancher à corps creux (20 + 5) ..... | 325 kg/m2 |
| . Enduit en plâtre ..... | 13 kg/m2 |
| . La forme de pente (10 cm d'épaisseur moyenne) . | 220 kg/m2 |
| | 650 kg/m2 |

2°/ - SURCHARGES D'EXPLOITATION / - (non majorées)

| | |
|---|---|
| . Terrasse inaccessible ..... | 100 kg/m2 |
| . Plancher ..... | 350 kg/m2 |
| . Escalier ..... | 400 kg/m2 |

.../...

3°/ - POIDS PROPRE DE L'ACROTERE / -

C'est le poids d'une bande ayant :

- Une épaisseur de 10 cm
- Une largeur de 100 cm
- Une hauteur de 80 cm

G = 0,1. 0,80. 1. 2500 = 200 kg/ml

4°/ - POIDS PROPRE DE LA POUTRE / -

- Hauteur : $h = \frac{l}{10} = \frac{700}{10} = 70$ cm
- Largeur : $= 0,4\ h_t = 28 \leqslant b \leqslant 0,7\ h_t = 49$, on prend b = 30 cm

G = 0,70 x 0,30 x 2500 = 525 kg/ml

5°/ - POIDS PROPRE DES CLOISONS EXTERIEURES / -

Le mur extérieur est formé d'une double cloison, l'une de 15 cm, l'autre de 10 cm et d'un vide d'air entre elles de 5 cm.

1400 x 0,25 = 350 kg/m2

Le ciment de liaison pèse 20 kg/m2.

G = 350 + 20 = 370 kg/m2

6°/ - POIDS PROPRE DU VOILE / -

G = 2500 x 0,20 = 500 kg/m2

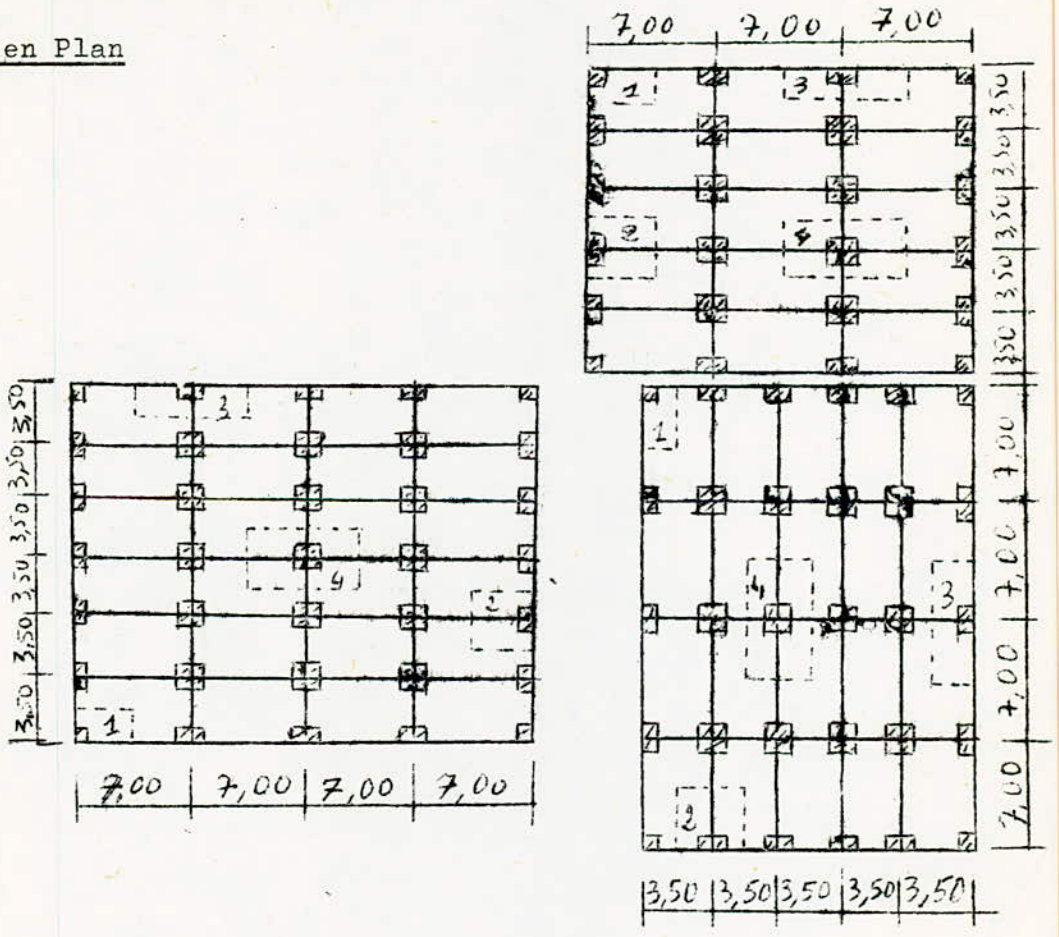
7°/ - PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX / -

Pour prédimensionner les poteaux, nous allons d'abord procéder à une descente de charge pour déterminer la charge permanente et la surcharge revenant à chaque poteau de l'ossature.

.../...

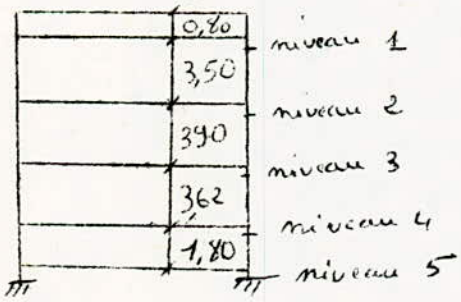
8°/ - DESCENTE DE CHARGES / -

Vue en Plan



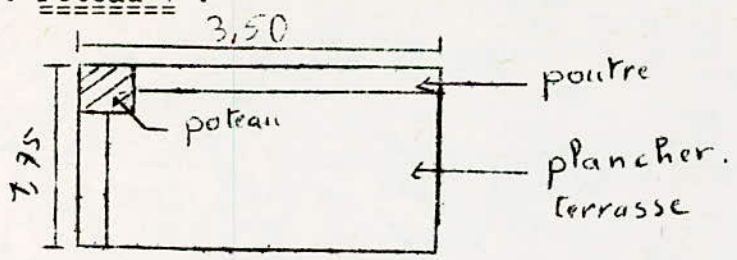

Les travées étant les mêmes dans tous les blocs, les types de poteaux seront les mêmes aussi. Nous aurons quatre types de poteaux à étudier :

$P_1$, $P_2$, $P_3$, $P_4$



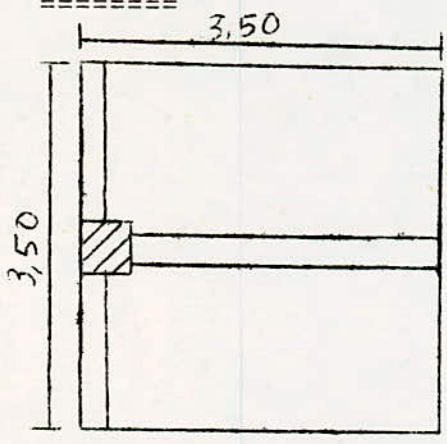
a - Niveau 1 :

. Poteau 1 :




Poids propre de la poutre : 0,70 x 0,30 x 3,10 x 2500 ...1.627,5 kg
" " du chaînage : 0,70 x 0,30 x 1,35 x 2500 ... 708,75 kg
" " de la terrasse:650 x 3,50 x 1,75 .....3.981,25 kg
" " de l'acrotère : 200 x (1,75 + 3,50) .....1.050 kg
7.367,5 kg

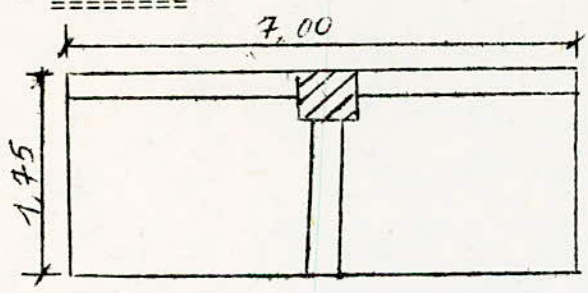
. Poteau 2 :




Poids propre de la poutre : 0,70 x 0,30 x 3,10 x 2500..1.627,5 kg
" " du chaînage : 0,70 x 0,30 x 3,10 x 2500..1.627,5 kg
" " de la terrasse : 6,50 x 3,50 x 3,50 .....7.962,5 kg
" " de l'acrotère : 200 x 3,50 ..... 700 kg
11.917,5 kg

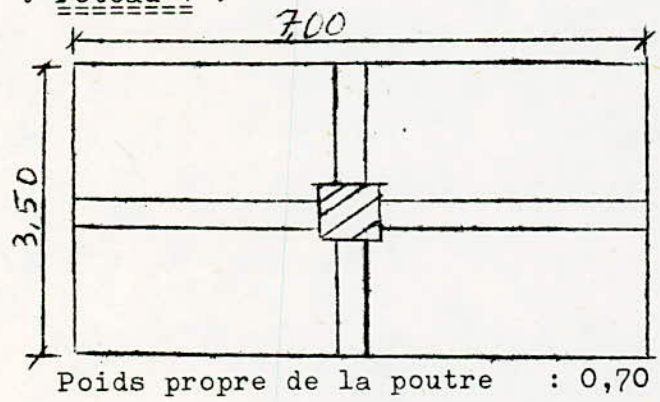
.../...

. Poteau 3 :




| | | |
|---|---|---|
| Poids propre de la poutre | : 0,70 x 0,30 x 6,60 x 2500 ... | 3.465 kg |
| " " du chaînage | : 0,70 x 0,30 x 1,35 x 2500 ... | 708,75kg |
| " " de la terrasse | : 650 x 7,00 x 1,75 ..... | 7.962,5 kg |
| " " de l'acrotère | : 200 x 7,00 ..... | 1.400 kg |
| | | 13.536 kg |

. Poteau 4 :




| | | |
|---|---|---|
| Poids propre de la poutre | : 0,70 x 0,30 x 6,60 x 2500 ... | 3.465 kg |
| " " du chaînage | : 0,70 x 0,30 x 3,10 x 2500 ... | 1.627,5 kg |
| " " de la terrasse | : 650 x 7,00 x 3,50 ..... | 15.925 kg |
| | | 21.017,5 |

b - Niveau 2 :

. Poteau 1 :

| | | |
|---|---|---|
| Poteau | : 7.367,5 x 0,40 x 0,40 x 3,50 x 2500 ..... | 8.767,5 kg |
| Plancher | : 3,50 x 1,75 x 560 ..... | 3.430 |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75kg |

.../...

Cloison 3.551 kg

18.085 kg

• Poteau 2 :

| | | |
|---|---|---|
| Poteau | : 11.917,5 + 1.400 ..... | 13.317,5kg |
| Plancher | : 3,50 x 3,50 x 560 ..... | 6.860 kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5kg |
| Cloison | : 228 x 3,10 x 3,50 ..... | 2.474 kg |
| | | 25.906,5kg |

• Poteau 3 :

| | | |
|---|---|---|
| Poteau | : 13.536 + 1.400 ..... | 14.936 kg |
| Plancher | : 1,75 x 7,00 x 560 ..... | 6.860 kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75kg |
| Cloison | : 228 x 6,60 x 3,50 ..... | 5.267 kg |
| | | 31.237 kg |

• Poteau 4 :

| | | |
|---|---|---|
| Poteau | : 21.017,5 + 1.400 ..... | 22.417,5kg |
| Plancher | : 3,50 x 7,00 x 560 ..... | 13.720 kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5kg |
| | | 41.230 kg |

c - Niveau 3 :

• Poteau 1 :

| | | |
|---|---|---|
| Poteau | : 18.085 + 0,40 x 0,40 x 3,90 x 2500 ..... | 19.645 kg |
| Plancher | : ..... | 3.430 kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75kg |
| Cloison | : ..... | 3.957 kg |
| | .../... | 29.368 kg |

. Poteau 2 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 25.906,5 + 1.560 ..... | 27.466,5 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Cloison | : ..... | 2.756,5 | kg |
| | | 40.338 | kg |

. Poteau 3 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 31.237 + 1.560 ..... | 32.797 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75 | kg |
| Cloison | : ..... | 5.869 | kg |
| | | 49.700 | kg |

. Poteau 4 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 41.230 + 1,560 ..... | 42.790 | kg |
| Plancher | : 7,00 x 3,50 x 560 ..... | 13.720 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| | | 61.602,5 | kg |

d - Niveau 4 :

. Poteau 1 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 29.368 + 0,40 x 0,40 x 3,62 x 2500 ..... | 30.816 | kg |
| Plancher | : ..... | 3.430 | kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75 | kg |
| Cloison | : 228 x (3,10 + 1,35) x 3,62 ..... | 3.673 | kg |
| | | 40.255,5 | kg |

.../...

. Poteau 2 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 40.338 + 1.448 ..... | 41.786 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Cloison | : 228 x 3,10 x 3,62 ..... | 2.558 | kg |
| | | 54.459 | kg |

. Poteau 3 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 49.700 + 1.448 ..... | 51.148 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75 | kg |
| Cloison | : 228 x 6,60 x 3,62 ..... | 5,447,5 | kg |
| | | 67.629,5 | kg |

. Poteau 4 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 61.602,5 + 1.448 ..... | 63.050,5 | kg |
| Plancher | : ..... | 13.720 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| | | 81.863 | kg |

e - Niveau 5 :

. Poteau 1 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 40.255,5 + (0,40. 0,40. 1,80. 2.500) .... | 41.380,5 | kg |
| Plancher | : ..... | 3.430 | kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75 | kg |
| Voile | : 500 x (3,10 + 1,35) . 1,80 ..... | 4.005 | kg |
| | | 51.152 | kg |

.../...

. Poteau 2 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 54.459 + 1.125 ..... | 55.584 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| Voiles | : 500 x 3,10 x 1,80 ..... | 2.790 | kg |
| | | 68.489 | kg |

. Poteau 3 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 67[illegible]9,5 + 1.125 ..... | 68.754,5 | kg |
| Plancher | : ..... | 6.860 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 708,75 | kg |
| Voile | : ..... | 5.940 | kg |
| | | 85.728,5 | kg |

. Poteau 4 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poteau | : 81.863 + 1.125 ..... | 82.988 | kg |
| Plancher | : ..... | 13.720 | kg |
| Poutre | : ..... | 3.465 | kg |
| Chaînage | : ..... | 1.627,5 | kg |
| | | 101.800,5 | kg |

.../...

- TABLEAU RECAPITULATIF DU POIDS PROPRE G :

| POTEAUX / NIVEAUX | $P_1$ | $P_2$ | $P_3$ | $P_4$ |
|---|---|---|---|---|
| Niveau 1 | 7.367,5 | 11.917,5 | 13.536 | 21.017,5 |
| Niveau 2 | 18.085 | 25.906,5 | 31.237 | 41.230 |
| Niveau 3 | 29.368 | 40.338 | 49.700 | 61.602,5 |
| Niveau 4 | 40.255,5 | 54.459 | 67.629,5 | 81.863 |
| Niveau 5 | 51.152 | 68.489 | 85.728,5 | 101.800,5 |

- TABLEAU DES SURCHARGES "P" :

* Surfaces revenant à chaque Poteau :

$P_1$ : $S_1 = 1,75 \times 3,50$ ; $P_3 = 1,75 \times 7,00$

$P_2$ : $S_2 = 3,50 \times 3,50$ ; $P_4 = 3,50 \times 7,00$

| POTEAUX / NIVEAUX | $P_1$ | $P_2$ | $P_3$ | $P_4$ |
|---|---|---|---|---|
| Niveau 1 | 613 | 1.225 | 1.225 | 2.450 |
| Niveau 2 | 2.757 | 5.513 | 5.513 | 11.025 |
| Niveau 3 | 4.901 | 9.801 | 9.801 | 19.600 |
| Niveau 4 | 7.045 | 14.089 | 14.089 | 28.175 |
| Niveau 5 | 9.189 | 18.377 | 18.377 | 36.750 |

.../...

. TABLEAU DE N = G + 1,2 P :

| POTEAUX / NIVEAUX | P1 | $P_2$ | $P_3$ | $P_4$ |
|---|---|---|---|---|
| Niveau 1 | 8.103 | 13.387,5 | 15.006 | 23.957,5 |
| Niveau 2 | 21.393,5 | 32.522 | 37.853 | 54.460 |
| Niveau 3 | 35.249,5 | 52.099,5 | 61.461,5 | 85.122,5 |
| Niveau 4 | 48.709,5 | 71.366 | 84.536,5 | 115.673 |
| Niveau 5 | 62.179 | 90.541,5 | 107.781 | 145.900,5 |

. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous constatons que le "poteau 4" est le plus sollicité à chaque niveau.

$B = b \times b = \frac{N}{\sigma'_{b_o}}$ avec $\sigma'_{b_o} = 68,85$ kg/cm2

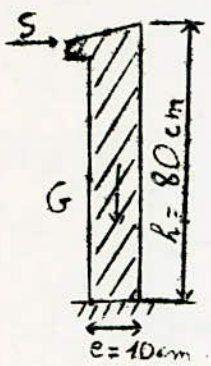
b 30 cm.

| NIVEAUX | N | B = b x b | b. choisit (cm) |
|---|---|---|---|
| 2 | 54.460 | 791 | 35 |
| 3 | 85.122,5 | 1.236 | 40 |
| 4 | 115.673 | 1.680 | 45 |
| 5 | 145.900,5 | 2.119 | 50 |

;.../...

## -=- CALCUL DE L'ACROTERE -=-

. POIDS PROPRE G :




C'est le poids d'une bande de un mètre de large.

- Epaisseur : e = 10 cm
- Hauteur : h = 80 cm
- Largeur : b = 100 cm

L'acrotère sera calculée comme une poutre en console encastrée sur le plancher terrasse.

$$G = 0,10 \times 0,80 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml.}$$

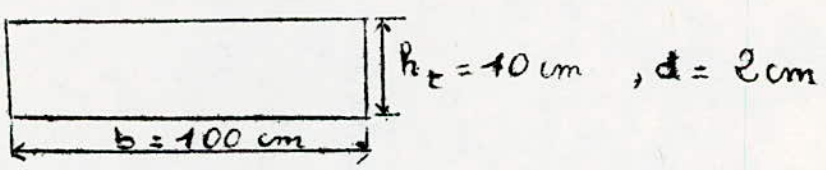
. SURCHARGE "P" :

S = 100 kg/ml est une surcharge due à la main courante appliquée horizontalement, en tenant compte de la pondération, nous aurons :

$$P = 1,2.s = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml.}$$

. CALCUL DES EFFORTS :

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de (100 x 10) cm2 à l'encastrement soumise à une flexion composée (avec la méthode de Pierre CHARON).




Effort Normal : N = G = 200 kg (compression)

Moment de Flexion : M = P x h = 120 x 0,80 = 96 kg.m

L'excentricité : $e_o = \frac{M}{N} = \frac{96}{200} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$

.../...

$\frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66$ $\quad P_o > \frac{h_t}{6}$ donc la section est partiellement comprimée

- CALCUL DU MOMENT FICTIF (Etude en Flexion Simple) :

$$M = P.h + N.\left(\frac{h_o}{2} - d\right)$$

$$= 120 \times 0,8 + 200 \times \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 96 + 6 = 102 \text{ kg.m}$$

- CALCUL DES ARMATURES :

$$\mu = \frac{n.M}{\bar{\sigma}_a.b.(h)^2} = \frac{15 \times 102.10^2}{2.800.100.(8)^2} = 0,0085 \qquad \begin{cases} K = 105 \\ \varepsilon = 0,9583 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{102.10^2}{2.800.0,9583.8} = 0,47 \text{ cm2}$$

* En flexion composée :

$$A'_1 = A' = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,47 - \frac{200}{2.800} = 0,39 \text{ cm2}$$

- VERIFICATION A LA NON FRAGILITE :

On doit avoir :

$$A \geq 0,69.b.h.\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,9}{4.200} = 0,775 \text{ cm2}$$

Donc la section calculée étant très faible, on adopte une armature minimale imposée par la condition de non fragilité.

On choisit : 4 T 5/ml avec A = 0,785 cm2

L'espacement des armatures sera de 25 cm

- VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FISSURATION :

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{0,785}{2 \times 100 \times 2} = 1,96.10^{-3}$$

$K = 10^6$ (fissuration préjudiciable)

$\emptyset = 5mm$ ; $\quad n = 1,6$ - (H.A.)

.../...

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{n}{\emptyset} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\,\bar{w}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{5} \cdot \frac{0,00196}{1 + 10 \cdot 0,00196} = 615,14 \text{ kg/cm2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \; K \cdot \frac{n}{\emptyset}{}_b = 2,4 \; 10^6 \cdot \frac{1,6}{5} \cdot 5,9 = 3.297,7 \text{ kh/cm2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm2} \\ (\max (\sigma_1, \sigma_2) = 3.297,7 \text{ kg/cm2} \end{cases} \Rightarrow \text{on prend : } \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm2}$$

. VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

T = 1,2.S = 120 kg/ml

M = 96 kg.m

$z = \frac{7h}{8} = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7$ cm

$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{9.600}{7} = -1.251 \text{ kg} \quad 0$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

. VERIFICATION AU SEISME :

Les acrotères sont soumises à des sollicitations horizontales de direction quelconque agissant seules : $F_H = \sigma . w$.

$\sigma$ = coefficient sismique local uniforme = 0,20 x 0,10 x $\alpha$

$\sigma = 0,20 \times 0,10 \times (1,5) = 0,35$

w = G + P  G = Poids propre de l'acrotère

P = Surcharge d'exploitation verticale (ici p = 0)

w = G + 0 = 200 kg

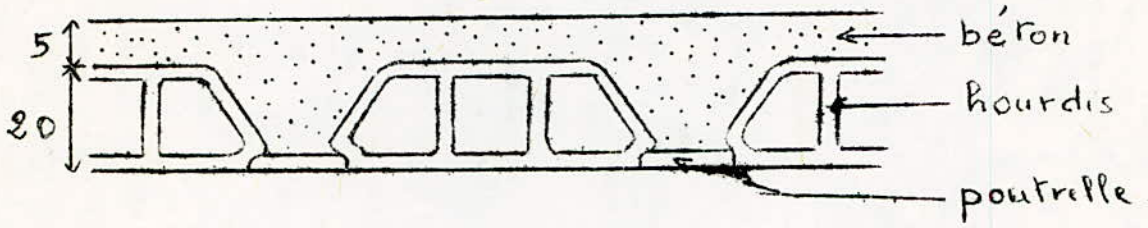
$F_H = \sigma . w = 0,35 \cdot 200 = 70 \text{ kg} < 120 \text{ kg}$

Donc la vérification au séisme n'est pas nécessaire.

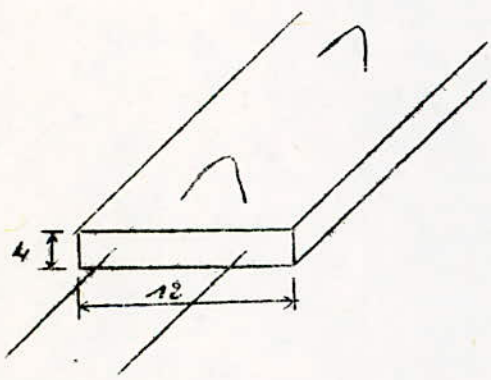
.../...

## -=- CALCUL DES POUTRELLES -=- ET DE LA DALLE DE COMPRESSION

Les poutrelles que nous nous proposons de calculer sont les poutrelles d'un plancher à corps creux (20 + 5).




Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier ; elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et de la dalle de compression. Les poutrelles seront calculées sous les sollicitations du premier genre (G + 1,2.P.) Elles seront disposées dans le sens de la plus petite dimension et ceci pour réduire la flèche. Nous aurons 11 poutrelles par travée de 7 m. La distance entre axes de celles-ci est de 65 cm




. SURFACE REVENANT A LA POUTRELLE :

S = 0,65 x l  l = longueur de la poutrelle.

S = 0,65 x 3,50 = 2,275 m2.

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes.

. PREMIERE ETAPE : Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le hourdis.

.../...

. DEUXIEME ETAPE : Calcul de la poutrelle avec la dalle de compression, travaillant comme une poutre en Té reposant sur 7 appuis.

. PREMIERE ETAPE DE CALCUL :

* Charges et Surcharges supportées par la Poutrelle :

Poids propre de la poutrelle : 0,04 x 12.1.2.500 = 12 kg/ml

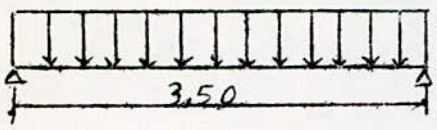
Corps creux (20 cm ⇒ 110 kg/m2) : 0,65. 110 = 71,5 kg/ml

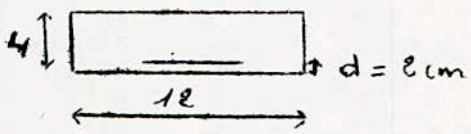
G = 83,5 kg/ml

Surcharges : P = 100 kg/ml

q = G + 1,2 P = 83,5 + 1,2. 100 = 203,5 kg/ml

* Schéma Statique : Section :




* Détermination des Efforts :

Moment maximum en travée : $M = \frac{q.P^2}{8} = \frac{203,5 \times (3,50)^2}{8} = 311,5$ kg/m

Effort tranchant maximum : $T = q\,\frac{1}{2} = \frac{203,5 \cdot 3,50}{2} = 356,12$ kg

* Détermination des Armatures :

La poutrelle sera sollicitée en flexion simple. L'enrobage d = 2 cm

$$\mu = \frac{n.M}{a.b\,h^2} = \frac{15 \times 31.160}{2.800.\ 12 - (2)^2} = 3,477 \qquad \begin{cases} K = 1,374 \\ \\ = 0,6946 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2.800}{1,374} = 2.037,8 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm2}$$

Les armatures comprimées sont donc nécessaires, or il est impossible de les placer, vu que la section du béton est faible. Il est donc nécessaire de prévoir des échaffaudages pour aider la poutrelle à supporter les charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression.

.../...

. DEUXIEME ETAPE DE CALCUL :

La poutrelle repose sur 7 appuis. Elle sera calculée comme une poutre continue à section en Té, car une fois la dalle de compression coulée, les poutrelles et celle-ci forment un bloc monolitique.

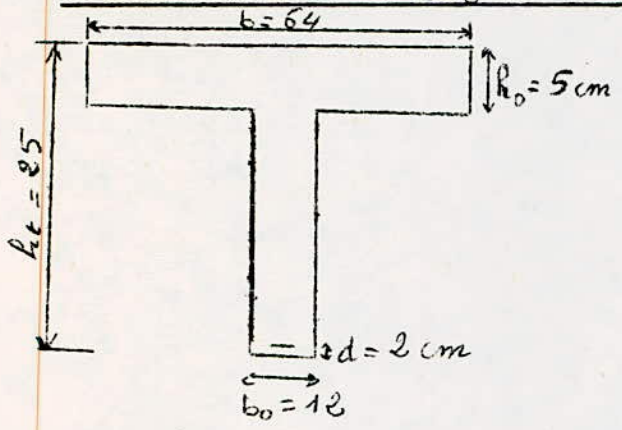
Nous ferons le calcul des poutrelles pour le plancher courant qui est dans notre cas, le plus défavorable.

* Poids propre du plancher ..... G = 560 kg/m2
* Surcharge d'exploitation ..... P = 350 kg/m2

$q = (G + 1{,}2\ P) \cdot 0{,}65 = (560 + 1{,}2 \cdot 350) \cdot 0{,}65 \ldots = 637$ kg/ml

* La charge supportée par la poutrelle ..... = 637 kg/ml

* Détermination de la largeur "b" de la table de compression (Art.23.3 C.C.B.A./68)




l : Distance entre 2 faces voisines de deux nervures consécutives.

L : Portée libre de la poutre entre nus des appuis.

$h_o$ : Hauteur de la table de compression.

* $b_1 = \frac{b - b_o}{2} \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26{,}5$ cm.

* $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{350 - 30}{10} = 32$ cm

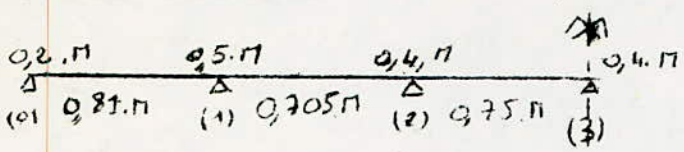
* $b_1 \leq (6 \div 8)\ h_o = (30 \div 40)$ cm.

On prend donc : $b_1 = 26$ cm $\Rightarrow b = 2 \times (26) + 12 = 64$ cm

.../...

## . CALCUL DES EFFORTS AGISSANT SUR LES POUTRES :

Vu que les surcharges, dans notre cas ne dépassent pas 1.000 kg/m2, la détermination des efforts agissant sur les poutrelles se fera par la méthode forfaitaire du C.C.B.A./68.




*Moment Isostatique :

$$M = \frac{qP^2}{8} = \frac{637 \cdot (3,50)^2}{8} = 975,40 \text{ kg.m}$$

* Moments aux Appuis :

$M_o = M_6 = - 0,2.M = - 0,2 \times 975,4 = 195,0$ kg.m

$M_1 = M_5 = - 0,5\ M = - 0,5 \times 975,4 = 487,7$ kg.m

$M_2 = M_3 = M_4 = - 0,4.M = 0,4 \cdot 975,4 = 390,16$ kg.m

* Moment Maximal en Travée :

$M_{t_{max}} = + 0,81 \cdot 975,4 = 790$ kg.m

* Effort Tranchant :

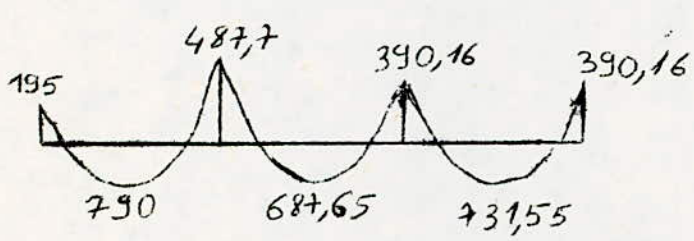
$T = 1,10 \cdot q \frac{l}{2}$ (appuis de rive)

$T = 1,10 \cdot 637 \cdot \frac{3,50}{2} = 1.226,22$ kg.

$T = q \frac{l}{2}$ (autres appuis).

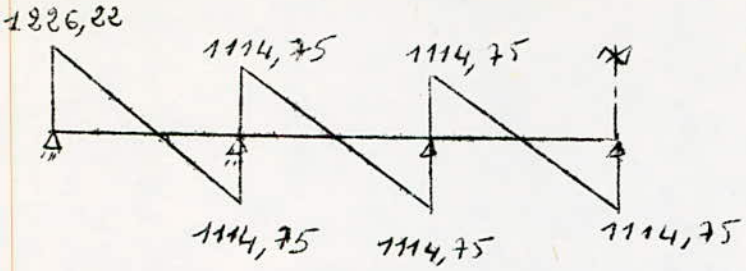
$T = 637 \cdot \frac{3,50}{2} = 1.114,75$ kg

* Diagramme des Moments Fléchissants :




.../...

* Diagramme des Moments Fléchissants :




- CALCUL DES ARMATURES :

On calcule : $\mu = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2}$ d'après les tableaux de P. CHARON $\longrightarrow$ $\alpha$ , $\varepsilon$ , k

Si $\alpha \cdot h \leq h_o$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Si $\alpha \cdot h > h_o$ l'axe neutre tombe dans la nervure

On vérifiera que si : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$

Alors la condition $\sigma'_m \leq \sigma'_{bo}$ nous montre qu'on a uniquement des armatures tendues.

| SECTION D'ACIER EN TRAVEE | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta$ | $M_t$ (kg.cm) | $\mu$ | K | $\alpha$ | $\varepsilon$ | $\alpha.h$ (cm) | $\varepsilon.h$ | A cal | A choi | $\phi$ |
| 0,81 | 79000 | 0,0125 | 85,25 | 0,1496 | 0,9501 | 3,442 | 21,85 | 1,29 | 1,57 | 2T10 |
| 0,705 | 68765 | 0,0109 | 92 | 0,1402 | 0,9533 | 3,224 | 21,92 | 1,12 | 1,57 | 2T10 |
| 0,75 | 73153 | 0,0115 | 89,25 | 0,1438 | 0,9520 | 2,189 | 21,89 | 1,19 | 1,57 | 2T10 |

| SECTION D'ACIER EN APPUI | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta$ | $M_a$ | $\mu$ | K | $\alpha$ | $\varepsilon$ | $\alpha.h$ | $\varepsilon.h$ | A cal | A choi | $\phi$ |
| 0,2 | 19500 | 0,0031 | 180 | 0,0769 | 0,9744 | 1,77 | 22,41 | 0,31 | 0,56 | 2T6 |
| 0,5 | 48770 | 0,0077 | 111 | 0,1190 | 0,9603 | 2,74 | 22,08 | 0,79 | 1,00 | 2T8 |
| 0,4 | 39016 | 0,0061 | 126 | 0,1064 | 0,9645 | 2,45 | 22,18 | 0,63 | 1,00 | 2T8 |

. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

* En Travée :

$$\bar{w} = \frac{n.100.A}{15.\ b.\ h} = \frac{100.1,57}{64.23} = 0,106 \Rightarrow \begin{cases} K = 77 \\ \varepsilon = 0,9457 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A\ \varepsilon\ h} = \frac{79.000}{1,57.0,9457.23} = 2.313 \text{ kg/cm2} < \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm2}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2.313}{77} = 30,04 \text{ kg/cm2} < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm2} \Rightarrow \text{pas d'air comprimé.}$$

* Aux Appuis :

$$\bar{w} = \frac{100.A}{b.h.} = \frac{100 \times 1}{64.23} = 0,0679 \Rightarrow \begin{cases} K = 98 \\ \varepsilon = 0,9558 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A\ \varepsilon\ h} = \frac{48.770}{1.0,9558.23} = 2.218,5 \text{ kg/cm2} < 2.800 \text{ kg/cm2} = \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2.218,5}{98} = 22,64 \text{ kg/cm2} < 137 \text{ kg/cm2}$$ pas d'acier comprimé

. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE : (Art. 52 - C.C.B.A./68)

* En travée : $A = 1,57 \text{ cm2} \geq 0,69.64.23.\frac{5,9}{4.200} = 1,42 \text{ cm2}$ - Vérifiée

* En appuis : $A = 1,00 \text{ cm2} \geq 0,69.12.23.\frac{5,9}{4.200} = 0,267 \text{ cm2}$ - Vérifiée

. VERIFICATION DE LA FLECH' : (C.C.B.A./68 - Art. 58-h)

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, la justification de la flèche, (rigidité des planchers), n'est pas nécessaire :

* $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15}\ \frac{M_t}{M} \Rightarrow \frac{0,25}{3,50} = 0,714 \geq \frac{1}{15}.\ 0,80 = 0,053$ - Vérifiée

* $\bar{w} = \frac{A}{b_o.\ h} < \frac{36}{\sigma\ en} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 23} = 5,68.10^{-3} < \frac{36}{4.200} = 8,57\ 10^{-3}$ - Vérifiée

* $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,25}{3,50} = 0,714 \geq 0,0444$ - Vérifiée

.../...

## VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FISSURATION :

La condition de fissuration nous donne une limite de la contrainte admissible qui est le maximum de $(\sigma_1, \sigma_2)$. Une autre limite est imposée par l'acier qui est $\bar{\sigma}_a$.

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{pmatrix} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{pmatrix}$$

* Fissuration peu nuisible : $K = 1,5\ 10^6$
* Acier Haute Adhérence : $n = 1,6$
* $\emptyset = 10$ mm.

* En travée :

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{2.2.12} = 0,33$$

$$\sigma_1 = \frac{K.n}{\emptyset} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10.\bar{w}_f} = \frac{1,5.10^6.1,6}{10} \cdot \frac{0,33}{1 + 0,33} = 5.954,8 \text{ kg/cm2}$$

$$\sigma_2 = \frac{2,4\sqrt{K.n.\ b}}{\sqrt{\emptyset}} = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6.1,6.5,9}{10}} = 2.855,8 \text{ kg/cm2}$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{pmatrix} 5.954,8 \text{ kg/cm2} \\ 2.800 \text{ kg/cm2} \end{pmatrix} \Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = 2.800 \text{ kg/cm2}$$

* Aux Appuis :

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,00}{12.2.2} = 0,0208$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5.1,6.10^6}{8} \cdot \frac{0,0208}{1 + 0,208} = 5.165,5 \text{ kg/cm2}$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K.n.\ b}{\emptyset}} = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6.1,6.5,9}{8}} = 3.192,9 \text{ kg/cm2}$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{pmatrix} 5.165,5 \text{ kg/cm2} \\ 2.800 \text{ kg/cm2} \end{pmatrix} \Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = 2.800 \text{ kg/cm2}$$

.../...

. VERIFICATION DE L'ADHERENCE : (Art. C.C.B.A./68)

On doit vérifier : $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

avec : $\bar{\tau}_d = 2.\Psi_d . \bar{\sigma}_b$ ; $\Psi_d$ = Coefficient de scellement = 1,5 pour R.A

$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5.5,9 = 17,7$ kg/cm2.

$\tau_d = \frac{T}{n.\mathcal{P} . z}$ avec : T : Effort tranchant maximum = 1.226,22 kg

$\mathcal{P}$ : Périmètre d'une barre = $\emptyset$ = 3,14x1 = 3,14 cm.

n : Nombre de barres = 2

z : Bras-de-levier = $\frac{7}{8}$.23 = 20,12 cm

$\tau_d = \frac{1226,22}{2.3,14.1.20,12} = 9,70$ kg/cm2 < 17,7 kg/cm2 - Vérifiée

. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : (Art. 25 - C.C.B.A./68)

On utilisera des armatures transversales en acier doux que nous calculerons avec un effort tranchant max. T = 1.226,22 kg.
Dans cette même section, la contrainte de béton est = $\sigma'_b$ = 22,64 kg/cm2.
On adoptera ces armatures pour toutes les poutrelles.

$\bar{\sigma}'_{bo} = 68,85$ kg/cm2 ; $\bar{\sigma}_b = 5,9$ kg/cm2.

Nous avons : $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$ si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo}$ (1)

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

Donc, dans notre cas : $\sigma'_b = 22,64$ kg/cm2 < $\bar{\sigma}'_{bo} = 68,85$ kg/cm2.

$\tau_b = \frac{T}{bo.z} = \frac{1.226,22}{12.\frac{7}{8}.23} = 5,0$ kg/cm2

$3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5.5,9 = 20,65$ kg/cm2.

D'où : $\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b$

* On se fixe un diamètre : on choisit des cadres de $\emptyset$ 5 de nuances Fe E 24

$A_t = 0,39$ cm2

* On calcule la contrainte de traction admissible des armatures transversales :

Pas de reprise de bétonnage.

.../...

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_a \cdot \sigma_{en}$$

$$\beta_a = 1 - \frac{\sigma_b}{9\,\bar{\sigma}_a} = 1 - \frac{5,08}{9 \times 5,9} = 0,904 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,904 . 2.400 = 2.169,6 \text{ kg/cm2}.$$

L'espacement "t" des armatures transversales est limité à la plus grande des deux valeurs suivantes :

* $t_1 = 0,2.h = 0,2.23 = 4,6$ cm
* $t_2 = h\left(1 - 0,3\frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 23\left(1 - 0,3\frac{5,08}{5,9}\right) = 17$ cm

$\bar{t} = 17$ cm = écartement admissible

Le premier espacement à l'appui est calculé avec Tmax.

$$t = A_t.z. \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 0,39 . \frac{7}{8} . 23 . \frac{2.169,6}{1.226,22} = 14 \text{ cm}$$ on prend $t = 13$cm

Le premier plan d'armatures transversales sera placé à une distance de l'appui égale à T/2, les armatures transversales seront prolongées on conservera sur l'appui le premier écartement calculé.
Pour les autres plans d'armatures, ils seront disposés conformément à la règle de CAQUOT la demi-portée est de $\frac{3,10}{2} = 1,55$ m.

. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION : (Art. 58 - C.C.B.A./68)

Notre hourdis a une épaisseur de 5 cm :
Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions ne doivent pas dépasser : (dimensions des mailles).

* 20 cm (5.p.ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
* 33 cm (3.p.ml) pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de 20 x 20 cm de Ø 6.

L'écartement entre axes des nervures étant compris entre 50 et 80 cm ($l_n = 65$ cm), la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm2 par mètre linéaire doit être au moins égale à :

$$0,02.l_n . \frac{2.160}{\sigma_{en}} = \frac{43.l_n}{\sigma_{en}}$$

Pour $\emptyset \leq 6 \Rightarrow \sigma_{en} = 5.300$ kg/cm2

On prend 5 Ø 6/ml $A_\perp = 1,41$ cm2/ml > 0,527 cm2 - vérifié

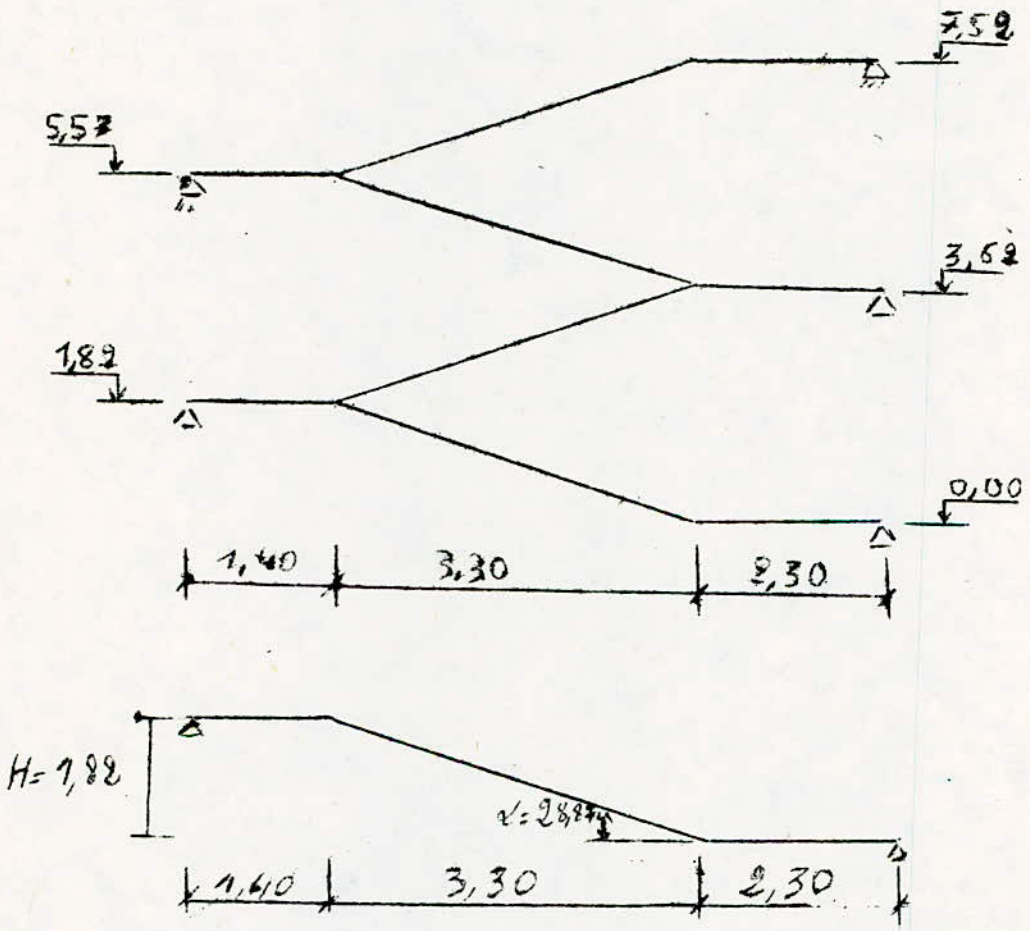
. $A_{//} \geq \frac{A_\perp}{2}$ (vérifier) cardans notre cas $A_{//} = A_\perp$

.../...

## -=- E S C A L I E R S -=-

L'escalier que nous nous proposons d'étudier est un escalier à paillasses adjacentes de 3,30 m de longueur chacune et de deux paliers, (un palier d'étage et un palier intermédiaire).

Etant donné que les hauteurs d'étage sont peu différentes, nous ferons le calcul pour les escaliers menant du rez-de-chaussée au premier étage. Nous étudierons une seule volée comportant onze marches et douze contre-marches.




Les dimensions des marches et contre marches doivent vérifier les conditions suivantes : (Relation de BLONDEL).

* g > h
* 59 ≤ g + 2 k ≤ 64

où (h = Hauteur de la contre marche
(g = Largeur de la marche

.../...

$n.g = L$

$g = \frac{L}{n} = \frac{3,30}{11} = 30$ cm

L = Longueur de la paillasse.

n = Nombre de marches.

H = Hauteur de la volée d'escalier

$(n + 1).h = H$

$h = \frac{H}{n + 1} = \frac{182}{12} = 15$ cm

Donc : g = 30 cm et h = 15 cm

Nous avons : $g > h$ ) (Vérifiées)

$59 \leqslant 30 + 2 \times 15 = 60 \leqslant 64$ )

Le poids propre des marches sera considéré comme charge uniformément répartie sur la paillasse.

1 - PREDIMENSIONNEMENT DE L'EPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

Longueur de la paillasse : $l = (3,30)^2 + (1,80)^2 = 3,77$ m.

$\frac{l}{30} \leqslant e \leqslant \frac{l}{20}$ $\frac{3,37}{30} = 12,56 \leqslant e \leqslant \frac{337}{20} = 19$ cm.

Etant donné que cette condition n'est pas rigoureuse

On prend e = 20 cm (sinon la fèlche ne sera pas vérifiée).

2 - CALCUL DE LA PAILLASSE ET DES PALIERS :

On calcule les charges et les surcharges par mètre de projection horizontale et par mètre d'emmarchement.

* Paillase :

Poids propre $\frac{2.500 \times e}{\cos \alpha} = \frac{2.500 \times 0,20}{\cos 28,87°}$ ..... = 571 kg/m2

Poids des marches : $\frac{2.200 \times h}{\cos \alpha} = \frac{2.200 \times 0,15}{\cos. 28,87°}$ ..... = 165 kg/m2

Carrelage + Mortier: 40 + 44 ..... = 85 kg/m2

Enduit de plâtre : ..... = 13 kg/m2

G = 833 kg/m2

Surcharge : P = 400 kg/m2

.../...

En prenant une largeur de un mètre, nous aurons :

$G = 833$ kg/ml et $P = 400$ kg/ml

$q_1 = G + 1{,}2\ P = 833 + 1{,}2 \times 400 = 1.313$ kg/ml

* Palier :

Poids propre : 2.500 x 0,20 ..... = 500 kg/m2

Carrelage + mortier : ..... = 84 kg/m2

Enduit de plâtre : ..... = 13 kg/m2

G = 597 kg/m2

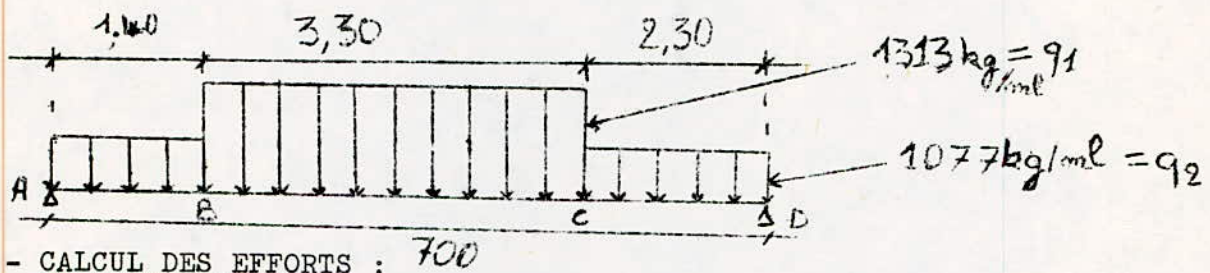
Surcharges : P = 400 kg/m2.

En prenant une largeur de un mètre, nous aurons :

$G = 597$ kg/ml et $P = 400$ kg/ml.

$q_2 = G + 1{,}2\ P = 597 + 1{,}2 \times 400 = 1.077$ kg/ml.

3 - SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS :




4 - CALCUL DES EFFORTS :

$$\sum M/A = R_D \cdot 7{,}00 - q_2 \cdot \frac{7{,}00^2}{2} - (Q_1 - Q_2) \cdot 3{,}30 \cdot \left(\frac{3{,}30}{2} + 1{,}40\right) = 0$$

$$R_D \cdot 7{,}00 = 1.077 \cdot \frac{7^2}{2} + (1.313 - 1.077) \cdot 3{,}30 \cdot \left(\frac{3{,}30}{2} + 1{,}40\right)$$

$$\Longrightarrow \begin{cases} R_D = 4.108{,}8 \text{ kg} \\ R_A = 4.209 \text{ kg} \end{cases}$$

* Moments entre A et B :

$0 < x < 1{,}40 \Longrightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2}$

* Moment entre C et D :

$0 < x < 2{,}30 \Longrightarrow M_{(x)} = R_D \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2}$

.../...

* Moment entre B et C :

$1,40 < x < 4,7 \Rightarrow M_{(x)} = R_A \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2} - (q_1 - q_2) \cdot \frac{(x - 1,40)^2}{2}$

5 - CALCUL DU MOMENT MAXIMUM "$M_{max}$" :

$M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} - (q_1 - q_2) \cdot \frac{(x - 1,40)^2}{2}$

$\frac{dM}{d} = T = R_A - q_2 x - (q_1 - q_2) \cdot (x - 1,40) = 0$

$R_A + (q_1 - q_2) \cdot 1,40 - q_1 \cdot x = 0$

$\Rightarrow x = R_A + \frac{(q_1 - q_2) \cdot 1,40}{q_1} = \frac{4.209 + 236 \cdot 1,40}{1.313}$

d'où : $x = 3,457$ :

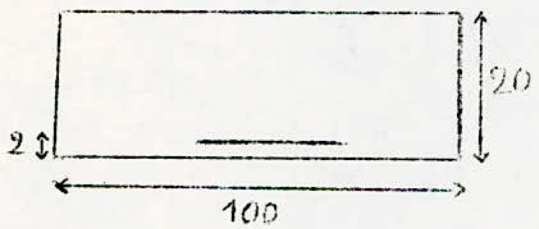
$\Rightarrow M_{max} = 4.209 \cdot 3,457 + 1077 \cdot \frac{(3,457)^2}{2} - (1.313 - 1.077) \cdot \frac{(3,457-1,40)^2}{2}$

$M_{max} = 7.615,7$ kg.m = $M_o$ = Moment correspondant à la poutre isostatique.

On doit tenir compte des encastrements aux appuis $\Rightarrow$ les moments seront :

- Aux appuis : $M_a = 0,30 \cdot M_o = 2.284,7$ kg.m
- En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o = 6.473,3$ kg.m

6 - DETERMINATION DES ARMATURES :




Les caractéristiques sont :

$h_t$ = 20 cm
d = 2 cm
h = 18 cm
b = 100 cm

* En travée :

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15.6473,3.10^2}{2.800.100.(18)^2} = 0,107 \Rightarrow \begin{cases} K = 93 \\ \varepsilon = 0,9537 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2.800}{93} = 30$ kg/cm2 < 137 kg/cm2 $\Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{647.330}{2.800 \times 0,9537 \times 18} = 13,46$ cm2 soit 7 T 16

.../...

* Armatures de Répartition :

$$\frac{1}{4} A < A_r < \frac{1}{3} A.$$

$$\frac{14,07}{4} =; 3,36 < A_r < \frac{14,07}{3} = 4,48 \Longrightarrow 5 \text{ T } 10/\text{ml}$$

* En appui :

$$\mu = \frac{15 \times 2.28470}{2.800 \times 100 \times (18)^2} = 0,0377 \Longrightarrow \begin{cases} K = 45,4 \quad \text{(d'après CHARON)} \\ \beta = 0,9171 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2.800}{45,4} = 61,67 \text{ kg/cm2} < 137 \text{ kg/cm2} \Longrightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{228.470}{2.800 \times 0,9171 \times 18} = 4,94 \text{ cm2} \Longrightarrow 3 \text{ T } 16 \text{ avec } A = 6,03 \text{ cm2.}$$

* Armatures de Répartition : On prend 5 T 10/mL.

## 7 - V E R I F I C A T I O N S :

* Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69.b.h. \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69.100.18.\frac{5,9}{4.200} = 1,74 \text{ cm2}$$

Vérifiée en travée et aux appuis.

* Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b.h} < \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A < b.h. \frac{43}{\sigma_{en}} = 100 \times 18 \times \frac{43}{4.200} = 18,42 \text{ cm2}$$

Vérifiée en travée et aux appuis.

* Vérification au Cisaillement :

$$T_{max} = 4.209 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} = \frac{4.209}{100 \times \frac{7}{8}. 18} = 2,67 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on dispose des armatures constructives.

* Vérification de l'Effort Tranchant à l'Appui :

$$T + \frac{M}{z} = 4.209 - \frac{228.470}{7/8 \ . \ 18} < 0 \quad \text{donc pas d'armatures inférieures.}$$

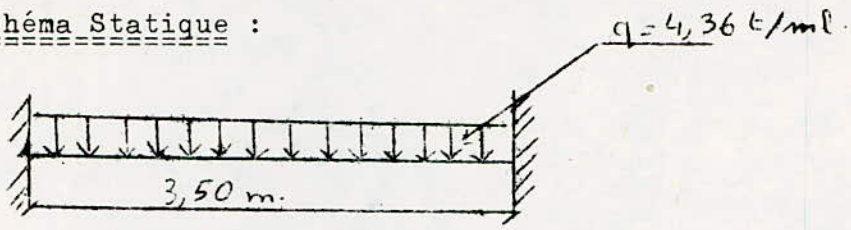
* Vérification de l'Effort Tranchant à l'Appui :

$T + \frac{M}{z} = 4.209 - \frac{228.470}{7/8 \cdot 18}$ 0 donc pas d'armatures inférieures.

- Calcul de la Poutre Palière :

b = 20 cm ; h = 30 cm

* Schéma Statique :




Le calcul des efforts se fera par la méthode forfaitaire exposée dans le C.C.B.A./68, en considérant :

- Moment aux Appuis : $M_a = 0,30\ M_o$
- Moment en Travée : $M_t = 0,85\ M_o$
- Avec la condition : $\frac{M_t + M_a e + M_a w}{2} \geqslant 1,15 \cdot M_o$

$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,36.(3,50)^2}{2} = 6,67$ t.m

$M_a = -2$ t.m

$M_t = 5,67$ t.m

- Calcul du Ferraillage :

* En Travée :

$\mu = \frac{15\ M}{a.b.h^2} = \frac{15.5,67.10^5}{2.800.20.(27)^2} = 0,2083 \Rightarrow$ (K = 15
( $\varepsilon = 0,8333$

$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} = \frac{2.800}{15} = 186,66$ kg/cm2 > 137,5 kg/cm2

$\Rightarrow$ armatures comprimées nécessaires.

.../...

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2.800}{137,5} = 20,36$$

On doit avoir :

$$K \geq \frac{15\,(h - d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a}\,(h + d')} = \frac{15\,(27 - 3)}{27 + 3} = 12$$ — Vérifiée

Donc :

$K = 20,36 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,4.249 \Rightarrow y_1 = \alpha . \ h = 11,47 \text{ cm} \\ \mu = 0,1.824 \end{cases}$

- Contrainte de l'acier comprimé :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{n\,(y_1 - d')}{y_1} . \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{15\,(11,47 - 3)}{11,47} \times 137,5 = 1.523,46 \text{ kg/cm2}$$

- Moment Résistant du Béton :

$$M_R = \frac{\mu' . \bar{\sigma}'_b . b . h^2}{10^5} = \frac{0,1.824 \times 137,5.20.(27)^2}{10^5} = 3,66 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M - M_R = 5,67 - 3,66 = 2,01 \text{ t.m}$$

- Les Armatures Comprimées seront :

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') . \bar{\sigma}'_a} = \frac{2,01.10^5}{(27 - 3).1.523,46} = 5,5 \text{ cm2} \Rightarrow (3 \text{ T } 16)$$

- Armatures Tendues en Travée :

$$\mu = \frac{15 . M_R}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 3,66.10^5}{2.800 \times 20.(27)^2} = 0,1.344 \Rightarrow \begin{cases} K = 20,4 \\ \varepsilon = 0,8584 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{3,66.10^5}{2.800 \times 0,8584.27} = 5,64 \text{ cm2}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') . \bar{\sigma}_a} = \frac{2,01.10^5}{(27 - 3).2.800} = 3 \text{ cm2}$$

$$A = A_1 + A_2 = 5,64 + 3 = 8,63 \text{ cm2} \Rightarrow 3 \text{ T } 20$$

.../...

* En Appui :

$$\mu = \frac{15 \times 2.10^5}{2.800.20(27)^2} = 0,0735 \Longrightarrow \begin{cases} K = 30,1 \\ \\ \Sigma = 0,8891 \end{cases}$$

$$A = \frac{2.10^5}{2.800 \times 0,8891 \times 27} = 3 \text{ cm2} \Longrightarrow (2\ T\ 14)$$

- Transversalement, on prend des cadres et des étriers de Ø 8 espacés de 10 cm aux appuis et de 15 cm en travée.

# ETUDE AU SEISME

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de la gravité (9,8 $m/S^2$).

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque ; donc, on peut concevoir deux composantes, l'une verticale, l'autre horizontale.

Recommandations de conception générale des bâtiments :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Eviter les grandes ouvertures.
- Eviter les ensembles mal équilibrés.
- Eviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Etablir des fondations profondes et soigneusement chainées afin de s'opposer aux efforts de soulévement.

Pour la superstructure :

- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des noeuds rigides.
- Dans les poteaux, les crochets sont interdits aux extrémités et aux recouvrements qui devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres.

Calcul sismique :

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques en considérant ainsi des systèmes de forces fictives, ou systèmes équivalents qui résultent de la combinaison :

- D'un système de forces élémentaires horizontales (S I H)
- D'un système de forces élémentaires verticales ascendantes ou descendantes (S I V)
- D'un système de couples de torsion d'axes verticaux (ST).

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement.

Système de forces horizontales S I H :

Ce système est composé de forces élémentaires horizontales, toutes parallèles et de même sens, mais de direction quelconque.
Ces forces s'exercent au centre de gravité des éléments de construction.
L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans une direction quelconque est :

$$F = W \sigma_x \quad \text{avec} \quad \sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta \quad \text{et} \quad W = G + \frac{P}{5}$$

$\sigma_x$ = coefficient sismique

W = poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément.

Système de forces verticales S I V :

Le système de forces est composé de forces élémentaires qui s'exercent au centre de gravité des éléments de construction. Ces forces sont, toutes, de même sens et peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est :

$$F = W \sigma_V \quad \text{avec} \quad \sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad \text{où} \quad \sigma_H = \max (\sigma_L, \sigma_T)$$

I. Détermination des coefficients sismiques : (PS. 69, article 3. 112. 1)

1) Coefficient d'intensité $\alpha$ :

Pour la région d'ECH-CHELIFF, nous choisissons une intensité nominale $i_N = 8,5$ d'où

$$\boxed{\alpha = 1,5}$$

.../...

2) Coefficient de réponse $\beta$ :

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

Il dépend :

- De la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée ;
- Du degré d'amortissement de l'ouvrage ;
- De la nature du sol de fondation.

* Evaluation de la période du mode fondamental :

Le contreventement étant assuré par l'ossature en bétona rmé, donc :

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

avec : H (m) = hauteur du bâtiment étudié entre le niveau des fondations et la partie supérieure de la structure.

Lx = dimension en plan de ce bloc dans la direction considérée.

L'amortissement étant pris comme majen, nous aurons :

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

avec un maximum de 0,110

(P.S. 69, article 3, 112 - 132, b).

Pour le bloc B : H = 11,82 m

- Dans le sens longitudinal : $T = 0,09 \cdot \frac{11,82}{\sqrt{28,50}} = 0,199$

$$\Rightarrow \beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,199}} = 0,145$$

.../...

- Dans le sens transversal : $T = 0,09 \dfrac{11,82}{\sqrt{21,50}} = 0,229$

$$\Rightarrow \beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,229}} = 0,138$$

$\Rightarrow$ On prend donc :

$$\beta = 0,110$$

3) Coefficient de distribution $\gamma$ :

$$\gamma(h) = h \times \frac{\sum z\, M(z)}{\sum z^2 . M(z)}$$

M ( z ) étant la masse concentrée à la côte z

Les charges soumises au séïsme sont égales à :

$$W = G + \frac{P}{5}$$

* Calcul du poids propre et des surcharges d'exploitation par niveau et par planche :

Périmètre = (28,50 + 21,50) X 2 = 100 m

Surface = 28,50 X 21,50 = 613 m2

Niveau IV : (terrasse)

| | | |
|---|---|---|
| Plancher terrasse | : 0,650 X 613..... | = 398,5 t |
| Acrotère | : 0,200 X 100..... | = 20 t |
| Poutres | : 7 X (28 X 0,525)..... | = 102,9 t |
| Chainage | : 5 X (21 X 0,525)..... | = 55 t |
| 1/2 poteau | : 1/2 X 2,500 X (35X1X0,30X0,30) X 3,50 | = 14 t |
| 1/2 mur extérieur | : 1/2 X 0,228 X 3,50 X 100..... | = 40 t |
| | | G = 630,5 t |

Surcharge d'exploitation : P = 0,1 X 613 = 61,3 t

Niveau III :

| | | |
|---|---|---|
| Plancher courant | : 0,560 X 613..... = | 343,3 t |
| Poutres | : 7 X (28 X 0,525)..... = | 102,9 t |
| Chainage | : 5 X (28 X 0,525)..... = | 55 t |
| Poteau | : 1/2 X 2,5 (3,50 + 9,50) X 0,35 X 0,35 X 35..... = | 39,6 t |
| Mur extérieur | : 1/2 (3,50 + 9,50) X 0,228X100 = | 84,36 t |
| | G = | 625,2 t |

Surcharge d'exploitation : P = 0,350 X 613 = 214,55 t.

Niveau II :

| | | |
|---|---|---|
| Plancher courant | : 0,560 X 613..... = | 343,3 t |
| Poutre | : = | 102,9 t |
| Chainage | : = | 55 t |
| Poteau | : 1/2 X 2,5 (3,90 + 3,62) X 0,40 X 0,40 X 35..... = | 52,64 t |
| Mur extérieur | : 1/2 (3,90+3,62) X 0,228 X 100 = | 85,72 t |
| | G = | 639,5 t |

Charge d'exploitation : P = 214,55 t

Niveau I : (RDC)

| | | |
|---|---|---|
| Plancher courant | : 0,560 X 613..... = | 343,3 t |
| Poutre | : = | 102,9 t |
| Chainage | : = | 55 t |
| Poteau | : 1/2 X 2,5 X (3,62 + 1,80) X 0,50 X 0,50 X 35..... = | 59,28 t |
| 1/2 mur extérieur | : 1/2 X 3,62 X 0,228 X 100..... = | 41,27 t |
| 1/2 voile | : 1/2 X 1,80 X 0,20 X 2,5 X 100 = | 45 t |
| | G = | 647 t |

Charge d'exploitation : P = 214,55 t

Tableau donnant les valeurs de W :

| NIVEAU | G (t) | P (t) | $W = G + \frac{P}{5}$ |
|---|---|---|---|
| IV | 630,5 | 61,3 | 643 |
| III | 625,2 | 214,55 | 668 |
| II | 639,5 | 214,55 | 682,4 |
| I | 647 | 214,55 | 690 |

Calcul de $\beta$ (h) :

| NIVEAU | $z$ | $z^2$ | W | $z\,W$ | $z^2 W$ | $\frac{\sum z\,W}{\sum z^2 W}$ | $\beta$ (h) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 11,02 | 121,44 | 643 | 7.085,9 | 78.086 | 0,1168 | 1,287 |
| III | 7,52 | 56,55 | 668 | 5.023,4 | 37.775,4 | 0,1168 | 0,878 |
| II | 3,62 | 13,1 | 682,4 | 2.470,3 | 8.939,4 | 0,1168 | 0,423 |
| I | 0 | 0 | 690 | 0 | 0 | 0 | 0 |

4) Coefficient de fondation $\delta$ :

Il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction ; c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Nous avons des semelles superficielles, avec un terrain meuble, assez forte teneur en eau

$\Rightarrow$ $\boxed{\delta = 1,25}$ (article 3, 112 - 15)

5) Coefficient sismique horizontal :

$$\sigma_H = \alpha \beta \gamma S = 1,5 \times 0,110 \times 1,25 \times \gamma(h)$$

$\sigma_H = 0,206 \times \gamma(h)$ dans le sens longitudinal et transversal

car $\beta_l = \beta_t = 0,110$

donc $F_t = F_l = F_H$

6) Coefficient sismique vertical :

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha'}} \sigma_H$$

7) Forces sismiques agissant par niveau :

| NIVEAU | $\sigma_H$ | $\sigma_V$ | W | $F_H = \sigma_H W$ | $F_V = \sigma_V W$ |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | 0,265 | 0,216 | 643 | 170,4 | 139 |
| III | 0,181 | 0,148 | 668 | 121 | 99 |
| II | 0,087 | 0,071 | 682,4 | 59,4 | 48,5 |

8) Forces sismiques cumulées :

| NIVEAU | FH | FV |
|---|---|---|
| IV | 170,4 | 139 |
| III | 291,4 | 238 |
| II | 351 | 286,5 |

Charges par mètre linéaire dûes aux forces sismiques verticales, par niveau

| NIVEAU | PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE | PORTIQUE LONGITUDINAL INTERMEDIAIRE |
|---|---|---|
| IV | 1,588 (t/ml) | 0,794 |
| III | 1,131 | 0,565 |
| II | 0,554 | 0,277 |

# EXPOSE DE LA METHODE DE MUTO

## 1. PRINCIPE :

La méthode de muto est utilisée pour le calcul des ossatures poteaux-poutres sous l'action des séïsmes. Celle-ci est basée sur la notion de rigidité de niveau.

$$\text{Rigidité de niveau} = \frac{\text{Effort tranchant de niveau}}{\text{le déplacement relatif de niveau}}$$

## 2. DOMAINE D'APPLICATION :

- Cette méthode s'applique aux bâtiments à étages constitués de planchers monolithiques (rigides dans leur plan), ayant une ossature auto-stable (poutres-poteaux) reprenant la totalité des charges horizontales et verticales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition de ces charges en élévation pouvant être rectangulaire ou triangulaire (avec force maximale au niveau de l'étage supérieure).
- La raideur $(\frac{I}{L})$ des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux, plus précisément le coefficient $K \geq 0,2$ pour tous les noeuds de l'ossature.
  Les poteaux tels que leur $K \leq 0,2$ doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.
- Les raideurs $(\frac{I}{L})$ des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0,5 et2).
- La raideur (I/h) d'un même poteau ne doit pas trop varier entre étages adjacentes (rapport compris entre 0,5 et 2)

## 3. ETAPES DE CALCUL :

- On calculera pour chaque poteau une rigidité linéaire égale à la rigidité (I/h) qui sera corrigée par un coefficient de correction qui dépend de la raideur (I/l) des poutres assurant l'encastrement des deux extrémités du poteau (tableau 1).
- Calcul de la rigidité de niveau des différents portiques plans constituant l'ossature résistant aux forces horizontales dans les deux directions ox et oy.

.../...

- On détermine ensuite à chaque étagle la position du centre de torsion.

- Calcul des rigidités totales au niveau de chaque étagè à la translation suivant ox et oy et à la rotation.

- Calcul de l'effort tranchant do niveau dans les différents portiques plans.

- On vérifie si les déplacements relatifs de niveau les plus importants sont acceptables vis à vis des règles en vigueur ($\delta < \frac{1}{1000}$ d'après le C.T.C.).

  Si ces déplacements ne sont pas acceptables, on doit revoir le dimensionnement de l'ossature (augmenter l'inertie des poteaux et des poutres).

- On calcule l'effort tranchant dans les différents poteaux.

- On détermine la position du point de moment nul dans les différents poteaux.

- On détermine les moments dans les poteaux.

- On détermine les moments dans les poutres.

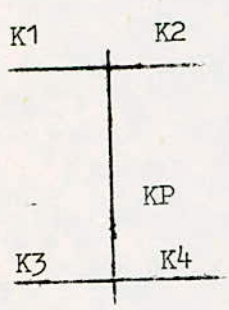
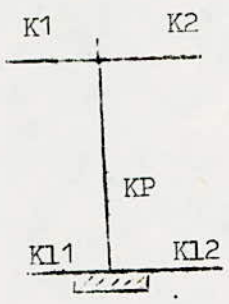
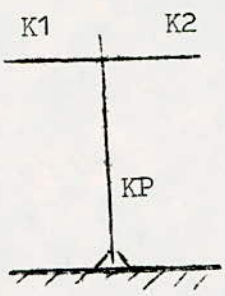
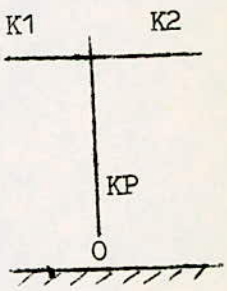
- Les autres efforts se déduisent directement des moments qui viennent d'être calculés (efforts normaux dans les poteaux et efforts tranchants dans les poutres).

.../...

TABLEAU 1 :

K = Coefficient

a = Coefficient de correction.

| POTEAU D'ETAGE COURANT | | | |
|---|---|---|---|
|  |  Noeud d'appui encastré élasti-quement |  Noeud d'appui parfaitement encastré |  Noeud d'appui articulé |
| $K = \frac{K1+K2+K3+K4}{2\,KP}$ | $\bar{K} = \frac{K1+K2+K3+K4}{2\,KP}$ | $\bar{K} = \frac{K1+K2}{KP}$ | $\bar{K} = \frac{K1+K2}{KP}$ |
| $a = \frac{K}{2+K}$ | $a = \frac{K}{2+K}$ | $a = \frac{0,5+\bar{K}}{2+\bar{K}}$ | $a = \frac{0,5+\bar{K}}{1+2K}$ |

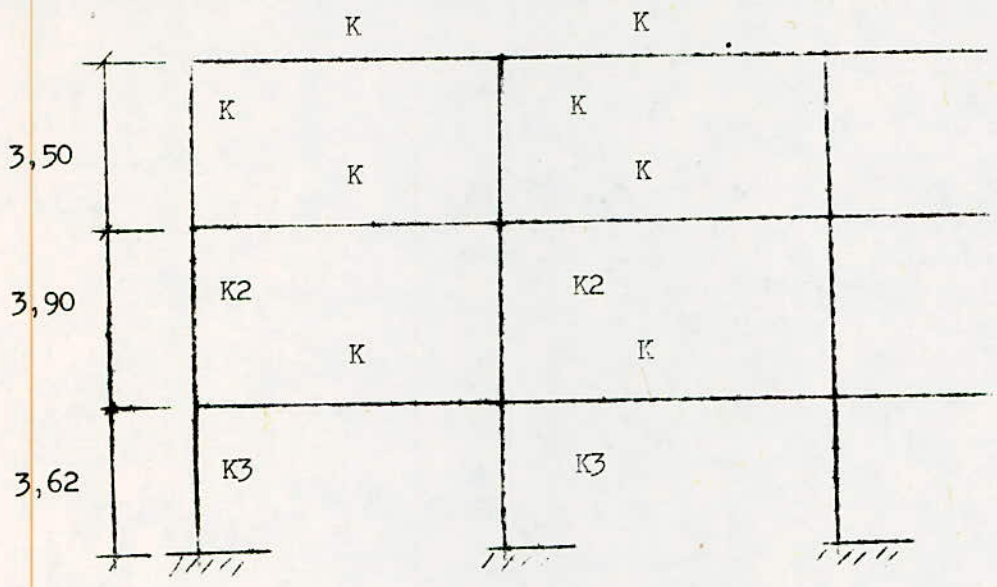
NOTA :

Pour les poteaux de l'étage (0) avec noeuds d'appui encastrés élastiquement, la valeur calculée du coefficient de correction (a) ne doit pas être plus grande que la valeur obtenue dans l'hypothèse noeud d'appui parfaitement encastré.

Application :

1. Calcul des rigidités linéaires des poutres et des poteaux :

Rigidités des poteaux :




K poteau = $\frac{I}{H}$

$$K1 = \frac{0,35 \times (0,35)^3}{12 \times 3,50} = 3,57 \cdot 10^{-4} \text{ m3}$$

$$K2 = \frac{0,40 \times (0,40)^3}{12 \times 3,90} = 5,47 \cdot 10^{-4} \text{ m3}$$

$$K3 = \frac{0,45 \times (0,45)^3}{12 \times 3,62} = 9,44 \cdot 10^{-4} \text{ m3}$$

Rigidité dans les poutres :

K poutre = $\frac{I}{l}$ l = longueur de travée

* Sens longitudinal : $K = \frac{b\,h^3}{12\,l} = \frac{0,30 \times (0,90)^3}{12 \times 7} = 12,25 \cdot 10^{-4} \text{ m3}$

* Sens transversal : $K' = \frac{0,30 \times (0,50)^3}{12 \times 3,50} = 8,93 \cdot 10^{-4} \text{ m3}$

.../...

## 2. Calcul des coefficients $\bar{K}$, a j et de R j :

$\bar{K}$

a j = coefficient de correction au niveau j

R j = rigidité relative de niveau j d'un portique i à m.

$$D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j \, K_j$$

- On considére que les noeuds d'appui sont parfaitement encastrés, d'où le coefficient de correction : $a = \dfrac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- En tenant compte de la flexibilité des poutres, la rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j) sera :

$$r_j^{(i)} = a_j^{(i)} \cdot r_j^{(i)\infty} = a_j^{(i)} \frac{12\,E}{h2_j} K_j^{(i)}$$, avec : $r_j^{(i)\infty}$ = rigidité infinie du poteau

ou encore

$$\boxed{r_j^{(i)} = \frac{12\,E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}}$$

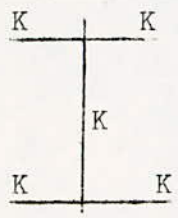
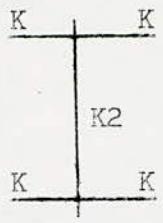
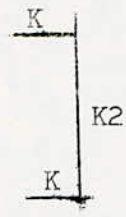
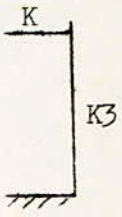
Pour un portique, la rigidité de niveau sera :

$$R_j = \sum_{i=1}^{i=m} r_j^{(i)} = \frac{12\,E}{h_j 2} \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

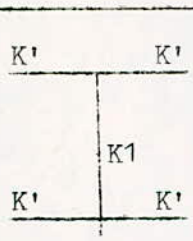
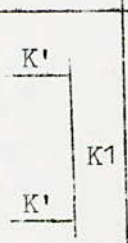
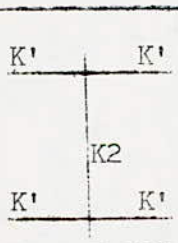
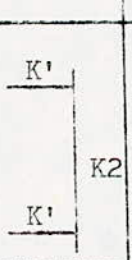
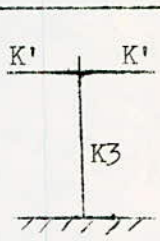
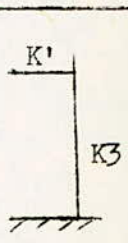
$$E = Ei = 21.000 \sqrt{\sigma_j'} = 21.000 \sqrt{1,20 \times 270} = 385,56 \cdot 10^4 \text{ t/m2}$$

.../...

- Sens longitudinal (sens de x) :

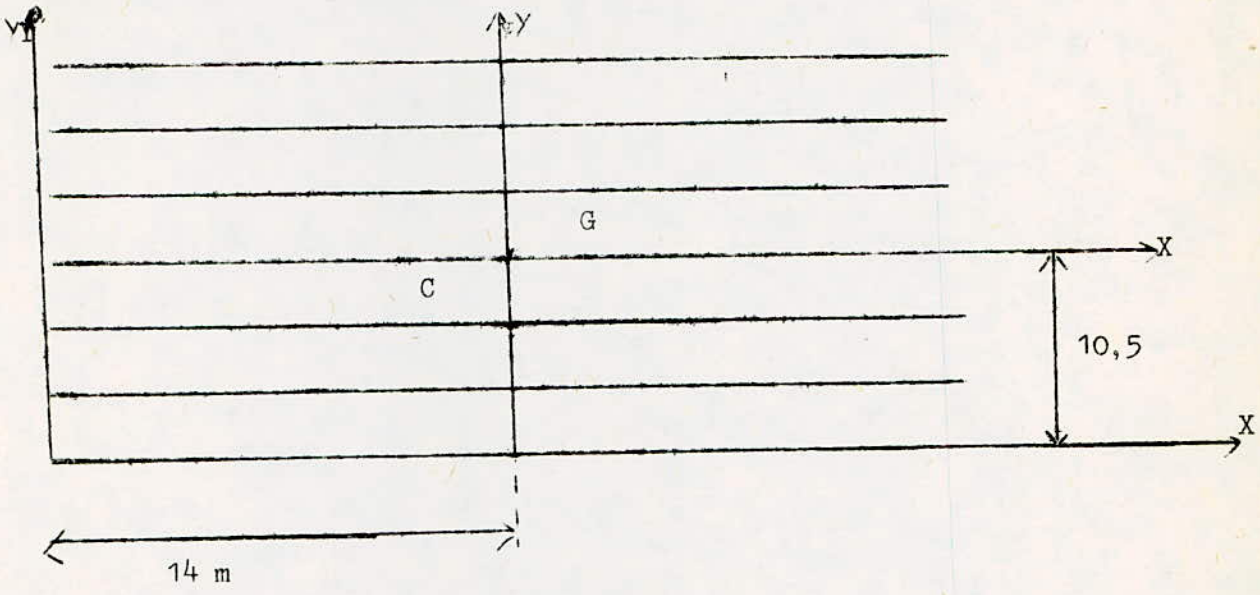
| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Type de poteau |   | |   |   | |   |
| K (m3) | 6,863 | 3,431 | 4,479 | 2,239 | 2,595 | 1,297 |
| aj | 0,774 | 0,632 | 0,691 | 0,528 | 0,673 | 0,545 |
| aj Kj (m3) | $2,763X10^{-4}$ | $2,256X10^{-4}$ | $3,779.10^{-4}$ | $2,888.10^{-4}$ | $6,353.10^{-4}$ | $5,145X10^{-4}$ |
| hj (m) | 3,50 | | 3,90 | | 3,62 | |
| Dj (m3) | $12,801 \times 10^{-4}$ | | $17,113X10^{-4}$ | | $29,349 \times 10^{-4}$ | |
| Rjx (t/m) | 4.834,83 | | 5.205,59 | | 10.362,14 | |

- Sens transversal : (sens de y)

| NIVEAU | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Type de poteaux |   |   |   |   |   |   |
| K (m3) | 5,003 | 2,501 | 2,265 | 1,632 | 1,892 | 0,946 |
| aj | 0,714 | 0,555 | 0,620 | 0,449 | 0,614 | 0,490 |
| ajKj(m3) | 2,549 | 1,981 | 3,391 | 2,456 | 5,796 | 4,625 |
| hj (m) | 3,50 | | 3,90 | | 3,62 | |
| Dj (m2) | 16,707 | | 21,867 | | 38,23 | |
| Rjy (t/m) | 6.310,09 | | 6.651,70 | | 13.497,71 | |

3. Détermination de la position du centre de torsion pour chaque étage :

Les poteaux d'un même étage ont mêmes dimensions, comme l'ossature entière est constituée de poteaux, donc le centre géométrique coïncide avec le centre de torsion et celà pour chaque plancher ; on en déduit donc que le bloc (B) étudié n'est pas soumis à un couple de torsion




* Détermination du C.D.G."G." :

$$X_G = \frac{\sum Ai\ Yi}{\sum Ai} = 14 \text{ m} \quad \text{(par raison de symétrie des éléments)}$$

$$Y_G = \frac{\sum Ai\ Yi}{\sum Ai} = 10,5 \text{ m (par raison de symétrie des éléments).}$$

* Détermination de la position du centre de torsion "C" :

Nous appliquons la formule du barycentre qui nous donne :

$$XCJ = \frac{\sum_{t=1}^{t} Rjy^{(t)}\ Xi^{(t)}}{\sum Rjy^{(t)}} \qquad YCJ = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} Rjx^{(l)}\ Yi^{(l)}}{\sum_{l=1}^{l=m} Rjx^{(l)}}$$

.../...

Avec oxy un repère dont ox et oy parallèles aux directions principales du bâtiment.

L'origine de ce repère est quelconque

par aison de symétrie ) $x_{cj} = 0$
) $y_{cj} = 0$

d'où le centre de torsion qui coïncide avec le centre de gravité

Nota :

Dans tout ce qui suit, on considérera le repère oxy.

- Torsion accidentelle : (article 3, 111.13 du P.S. 69)

En outre, dans chacun des cas suivants :

Lorsque l'élancement d'un section plane du bâtiment dans le sens perpendiculaire aux forces (S H) considérées (c'est-à-dire le quotient du carré de la plus grande dimension perpendiculaire à la direction des forces par l'aire de la section) est supérieur à 2,5.

Lorsque plus des deux tiers des efforts horizontaux sont équilibrés dans le même plan de contre ventement, il convient d'associer à chaque système de forces horizontales le système des couples de torsion d'axe vertical obtenu en supposant qu'à chaque niveau, la ligne d'action résultante des forces horizontales agissant à ce niveau se trouve écarter de sa position théorique, dans un sens pui dans l'autre, d'une longueur égale à :

$$e = \frac{1}{20} (\lambda + \mu) (1y + d)$$

4. Calcul des rigidités totales de niveau d'étage :

$$R_j = \sum_{\ell=1}^{l=m} R_j^{\ell}$$

Avec $R_j^{\ell}$ : rigidité relative de niveau "j" du portique courant "l", nous avons 5 portiques transversaux et 7 longitudinaux.

.../...

| NIVEAU | | IV | III | II |
|---|---|---|---|---|
| Rj X (t/m) | | 33.843,81 | 36.439,13 | 72.534,98 |
| RJ Y ( T/m) | | 31.550,45 | 33.258,5 | 67.488,55 |

5. Détermination de l'effort tranchant de niveau "Tj" revenant à chaque portique :

La force sismique Fj dûe au seïsme appliquée au plancher (j) passe par le point Gj (centre de gravité du plancher j).

A partir de ce paragraphe, nous allons faire 2 études :

a) L'étude avec les forces sismiques horizontales résultant de l'application des règles parassismiques du P.S. 69.

b) L'étude avec les forces sismiques horizontales résultant de l'application des règles parassismiques algériennes 1980 (qui sera faite dans la 2éme partie).

Dans cette partie, on fera l'étude avec les forces sismiques résultant du P.S. 69.

Dans le cas courant de bâtiments sans décrochement en élévation et dont les différentes files de portiques ont une rigidité de niveau ne variant pas ou variant peu en élévation dans les mêmes portiques, le point Gj a une position qui ne varie pas ou qui varie peu en plan lorsque j varie.

- Soit $\Sigma$ jx et $\Sigma$ jy les efforts tranchants de niveau dans la hauteur d'étage (j) qui sont les résultantes dans les directions x et y des forces horizontales appliquées au niveau des planchers hauts des étages j + 1, ..., n - 1, n

d'où, sous l'action de jx, il en résulte :

- Un effort tranchant Tjy de niveau (j) dans le portique transversal

$$Tjv = \frac{\Sigma jx \cdot YG}{Rio} \circ Rjy \cdot xj$$

-

.../...

- Sous l'action de $\mathcal{C}_{jy}$, il en résulte par analogie

dans le portique transversal :

$$T_{jy} = \mathcal{C}_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \mathcal{C}_{jy} \cdot \frac{R_{jy} \cdot X_j}{R_{jo}} \cdot X_G$$

dans le portique longitudinal :

$$T_{jx} = \mathcal{C}_{jx} \cdot \frac{R_{jx} \cdot Y_j}{R_{jo}} \cdot X_G$$

De même sous l'action de $\mathcal{C}_{jx}$ :

dans notre cas, nous n'avons pas de torsion : $XG = X_{cj}$

$YG = Y_{cj}$

Les équations des efforts tranchants deviennent :

$$T_{jx} = \mathcal{C}_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}}$$

$$T_{jy} = \mathcal{C}_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}}$$

Calcul de $\mathcal{C}_j$ :

| NIVEAU | FH (t) | $\mathcal{C}_{jx} = \mathcal{C}_{jy}$ |
|---|---|---|
| IV | 170,4 | 170,4 |
| III | 121 | 291,4 |
| II | 59,4 | 350,8 |

Tableau récupératif de l'effort tranchant Tj dans les portiques :

| NIVEAU | Rjx (t/m) | Rjy | Rix (t/m) | Rjy | $\Sigma$ jx (t) | $\Sigma$ jy | Tjx (t) | Tjy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 4.834,83 | 6.310,09 | 33.843,81 | 31.550,45 | 170,4 | 170,4 | 24,342 | 34,080 |
| III | 5.205,59 | 6.651,70 | 36.439,13 | 33.258,5 | 291,4 | 291,4 | 41,628 | 58,280 |
| II | 10.362,14 | 13.497,71 | 72.534,98 | 67.488,55 | 350,8 | 350,8 | 50,114 | 70,160 |

6. Calcul des déplacements relatifs de niveau (j) dans les 2 sens :

| NIVEAU | Tjx (t) | Tjy (t) | Rjx (t/m) | Rjy | $\delta$ jx (m) | $\delta$ jy |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 24,342 | 34,080 | 4.834,83 | 6.310,09 | $5,03.10^{-3}$ | $5,40.10^{-3}$ |
| III | 41,621 | 58,280 | 5.205,59 | 6.651,70 | $7,99.10^{-3}$ | $8,76.10^{-3}$ |
| II | 50,114 | 70,160 | 10.362,14 | 13.497,71 | $4,83.10^{-3}$ | $5,19.10^{-3}$ |

7. Calcul des efforts tranchants de niveau (j) dans les poteaux :

L'effort tranchant de niveau du portique courant est distribué dans les différents poteaux de ce portique en fonction de leur rigidité.
Dans notre cas, les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, d'où :

$$tj^{(i)} = \frac{aj^{(i)} \cdot Kj^{(1)}}{\sum_{i=1}^{i=m} aj^{(i)} Kj^{(i)}} \cdot Tj$$

; avec : i = indice des poteaux
tj (i) = effort tranchant du poteau (i) de l'étage (j).

$$tj^{(i)} = \frac{aj^{(i)} Kj^{(i)}}{Dj} Tj$$

Portique longitudinal :

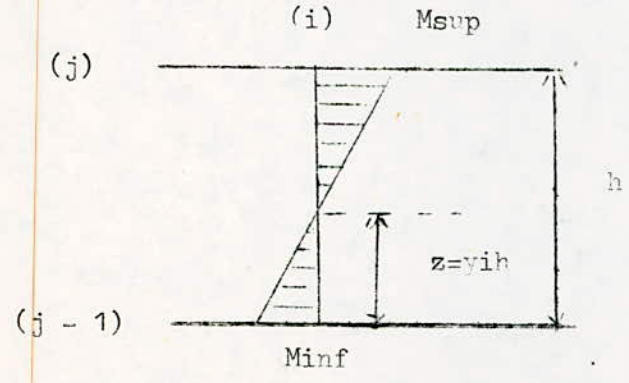
| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Type de poteaux | | | | | | |
| aj Kj | 2,763 | 2,256 | 3,779 | 2,888 | 6,353 | 5,145 |
| Tjx | 24,342 | 24,342 | 41,628 | 41,628 | 50,114 | 50,114 |
| Djx | 12,801 | 12,801 | 17,113 | 17,113 | 29,349 | 29,349 |
| tjx (t) | 5,254 | 4,290 | 9,192 | 7,025 | 10,848 | 8,785 |

Portique transversal :

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| aj Kj | 2,549 | 1,981 | 3,391 | 2,456 | 5,796 | 4,625 |
| Tj y | 34,080 | 34,080 | 58,280 | 58,280 | 70,160 | 70,160 |
| Djy | 16,707 | 16,707 | 21,867 | 21,867 | 38,23 | 38,23 |
| tjy (t) | 5,199 | 4,041 | 9,038 | 6,546 | 10,637 | 8,488 |

8. Détermination de la position du point de moment nul :

La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique :




$$Y = Yo + Y1 + Y2 + Y3 + Y4$$

(les valeurs de ces coefficients sont données dans des tableaux).

$$Z = y_o\ h = Yo + Y1 + Y2 + Y3$$

Yo = coefficient dépendant de K, du nombre de niveau que comporte le portique et du numéro du niveau considéré (tableaux 1 et 2 du bulletin du C.T.C.)

Y1 = terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et inférieures (tableau 4)

Il est fonction de K et de $\alpha$ 1 avec $\alpha$ 1 = $\frac{K1 + K2}{Kh + K3}$

K1, K2, pour les poutres supérieures ; K3, Kh, pour les poutres inférieures.

Y2 = terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage de l'étage supérieur adjacent (tableau 5), il est donné en fonction de $\alpha$ 2 et de K avec $\alpha$ 2 = $\frac{hs}{h}$ avec h = hauteur du niveau considéré

hs = hauteur du niveau supérieur.

Yo = 0 pour le dernier niveau

Y3 = terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage de l'étage inférieur adjacent (tableau 5).

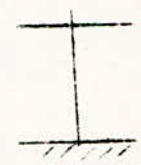
Il dépend de K et de $\alpha$ 3, avec $\alpha$ 3 = $\frac{hi'}{h}$

hi = hauteur de l'étage inférieur

h = hauteur de l'étage considéré

Y3 = 0 pour le 1er niveau.

Portique longitudinal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Type de poteaux | | | | |  | |
| K | 6,863 | 3,431 | 4,479 | 2,239 | 2,595 | 1,297 |
| Yo | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,57 | 0,64 |
| Y1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,57 | 0,64 |
| Z = h y | 1,75 | 1,575 | 1,95 | 1,95 | 2,063 | 2,317 |

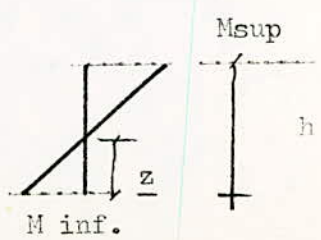
Portique transversal :

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| K | 5,003 | 2,501 | 3,265 | 1,632 | 1,892 | 0,946 |
| Yo | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,48 | 0,61 | 0,65 |
| Y1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Y | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,48 | 0,61 | 0,65 |
| Z = h y | 1,75 | 1,575 | 1,95 | 1,872 | 2,208 | 2,353 |

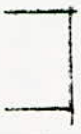
9. Détermination des moments en tête de poteaux :

M sup = t (h - z)

M inf = t. z.



Portique longitudinal :

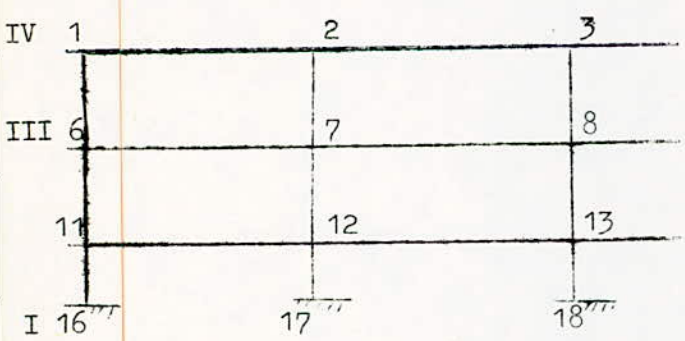
| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| • Type de poteaux | |  | | | | |
| Z = h y | 1,75 | 1,575 | 1,95 | 1,95 | 2,063 | 2,317 |
| t j x | 5,254 | 4,290 | 9,192 | 7,025 | 10,848 | 8,785 |
| M sup | 9,194 | 8,258 | 17,924 | 13,698 | 16,890 | 11,446 |
| M inf | 9,194 | 6,756 | 17,924 | 13,698 | 22,379 | 20,354 |

Portique transversal :

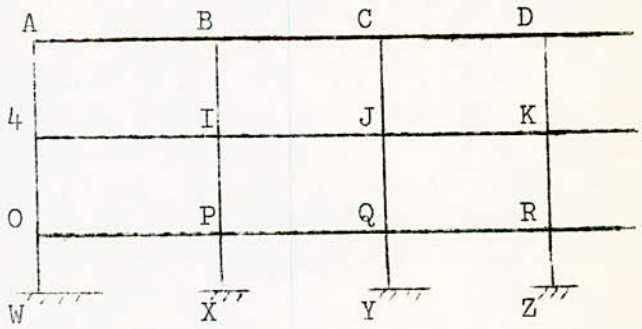
| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Z = h y | 1,75 | 1,575 | 1,95 | 1,872 | 2,208 | 2,353 |
| t j y | 5,199 | 4,041 | 9,038 | 6,546 | 10,637 | 8,488 |
| M sup | 9,098 | 7,779 | 17,624 | 13,275 | 15,019 | 10,754 |
| M inf | 9,098 | 6,364 | 17,624 | 12,254 | 23,486 | 19,972 |

10. Calcul des moments dans les poutres :

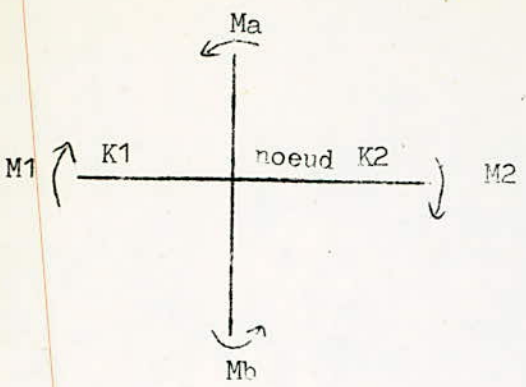
Portique longitudinal :




portique transversal :




.../...

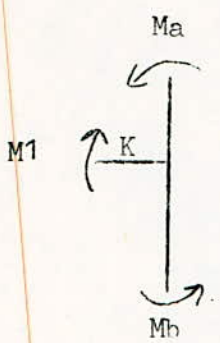



$$M1 = \frac{K1}{K1 + K2} (Mb + Ma)$$

$$M2 = \frac{K2}{K1 + K2} (Mb + Ma)$$

Nous avons : $K1 = K2$

d'où : $M1 = M2 = \frac{Ma + Mb}{2}$




$\Longrightarrow$ $M1 = Ma + Mb$

Portique longitudinal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Noeud | 1 | 2 - 3 | 6 | 7 - 8 | 11 | 12 - 13 | 16 | 17 - 18 |
| Ma (tim) | 0 | 0 | 6,756 | 9,194 | 13,698 | 17,924 | 20,354 | 22,379 |
| Mb | 8,258 | 9,194 | 13,698 | 17,924 | 11,446 | 16,890 | 0 | 0 |
| M1 | 8,258 | 4,597 | 20,454 | 13,559 | 24,144 | 17,407 | 20,354 | 11,19 |
| M2 | 0 | 4,597 | 0 | 13,559 | 0 | 17,407 | 0 | 11,19 |

Portique transversal :

| eud | A | B C D | H | I-J-K | O | P-Q-R | W | X-Y-Z |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 0 | 6,364 | 9,098 | 12,254 | 17,624 | 19,972 | 23,486 |
| | 7,779 | 9,098 | 13,275 | 17,624 | 10,754 | 15,019 | 0 | 0 |
| | 7,779 | 4,549 | 19,639 | 13,361 | 23,000 | 16,321 | 19,972 | 11,743 |
| | 0 | 4,549 | 0 | 13,361 | 0 | 16,321 | 0 | 11,743 |

## 11. Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

Les efforts tranchants dans les poutres seront calculés à partir des moments aux noeuds calculés précédemment.

- Méthode de calcul :

On considère la travée indépendante avec les moments développés en ses noeuds, puis on détermine l'équation du moment fléchissant qui peut s'écrire de la manière suivante :

$$M(x) = \alpha x + \beta$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \alpha$$

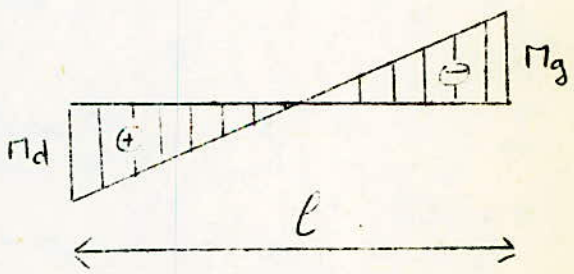
Sous S I H de gauche à droite :

$$M(x) = \alpha x + \beta \Longrightarrow \begin{cases} x = 0 \Longrightarrow M(0) = \beta = M \text{ droit} \\ x = 1 \Longrightarrow M(1) = \alpha l + \beta = M \text{ gauche} \end{cases}$$

d'où $$\alpha = \frac{-(Md + Mg)}{l}$$

$$M(x) = -\frac{(Md + Mg)}{l} x + Md$$

$$T(x) = \frac{d}{dx} = -\frac{(Md + Mg)}{l}$$

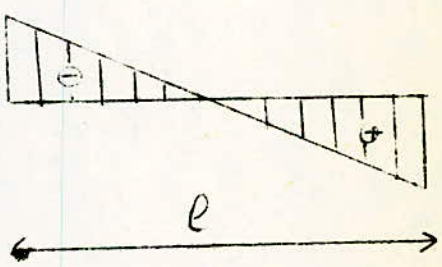



$$T(x) = -\frac{(Md + Mg)}{l}$$

Sous S I H de droite à gauche :

Par analogie, nous avons :

$$T(x) = \frac{Md + Mg}{l}$$



Calcul des efforts tranchants sous S I H dans les travées :

Portique longitudinal :

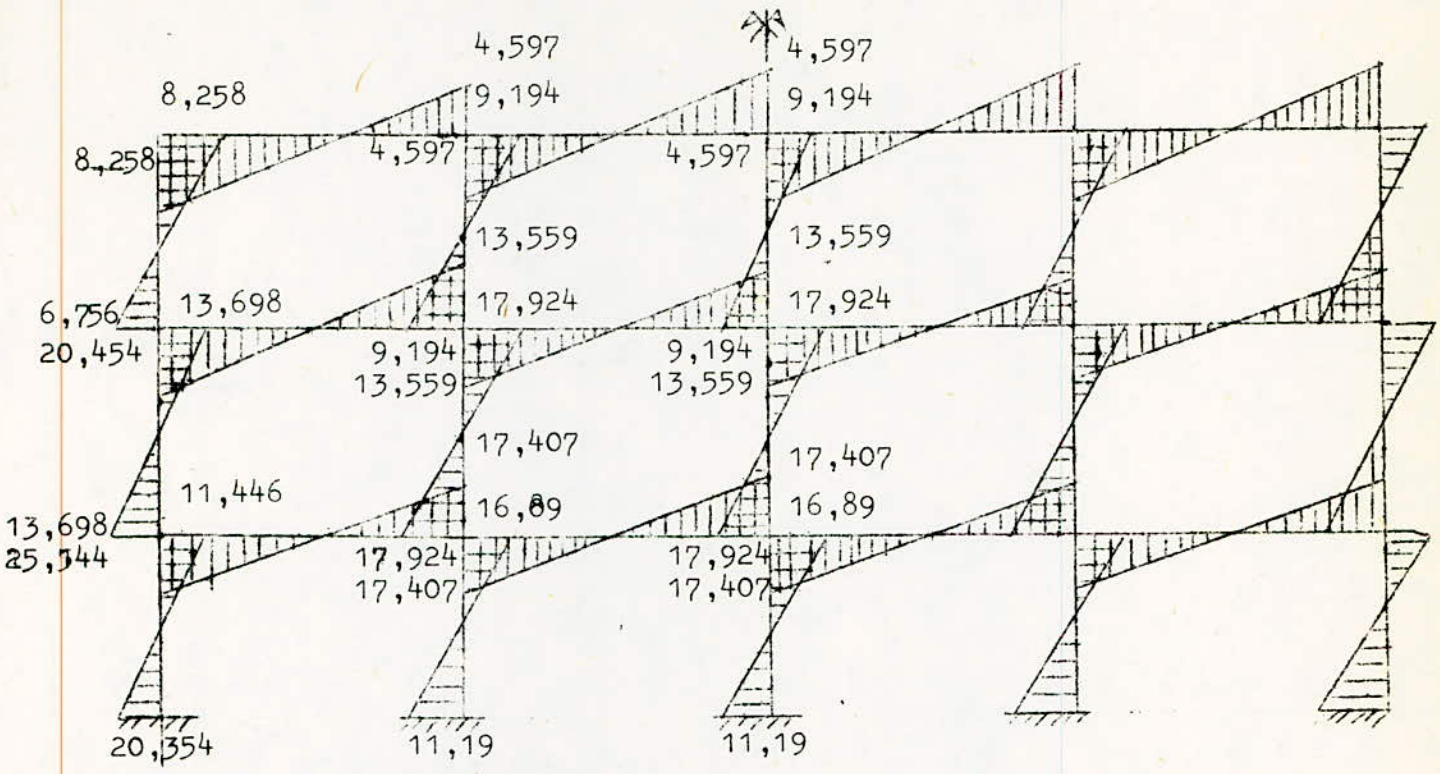
| NIVEAU | TRAVEES | (m) | Md (t/m) | Mg (t/m) | T SOUS $\overrightarrow{SIH}$ (t) | T SOUS $\overleftarrow{SIH}$ (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 2 | 7,00 | 8,258 | 4,597 | 1,836 | - 1,836 |
| | 2 - 3 | 7,00 | 4,597 | 4,597 | 1,313 | - 1,313 |
| III | 6 - 7 | 7,00 | 20,454 | 13,559 | 4,859 | - 4,859 |
| | 7 - 8 | 7,00 | 13,559 | 13,559 | 3,874 | - 3,874 |
| II | 11 - 12 | 7,00 | 25,144 | 17,407 | 6,078 | - 6,078 |
| | 12 - 13 | 7,00 | 17,407 | 17,407 | 4,973 | - 4,973 |
| I | 16 - 17 | 7,00 | 20,354 | 11,19 | 4,506 | - 4,506 |
| | 17 - 18 | 7,00 | 11,19 | 11,19 | 3,197 | - 3,197 |

Portique transversal :

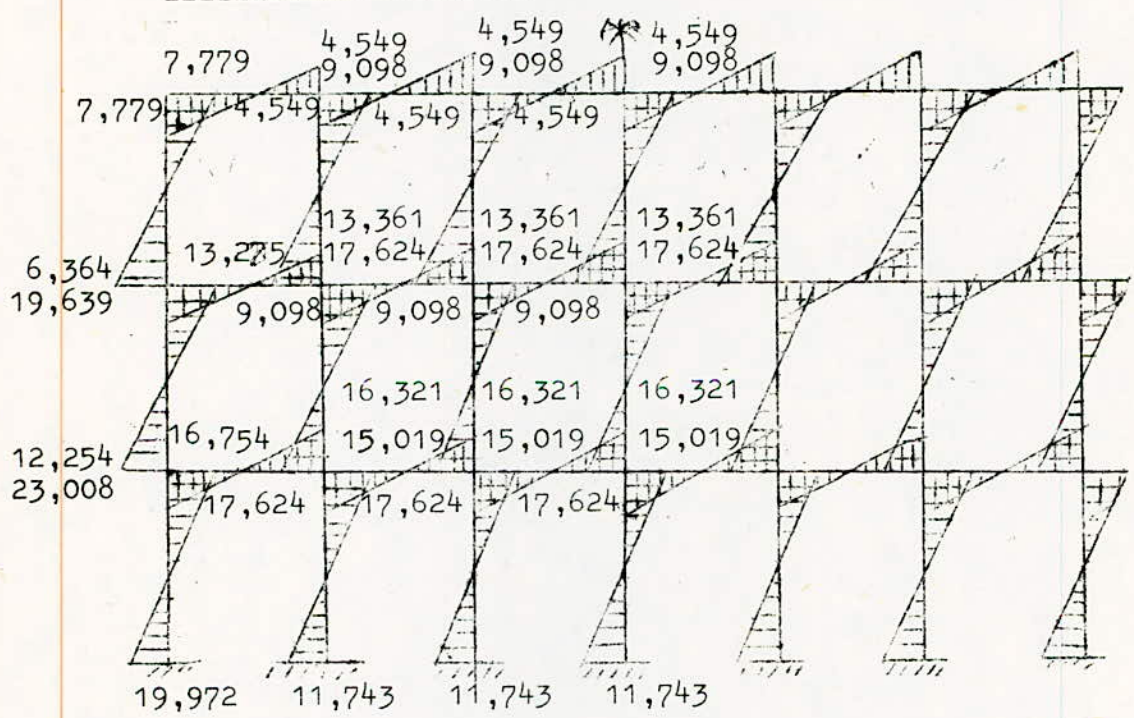
| NIVEAU | TRAVEES | (m) | Md (t/m) | Mg (t/m) | T SOUS $\overrightarrow{SIH}$ (t) | T SOUS $\overleftarrow{SIH}$ (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A B | 3,50 | 7,779 | 4,549 | 3,532 | - 3,522 |
| | B C | 3,50 | 4,549 | 4,549 | 2,599 | - 2,599 |
| | C D | 3,50 | 4,549 | 4,549 | 2,599 | - 2,599 |
| III | H I | 3,50 | 19,639 | 13,361 | 9,428 | - 9,428 |
| | I J | 3,50 | 13,361 | 13,361 | 7,635 | - 7,635 |
| | J K | 3,50 | 13,361 | 13,361 | 7,635 | - 7,635 |
| II | O P | 3,50 | 23,008 | 16,321 | 11,237 | - 11,237 |
| | P Q | 3,50 | 16,321 | 16,321 | 9,326 | - 9,326 |
| | Q R | 3,50 | 16,321 | 16,321 | 9,326 | - 9,326 |
| I | W X | 3,50 | 19,972 | 11,743 | 9,061 | - 9,061 |
| | X Y | 3,50 | 11,743 | 11,743 | 6,710 | - 6,710 |
| | Y Z | 3,50 | 11,743 | 11,743 | 6,710 | - 6,710 |

## -=- DIAGRAMME DES MOMENTS -=-

PORTIQUE LONGITUDINAL / -




PORTIQUE TRANSVERSAL / -



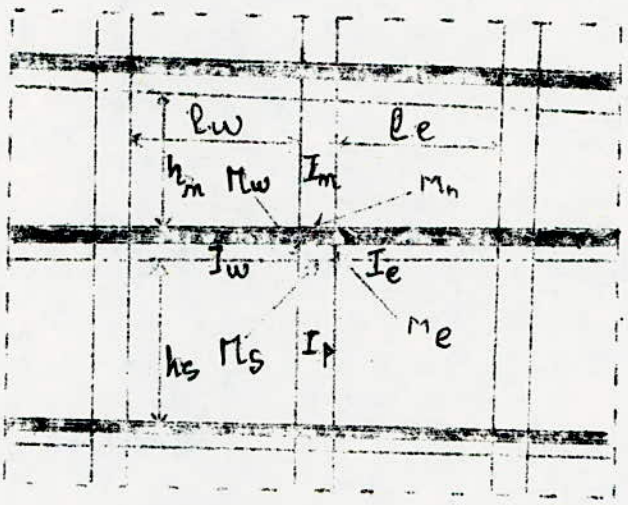
## -=- EFFORTS DANS LES PORTIQUES -=-
## ENGENDRES PAR LES FORCES VERTICALES.

- EXPOSE DE LA METHODE DE CAQUOT / -

La détermination des efforts dans les portiques sous les charges verticales se fera par la méthode de Monsieur CAQUOT.

Cette méthode est parfaitement applicable pour notre cas, puisqu'elle s'utilise pour des éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Cette méthode ne tient pas compte des déplacements relatifs des planchers.

- P R I N C I P E / -




La méthode suppose que les moments d'inertie des poteaux sont constants. Le principe consiste à choisir un noeud et à évaluer les moments agissants à gauche et à droite du noeud ainsi qu'en haut et en bas du noeud. Cela en ne tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud considéré.

.../...

On considère des hauteurs fictives de poteaux et également des travées fictives :

* $h'_n = 0,9\ h_n$ si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher avec $h_n$ = hauteur libre.

* $h'_n = 0,8\ h_n$ )
* $h'_s = 0,8\ h_s$ ) Pour les autres cas

* $l'_w = 0,8\ l_w$ )
* $l'_e = 0,8\ l_e$ ) pour les travées intermédiaires

avec $l_w$ = portée libre de la travée gauche.

$l_e$ = portée libre de la travée droite.

soit : $q_w$ = la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche.

$q_e$ = la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.

$Q_w$ = une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance $q_w$ du nu de l'appui ($Q_e$ et $q_e$ pour la travée de droite).

on pose : $M_e = q_e \cdot \frac{l'^2_e}{8,5} + l'e \cdot \sum K_e \cdot Q_e$

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

avec : $K_w$ et $K_e$ donnés en fonction du rapport $\frac{a}{l'}$, pour des poutres à section constante, voir échelle fonctionnelle (C.C.B.A./68 - Annexe A).

$I_w$, $I_e$, $I_s$, $I_n$ : désignent les moments d'inertie respectivement des deux travées et des trançons de poteau.

on pose :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w}, \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}, \quad K_s = \frac{I_s}{l'_n}, \quad K_n = \frac{I_n}{l'_n}$$

.../...

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

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

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

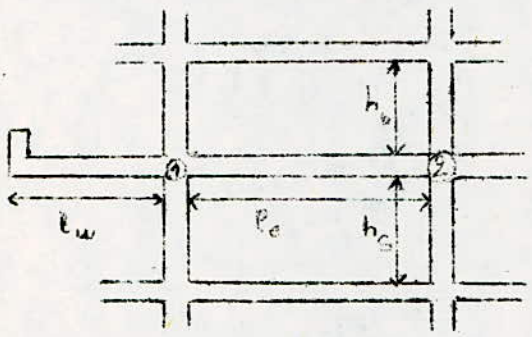
$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$ au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur.

$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$ au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur.

Les moments aux nus des appuis sont en valeurs absolues, Pour les traverses, les moments sont négatifs.

. TRAVEE DE RIVE / -

a) - Noeud de Rive avec Console :




Marche à Suivre :

Déterminer pour le noeud (1) : - $M_W$ qui est le moment en console
- $K_s$, $k_e$, $k_n$ (et $k_w = 0$) au sens physique.
- $D = K_s + K_e + K_n$.
- $M_{e1} = M'_{e1} \left( 1 + \frac{K_{e1}}{l_1} \right) + M'_{w1} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1}$
- $M_{s1} = \frac{K_{s1}}{D_1} ( M'_{e1} - M'_{w1} )$
- $M_{n1} = \frac{K_{n1}}{D_1} ( M'_{e1} - M'_{w1} )$
- $M'_{e1} = q_2 \frac{l'^2}{8,5} + l'_e \Sigma K_e Q_e$.

.../...

b) - Noeud de Rive (sans console) :

La méthode est la même avec :

$$\left.\begin{array}{l} M_{w1} = 0 \\ l'_{w1} = 0 \\ l'_{e1} = 0{,}8\ l_e \end{array}\right\} \Rightarrow \quad \begin{array}{l} M_{e1} = M'_{e1}\left(1 - \dfrac{K_{e1}}{D}\right) \\ M_{s1} = M'_{e1}\dfrac{K_{s1}}{D1} \\ M_{n1} = M'_{e1}\dfrac{K_{n1}}{D_1} \end{array}$$

c) - Noeud Voisin du Noeud de Rive : Noeud ($\overline{2}$)

La longueur $l'_{w2}$ de la travée fictive de rive est prise égale à $x_1$ $l_{w2}$ ; $x_1$ étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

avec : $- x_1 = 0{,}8$ pour $K_{s1} + K_{n1} \geqslant 1{,}5\ k_{e1}$

$$- x_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7{,}5\ K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1{,}5\ K_{e1}$$

- MOMENT DANS LES POTEAUX / -

Nous admettons que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à $h'_n$ au-dessus du plancher et $h'_s$ au-dessous du nu inférieur des poutres.

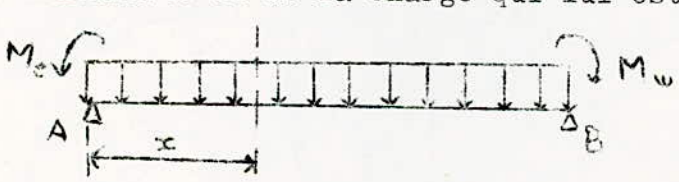
$h'_n$ et $h'_s$ sont des heuteurs fictives de poteaux.

- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX - EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES / -

Par simplification, on calcule les efforts tranchants dans les poteaux et les efforts normaux dans les poutres.

- CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES / -

Conformément à l'annexe A 13 du C.C.B.A./68, les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (q) par mètre-linéaire.




$$M_t/B = 0 \Rightarrow R_A \times l - M_e + M_w - q.\frac{l^2}{2} \Rightarrow R_A = \frac{M_e - M_w}{l} + q.\frac{l}{2} - q.x$$

$$T_x = R_A - q.x = \frac{M_e - M_w}{l} + q.\frac{l}{2} - q.x$$

.../...

1°) Caractéristiques géométriques du portique longitudinal :

| NIVEAU | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Noeud | 1 | 2 | 3 | 6 | 7 | 8 | 11 | 12 | 13 | 16 | 17 | 18 |
| lw/(m) | 0 | 7 | 7 | 0 | 7 | 7 | 0 | 7 | 7 | 0 | 7 | 7 |
| le (m) | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| hn (m) | 0 | 0 | 0 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 2,92 | 2,92 | 2,92 |
| hs (m) | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 2,92 | 2,92 | 2,92 | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| Iw $10^{-3}$ | 0 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 |
| Ie $10^{-3}$ | 8,575 | " | " | 8,575 | " | " | 8,575 | " | " | 8,575 | 8,575 | 8,575 |
| Im $10^{-3}$ | 0 | 0 | 0 | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 2,133 | 2,133 | 2,133 |
| Is $10^{-3}$ | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 2,133 | 2,133 | 2,133 | 5,21 | 5,21 | 5,21 |
| l'w (m) | 0 | 5,60 | 5,60 | 0 | 5,60 | 5,60 | 0 | 5,60 | 5,60 | 0 | 5,60 | 5,60 |
| l'e (m) | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 | 5,60 |
| h'n | 0 | 0 | 0 | 2,52 | 2,52 | 2,52 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,336 | 2,336 | 2,336 |
| h's | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,336 | 2,336 | 2,336 | 0,88 | 0,88 | 0,88 |
| kw $10^{-3}$ | 0 | 1,53 | 1,53 | 0 | 1,53 | 1,53 | 0 | 1,53 | 1,53 | 0 | 1,53 | 1,53 |
| ke $10^{-3}$ | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,53 |
| km $10^{-3}$ | 0 | 0 | 0 | 0,268 | 0,268 | 0,268 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,913 | 0,913 | 0,913 |
| ks $10^{-3}$ | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,913 | 0,913 | 0,913 | 5,92 | 5,92 | 5,92 |
| D ( $10^{-3}$) | 1,83 | 3,36 | 3,36 | 2,286 | 3,816 | 3,816 | 2,931 | 4,461 | 4,461 | 8,363 | 9,83 | 9,83 |

2°) Charges permanentes :

Surface revenant au portique :

S = 28,50 X 3,50 = 100 m2

Terrasse :

Plancher terrasse : 0,650 X 3,50..... = 2,275 t/ml

Poutre..... = 0,525 t/ml

G = 2,8 t/ml

Plancher courant :

Plancher : 0,560 X 3,50..... = 1,96 t/ml

Poutre..... = 0,525 t/ml

G = 2,5 t/ml

3°) Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse : P = 0,100 X 3,50 = 0,350 t/ml

Plancher courant : P = 0,350 X 3,50 = 1,225 t/ml

| NIVEAU | G | P | Fv |
|---|---|---|---|
| IV | 2,8 | 0,350 | 0,794 |
| III | 2,5 | 1,225 | 0,565 |
| II | 2,5 | 1,225 | 0,277 |
| I | 2,5 | 1,225 | 0 |

Moments sous G :

| NIVEAU | NOEUD | qe(t/m) | qw(t/m) | M'e(tm) | M'w | M e | M w | M n | Ms |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 | 2,8 | 0 | 10,33 | 0 | 1,693 | 0 | 0 | 1,693 |
| | 2 | 2,8 | 2,8 | 10,33 | 10,33 | 10,33 | 10,33 | 0 | 0 |
| | 3 | 2,8 | 2,8 | 10,33 | 10,33 | 10,33 | 10,33 | 0 | 0 |
| III | 6 | 2,5 | 0 | 9,22 | 0 | 3,05 | 0 | 1,080 | 1,179 |
| | 7 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |
| | 8 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |
| II | 11 | 2,5 | 0 | 9,22 | 0 | 4,407 | 0 | 1,535 | 2,872 |
| | 12 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |
| | 13 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |
| | 16 | 2,5 | 0 | 9,22 | 0 | 7,533 | 0 | 1 | 6,526 |
| | 17 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |
| | 18 | 2,5 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 9,22 | 0 | 0 |

Moments sous P :

| NIVEAU | NOEUD | 9 e | 9 w | M'e | M'w | Me | Mw | Mn | Ms |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 | 0,35 | 0 | 1,291 | 0 | 0,211 | 0 | 0 | 0,211 |
| | 2 | 0,35 | 0,35 | 1,291 | 1,291 | 1,291 | 1,291 | 0 | 0 |
| | 3 | 0,35 | 0,35 | 1,291 | 1,291 | 1,291 | 1,291 | 0 | 0 |
| III | 6 | 1,225 | 0 | 4,52 | 0 | 1,495 | 0 | 0,53 | 0,965 |
| | 7 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |
| | 8 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |
| II | 11 | 1,225 | 0 | 4,52 | 0 | 2,16 | 0 | 0,752 | 1,408 |
| | 12 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |
| | 13 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |
| I | 16 | 1,225 | 0 | 4,52 | 0 | 3,69 | 0 | 0,49 | 3,20 |
| | 17 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |
| | 18 | 1,225 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 0 | 0 |

5°) Moments sous S I V :

| NIVEAU | NOEUD | 9 e | 9 w | M'e | M'w | M e | M w | M n | M s |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 | 0,794 | 0 | 2,93 | 0 | 0,48 | 0 | 0 | 0,48 |
| | 2 | 0,794 | 0,794 | 2,93 | 2,93 | 2,93 | 2,93 | 0 | 0 |
| | 3 | 0,794 | 0,794 | 2,93 | 2,93 | 2,93 | 2,93 | 0 | 0 |
| III | 6 | 0,565 | 0 | 2,08 | 0 | 0,688 | 0 | 0,244 | 0,444 |
| | 7 | 0,565 | 0,565 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 0 | 0 |
| | 8 | 0,565 | 0,565 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 0 | 0 |
| II | 11 | 0,277 | 0 | 1,022 | 0 | 0,488 | 0 | 0,170 | 0,318 |
| | 12 | 0,277 | 0,277 | 1,022 | 1,022 | 1,022 | 1,022 | 0 | 0 |
| | 13 | 0,277 | 0,277 | 1,022 | 1,022 | 1,022 | 1,022 | 0 | 0 |

6°) Efforts tranchants sous (S I V) :

| NIVEAU | TRAVEE | (m) | q | M w | M e | TW (t) | Te (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 2 | 7 | 0,794 | 0,480 | 2,930 | 2,43 | - 3,13 |
| | 2 - 3 | 7 | 0,794 | 2,930 | 2,930 | 2,78 | - 2,78 |
| III | 6 - 7 | 7 | 0,565 | 0,688 | 2,080 | 1,778 | - 2,176 |
| | 7 - 8 | 7 | 0,565 | 2,080 | 2,080 | 1,977 | - 1,977 |
| II | 11 - 12 | 7 | 0,277 | 0,488 | 1,022 | 0,893 | - 1,046 |
| | 12 - 13 | 7 | 0,277 | 1,022 | 1,022 | 0,97 | - 0,96 |

7°) EFforts tranchants sous "G" :

$X = 0 \qquad T_{gauche} = \frac{q\,l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$

$X = L \qquad T_{droit} = -\frac{q\,l}{2} + \frac{Me - Mw}{e}$

| NIVEAU | TRAVEE | (m) | q | Mw | Me | Tw | Te |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 2 | 7 | 2,8 | 1,693 | 10,33 | 8,566 | - 11,034 |
| | 2 - 3 | 7 | 2,8 | 10,33 | 10,33 | 9,8 | - 9,8 |
| III | 6 - 7 | 7 | 2,5 | 3,05 | 9,22 | 7,868 | - 9,631 |
| | 7 - 8 | 7 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 8,75 | - 8,75 |
| II | 11 - 12 | 7 | 2,5 | 4,407 | 9,22 | 8,062 | - 9,437 |
| | 12 - 13 | 7 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 8,75 | - 8,75 |
| I | 16 - 17 | 7 | 2,5 | 7,533 | 9,22 | 8,99 | - 8,51 |
| | 17 - 18 | 7 | 2,5 | 9,22 | 9,22 | 8,75 | - 8,75 |

8°) Efforts tranchants sous P :

| NIVEAU | TRAVEE | P (m) | q | M w | M e | T w | T e |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 2 | 7 | 0,350 | 0,211 | 1,291 | 1,071 | - 1,379 |
| | 2 - 3 | 7 | 0,350 | 1,291 | 1,291 | 1,225 | - 1,225 |
| III | 6 - 7 | 7 | 1,225 | 1,495 | 4,52 | 3,855 | - 4,719 |
| | 7 - 8 | 7 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,287 | - 4,287 |
| II | 11 - 12 | 7 | 1,225 | 2,16 | 4,52 | 3,950 | - 4,624 |
| | 12 - 13 | 7 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,287 | - 4,287 |
| I | 16 - 17 | 7 | 1,225 | 3,69 | 4,52 | 4,406 | - 4,169 |
| | 17 - 18 | 7 | 1,225 | 4,52 | 4,52 | 4,287 | - 4,287 |

1°) Caractéristiques géométriques du portique transversal :

| NIVEAU | IV | | | | III | | | | II | | | | I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Noeud | A | B | C | D | H | I | J | K | O | P | Q | R | W | X | Y | Z |
| L w | 0 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 0 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 0 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 0 | 3,50 | 3,50 | 3,50 |
| l e | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 | 3,50 |
| h m | | | | | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 2,92 | 2,92 | 2,92 | 2,92 |
| h s | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 3,20 | 2,92 | 2,92 | 2,92 | 2,92 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 |
| Iw ($10^{-3}$) | 0 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 8,575 |
| Ie ($10^{-3}$) | 8,575 | 8,575 | 8,575 | | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 0 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 8,575 | 8,575 |
| In ($10^{-3}$) | | | | | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 2,133 | 2,133 | 2,133 | 2,133 |
| Is ($10^{-3}$) | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 0,675 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 1,250 | 2,133 | 2,133 | 2,133 | 2,133 | 5,21 | 5,21 | 5,21 | 5,21 |
| l ' w | 0 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 0 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 0 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 0 | 2,80 | 2,80 | 2,80 |
| l ' e | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 | 2,80 |
| h ' n | | | | | 2,52 | 2,52 | 2,52 | 2,52 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,63 | 2,63 | 2,63 | 2,63 |
| h ' s | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,56 | 2,336 | 2,336 | 2,336 | 2,336 | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,04 |
| Kw ($10^{-3}$) | 0 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 0 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 0 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 0 | 3,062 | 3,062 | 3,062 |
| Ke ($10^{-3}$) | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 | 3,062 |
| Kn ($10^{-3}$) | | | | | 0,268 | 0,268 | 0,268 | 0,268 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,811 | 0,811 | 0,811 | 0,811 |
| Ks ($10^{-3}$) | 0,301 | 0,301 | 0,301 | 0,301 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,488 | 0,913 | 0,913 | 0,913 | 0,913 | 5,01 | 5,01 | 5,01 | 5,01 |
| D ($10^{-3}$) | 3,363 | 6,425 | 6,425 | 6,425 | 3,818 | 6,88 | 6,88 | 6,88 | 4,463 | 7,525 | 7,525 | 7,525 | 8,88 | 11,94 | 11,94 | 11,94 |

2°) Surface revenant au portique :

S = 21,50 X 0,30 = 6,450 m2

Terrasse :

Plancher terrasse : 0,550 X 0,30..... = 0,195 t/ml

Poutre..... = 0,525 t/ml

G = 0,720 t/ml

Plancher courant :

Plancher : 0,560 X 0,30..... = 0,468 t/ml

Poutre..... = 0,525 t/ml

0,693 t/ml

3°) Surcharges d'exploitation :

Terrasse : P = 0,100 X 0,30 = 0,03 t/ml

Plancher : P = 0,350 X 0,30 = 0,105 t/ml

| NIVEAU | Gl t/ml | P t/ml | $F_v$ t/ml |
|---|---|---|---|
| IV | 0,72 | 0,03 | 1,588 |
| III | 0,693 | 0,105 | 1,131 |
| II | 0,693 | 0,105 | 0,554 |
| I | 0,693 | 0,105 | 0 |

4°) Moment sous "G" :

| NIVEAU | NOEUD | $q_e$ | $q_w$ | M'e | M'w | M e | M w | M n | M s |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A | 0,72 | 0 | 0,664 | 0 | 0,059 | 0 | 0 | 0,059 |
| | B | 0,72 | 0,72 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0 | 0 |
| | C | 0,72 | 0,72 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0 | 0 |
| | D | 0,72 | 0,72 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0,664 | 0 | 0 |
| III | H | 0,693 | 0 | 0,639 | 0 | 0,126 | 0 | 0,045 | 0,081 |
| | I | 0,693 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0 | 0 |
| | J | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0 | 0 |
| | K | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0 | 0 |
| II | O | 0,693 | 0 | 0,639 | 0 | 0,20 | 0 | 0,07 | 0,131 |
| | P | 0,693 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0 | 0 |
| | Q | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0 | 0 |
| | R | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0 | 0 |
| I | W | 0,693 | 0 | 0,693 | 0 | 0,418 | 0 | 0,058 | 0,36 |
| | X | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0 | 0 |
| | Y | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0 | 0 |
| | Z | 0,693 | 0,693 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 0,639 | 0 | 0 |

5°) Moment sous "P" :

| NIVEAU | NOEUD | $q_e$ | $q_w$ | M'e | M'w | M e | M w | M n | M s |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A | 0,03 | 0 | 0,027 | 0 | 0,0024 | 0 | 0 | 0,0024 |
| | B | 0,03 | 0,03 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0 | 0 |
| | C | 0,03 | 0,03 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0 | 0 |
| | D | 0,03 | 0,03 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0 | 0 |
| III | H | 0,105 | 0 | 0,097 | 0 | 0,019 | 0 | 0,007 | 0,012 |
| | I | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | J | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | K | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| II | O | 0,105 | 0 | 0,097 | 0 | 0,030 | 0 | 0,01 | 0,02 |
| | P | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | Q | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | R | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| I | W | 0,105 | 0 | 0,097 | 0 | 0,063 | 0 | 0,009 | 0,055 |
| | X | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | Y | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |
| | Z | 0,105 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0 | 0 |

6°) Moment sous S I V :

| NIVEAU | NOEUD | qe t/ml | q w | Me'(t/m) | M'w | M e | M w | M n | M s |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A | 1,588 | 0 | 1,464 | 0 | 0,131 | 0 | 0 | 0,131 |
| | B | 1,588 | 1,588 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 0 | 0 |
| | C | 1,588 | 1,588 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 0 | 0 |
| | D | 1,588 | 1,588 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 1,464 | 0 | 0 |
| III | H | 1,131 | 0 | 1,043 | 0 | 0,206 | 0 | 0,073 | 0,133 |
| | I | 1,131 | 1,131 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 0 | 0 |
| | J | 1,131 | 1,131 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 0 | 0 |
| | K | 1,131 | 1,131 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 1,043 | 0 | 0 |
| II | O | 0,554 | 0 | 0,511 | 0 | 0,160 | 0 | 0,056 | 0,104 |
| | P | 0,554 | 0,554 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0 | 0 |
| | Q | 0,554 | 0,554 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0 | 0 |
| | R | 0,554 | 0,554 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0,511 | 0 | 0 |

7°) Efforts tranchants sous "G" (dans les poutres) :

| NIVEAU | TRAVEE | ℓ (m) | q (t/ml) | Mw (t/m) | M e | T(x=o) (t) | T (x=o) (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - B | 3,50 | 0,72 | 0,059 | 0,664 | 1,087 | - 1,433 |
| | B - C | 3,50 | 0,72 | 0,664 | 0,664 | 1,26 | - 1,26 |
| | C - D | 3,50 | 0,72 | 0,664 | 0,664 | 1,26 | - 1,26 |
| III | H - I | 3,50 | 0,693 | 0,126 | 0,639 | 1,066 | - 1,36 |
| | I - J | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |
| | J - K | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |
| II | O - P | 3,50 | 0,693 | 0,200 | 0,639 | 1,087 | - 1,338 |
| | P - Q | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |
| | Q - R | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |
| I | W - X | 3,50 | 0,693 | 0,418 | 0,639 | 1,276 | - 1,15 |
| | X - Y | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |
| | Y - Z | 3,50 | 0,693 | 0,639 | 0,639 | 1,213 | - 1,213 |

8°) Efforts tranchants sous "P" :

| NIVEAU | TRAVEE | ℓ (m) | g (t/ml) | $M_w$ (t/m) | M e | T (x = o) | T (x = ℓ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - B | 3,50 | 0,03 | 0,0024 | 0,027 | 0,0455 | - 0,059 |
| | B - C | 3,50 | 0,03 | 0,027 | 0,027 | 0,0525 | - 0,0525 |
| | C - D | 3,50 | 0,03 | 0,027 | 0,027 | 0,0525 | - 0,0525 |
| III | H - I | 3,50 | 0,105 | 0,019 | 0,097 | 0,161 | - 0,206 |
| | I - J | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |
| | J - K | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |
| II | O - P | 3,50 | 0,105 | 0,030 | 0,097 | 0,164 | 0,203 |
| | P - Q | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |
| | Q - R | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |
| I | W - X | 3,50 | 0,105 | 0,063 | 0,097 | 0,218 | - 0,15 |
| | X - Y | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |
| | Y - Z | 3,50 | 0,105 | 0,097 | 0,097 | 0,184 | - 0,184 |

9°) Efforts tranchants sous S I V :

| NIVEAU | TRAVEE | ℓ (m) | g (t/ml) | Mw (t/m) | M e | T (x = o) | T (x = ℓe) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - B | 3,50 | 1,588 | 0,131 | 1,464 | 2,40 | - 3,160 |
| | B - C | 3,50 | 1,588 | 1,464 | 1,464 | 2,78 | - 2,78 |
| | C - D | 3,50 | 1,588 | 1,464 | 1,464 | 2,78 | - 2,78 |
| III | H - I | 3,50 | 1,131 | 0,206 | 1,043 | 1,740 | - 2,22 |
| | I - J | 3,50 | 1,131 | 1,043 | 1,043 | 1,980 | - 1,980 |
| | J - K | 3,50 | 1,131 | 1,043 | 1,043 | 1,980 | - 1,980 |
| II | O - P | 3,50 | 0,554 | 0,160 | 0,511 | 0,870 | - 1,081 |
| | P - Q | 3,50 | 0,554 | 0,511 | 0,511 | 0,970 | - 0,970 |
| | Q - R | 3,50 | 0,554 | 0,511 | 0,511 | 0,970 | - 0,970 |

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on tient compte des sollicitations dites " sollicitations totales pondérées, définies ci-dessous :

(G) = Sollicitation dûe à la charge permanente
(P) = sollicitation dûe aux charges d'exploitation
(V) = Sollicitation dûe aux surcharges climatiques normales
(W) = Sollicitation dûe aux surcharges climatiques extrêmes
(T) = Sollicitation dûe aux effets de la température et du retrait
(SI)= Sollicitation dûe aux séismes.

Pour le ferraillage des poutres et des poteaux, on considère successivement les sollicitations totales pndérées du premier genre et celles du second genre, définies ci-après :

Sollicitations totales pondérées du 1er. genre :

(S1) = G + 1,2 P + T
(S1') = G + P + V + T

Sollicitations totales pondérées du second genre :

(S2) = G + 1,2 P + 1,5 V + T
(S2') = G + P + w . W + T
(S2") = G + P + T + SI.

Dans notre cas, on ne tiendra pas compte des effets dûs à la température et au retrait, du fait que la longueur de notre bâtiment est proche de 25m.
Les effets du vent ne seront pas pris en compte, car notre bâtiment est de hauteur faible (R+2). La sollicitation développée par les surcharges sismiques et les surcharges d'exploitation est prépondérante devant celle dûe au vent.
Les effets du séisme horizontal et vertical seront considérés simultanément.

* Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- Pour les poutres : G + 1,2 . P (1er. genre)
  G + P + SIV + SIH (2ème genre)
- Pour les poteaux : G + 1,2 . P (1er. genre)
  G + $\frac{1}{5}$ P + SIV + SIH (2ème genre)
  G + P + + SIV + SIH (2ème genre)

./..

- Moment en travée :

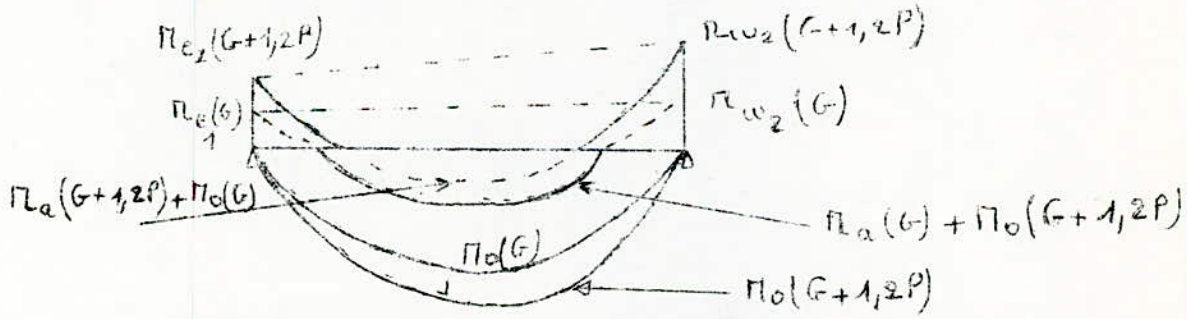
(article A12 du C.C.B.A.68). Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée (2) avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture :

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

Dans chaque cas de charge, en supposant que les sur/charges penvent être indépendantes les uns des autres .

exemple :



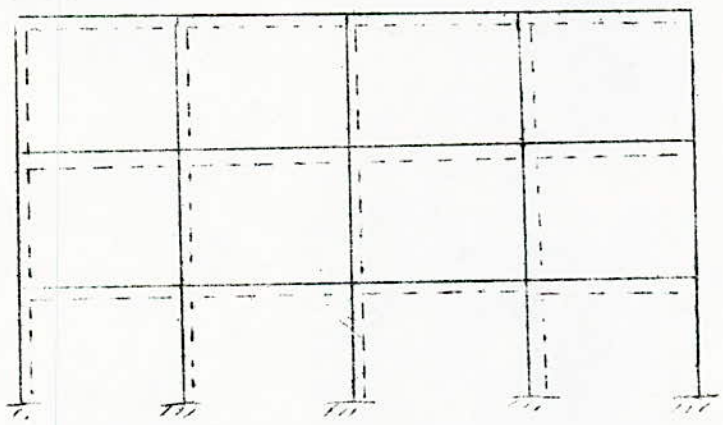

On veut calculer le moment en travée sous G + 1,2P, on calcule le moment isostique " Mo " sous (G + 1,2P).

- le moment en travée sora : $M_t = M_o\ (G + 1,2P) - \frac{M_e\ (G) + MW\ (G)}{2}$

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

- le moment en travée sous SIH : $M_t = \frac{Me - Mw}{2}$

Convention de signe :



Le moment est compté positivement du côté de la fibre et négativement de l'autre côté de la fibre.

- L'effet tranchant est positif vers le haut et négatif vers le bas.

./..

## Tableaux récapitulatifs

- Tableau des moments fléchissants dans les poutres :

* Portique longitudinal :

| | | G | | P | | SIV | | SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | Travée | Mw (t.m) | Me | Mw | Me | Mw | Me | Mw | Me |
| | 1 - 2 | -1,693 | - 10,33 | - 0,211 | - 1,291 | - 0,48 | - 2,93 | 8,258 | - 4,597 |
| | 2 - 3 | - 10,33 | - 10,33 | - 1,291 | - 1,291 | - 2,93 | - 2,93 | 4,597 | - 4,597 |
| | 6 - 7 | - 3,05 | - 9,22 | - 1,495 | - 4,52 | - 0,688 | - 2,08 | 20,454 | -13,559 |
| | 7 - 8 | - 9,22 | - 9,22 | - 4,52 | - 4,52 | - 2,08 | - 2,08 | 13,559 | -13,559 |
| | 11-12 | - 4,407 | - 9,22 | - 2,16 | - 4,52 | - 0,488 | - 1,022 | 25,144 | -17,407 |
| | 12-13 | - 9,22 | - 9,22 | - 4,52 | - 4,52 | - 1,022 | - 1,022 | 17,407 | -17,407 |
| | 16-17 | - 4,407 | - 9,22 | - 2,16 | - 4,52 | - 0,488 | - 1,022 | 25,144 | -17,407 |
| | 17-18 | - 9,22 | - 9,22 | - 4,52 | - 4,52 | - 1,022 | - 1,022 | 17,407 | -17,407 |

* Portique transversal :

| | | G | | P | | SIV ↓ | | SIH → | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | Travée | Mw | Me | Mw | Me | Mw | Me | Mw | Me |
| IV | A – B | –0,059 | – 0,664 | –0,0024 | – 0,027 | – 0,131 | –1,464 | 7,779 | – 4,549 |
| | B – C | – 0,664 | – 0,664 | –0,027 | – 0,027 | – 1,464 | – 1,464 | 4,549 | – 4,549 |
| | C – D | – 0,664 | – 0,664 | –0,027 | – 0,027 | – 1,464 | – 1,464 | 4,549 | – 4,549 |
| III | H – I | – 0,126 | – 0,639 | –0,019 | – 0,097 | – 0,206 | – 1,043 | 19,639 | –13,361 |
| | I – J | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 1,043 | – 1,043 | 13,361 | –13,361 |
| | J – K | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 1,043 | – 1,043 | 13,361 | –13,361 |
| II | O – P | – 0,2 | – 0,639 | – 0,030 | – 0,097 | – 0,160 | – 0,511 | 23,008 | –16,321 |
| | P – Q | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 0,511 | – 0,511 | 16,321 | –16,321 |
| | Q – R | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 0,511 | – 0,511 | 16,321 | –16,321 |
| I | W – X | – 0,2 | – 0,639 | – 0,03 | – 0,097 | – 0,16 | – 0,511 | 23,008 | –16,321 |
| | X – Y | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 0,511 | – 0,511 | 16,321 | –16,321 |
| | Y – Z | – 0,639 | – 0,639 | – 0,097 | – 0,097 | – 0,511 | – 0,511 | 16,321 | –16,321 |

## - Efforts Tranchants dans les Poutres

* Portique longitudinal :

| | | G | | P | | SIV | | SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NIVEAU | TRAVEE | Tw (t) | Te | Tw | Te | Tw | Te | Tw | Te |
| IV | 1-2 | 8,566 | 11,034 | 1,071 | 1,379 | 2,43 | 3,13 | -1,836 | 1,836 |
| | 2-3 | 9,8 | 9,8 | 1,225 | 1,225 | 2,78 | 2,78 | -1,313 | 1,313 |
| III | 6-7 | 7,868 | 9,631 | 3,855 | 4,719 | 1,778 | 2,176 | -4,859 | 4,859 |
| | 7-8 | 8,75 | 8,75 | 4,287 | 4,287 | 1,977 | 1,977 | -3,874 | 3,874 |
| II & I | 11 - 12 | 8,062 | 9,437 | 3,95 | 4,624 | 0,893 | 1,046 | -6,078 | 6,078 |
| | 12 - 13 | 8,75 | 8,75 | 4,287 | 4,287 | 0,97 | 0,97 | -4,973 | 4,973 |

* Portique transversal :

| | | G | | P | | SIV | | SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | Travée | Tw | Te | Tw | Te | Tw | Te | Tw | Te |
| IV | A-B | 1,087 | 1,433 | 0,045 | 0,059 | 2,40 | 3,16 | -3,522 | 3,522 |
| | B-C | 1,26 | 1,26 | 0,052 | 0,052 | 2,78 | 2,78 | -2,599 | 2,599 |
| | C-D | 1,26 | 1,26 | 0,052 | 0,052 | 2,78 | 2,78 | -2,599 | 2,599 |
| III | H-I | 1,066 | 1,36 | 0,161 | 0,206 | 1,74 | 2,22 | -9,428 | 9,428 |
| | I-J | 1,213 | 1,213 | 0,184 | 0,184 | 1,98 | 1,98 | -7,635 | 7,635 |
| | J-K | 1,213 | 1,213 | 0,184 | 0,184 | 1,98 | 1,98 | -7,635 | 7,635 |
| II & I | O-P | 1,087 | 1,338 | 0,164 | 0,203 | 0,87 | 1,081 | -11,237 | 11,237 |
| | P-Q | 1,213 | 1,213 | 0,184 | 0,184 | 0,97 | 0,97 | -9,326 | 9,326 |
| | Q-R | 1,213 | 1,213 | 0,184 | 0,184 | 0,97 | 0,97 | -9,326 | 9,326 |

## Moment dans les poteaux

* Portique longitudinal :

| | | G | | P | | SIV ↓ | | SIH → | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| iveau | Poteau | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. |
| IV | 1 - 6 | 1,693 | - 1,08 | 0,211 | - 0,53 | 0,48 | -0,244 | 8,258 | - 6,756 |
| | 2 - 7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9,194 | - 9,194 |
| | 3 - 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9,194 | - 9,194 |
| III | 6 - 11 | 1,179 | -1,535 | 0,965 | - 0,752 | 0,444 | - 0,17 | 13,698 | -13,698 |
| | 7 - 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 17,924 | -17,924 |
| | 8 - 13 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 17,924 | -17,924 |
| II | 11 - 16 | 2,872 | -2,872 | 1,408 | -1,408 | 0,318 | -0,318 | 11,446 | -20,354 |
| | 12,- 17 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,89 | -22,38 |
| | 13 - 18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,89 | - 22,38 |
| I | 16 - 21 | 6,526 | -6,526 | 3,20 | - 3,20 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 17 - 22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 18 - 23 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

* Portique transversal :

| | | G | | P | | SIV | | $\overrightarrow{SIH}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | Poteau | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. | M sup. | M inf. |
| IV | A – H | 0,059 | – 0,045 | 0,0024 | –0,007 | 0,131 | –0,073 | 7,779 | –6,364 |
| | B – I | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9,098 | –9,098 |
| | C – J | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9,098 | –9,098 |
| | D – K | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9,098 | –9,098 |
| III | H – O | 0,081 | –0,07 | 0,012 | – 0,01 | 0,131 | –0,056 | 13,275 | –12,254 |
| | I – P | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 17,624 | –17,624 |
| | J – Q | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 17,624 | –17,624 |
| | K – R | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 17,624 | –17,624 |
| II | O – W | 0,131 | –0,131 | 0,02 | – 0,02 | 0,104 | – 0,104 | 10,754 | –19,972 |
| | P – X | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 15,019 | –23,486 |
| | Q – Y | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 15,019 | –23,486 |
| | R – Z | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 15,019 | –23,486 |
| I | W – W' | 0,36 | – 0,36 | 0,055 | – 0,055 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | X – X' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Y – Y' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Z – Z' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

## -=- EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX -=-

----------oooOooo----------

* PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| | | G | P | SIV ↓ | $\overrightarrow{SIH}$ | Poids.p |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | Poteau | N | N | N | N | N |
| IV | 1 - 6 | 8,566 | 1,071 | 2,43 | - 1,836 | 1,072 |
| | 2 - 7 | 20,834 | 2,604 | 5,91 | 0,523 | 1,072 |
| | 3 - 8 | 20,834 | 2,604 | 5,91 | 0 | 1,072 |
| III | 6 - 11 | 7,868 | 3,855 | 1,778 | - 4,859 | 1,560 |
| | 7 - 12 | 18,38 | 9,006 | 4,153 | 0,985 | 1,560 |
| | 8 - 13 | 18,38 | 9,006 | 4,153 | 0 | 1,560 |
| II | 11 - 16 | 8,062 | 3,95 | 0,893 | - 6,078 | 1,833 |
| | 12 - 17 | 18,187 | 8,911 | 2,016 | 1,105 | 1,837 |
| | 13 - 18 | 18,187 | 8,911 | 2,016 | 0 | 1,833 |
| I | 16 - 21 | 9,99 | 4,406 | 0 | 0 | 1,125 |
| | 17 - 22 | 17,26 | 8,456 | 0 | 0 | 1,125 |
| | 18 - 23 | 17,5 | 8,574 | 0 | 0 | 1,125 |

* Portique transversal :

| Niveau | Poteau | G | P | SIV | SIH |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - H | 1,087 | 0,045 | 2,40 | -3,522 |
| | B - I | 2,693 | 0,111 | 5,94 | 0,923 |
| | C - J | 2,52 | 0,104 | 5,56 | 0 |
| | D - K | 2,52 | 0,104 | 5,56 | 0 |
| III | H - O | 1,066 | 0,161 | 1,74 | - 9,428 |
| | I - P | 2,573 | 0,39 | 4,2 | 1,793 |
| | J - Q | 2,426 | 0,368 | 3,96 | 0 |
| | K - R | 2,426 | 0,368 | 3,96 | 0 |
| II | O - W | 1,087 | 0,164 | 0,87 | -11,237 |
| | P - X | 2,551 | 0,388 | 2,05 | 1,917 |
| | Q - Y | 2,426 | 0,368 | 1,94 | 0 |
| | R - Z | 2,426 | 0,368 | 1,94 | 0 |
| I | W - W' | 1,276 | 0,218 | 0 | 0 |
| | X - X' | 2,363 | 0,334 | 0 | 0 |
| | Y - Y' | 2,426 | 0,368 | 0 | 0 |
| | Z - Z' | 2,426 | 0,368 | 0 | 0 |

## -=- MOMENTS EN TRAVEE SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS ET SOUS SIH -=-

### 1°/ - PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | $\frac{M_e(G)+M_w^{(G)}}{2}$ | G + 1,2 P | | | G + P + SIV | | | S. I. H. | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | q | $M_o$ | $M_t$ | q | $M_o$ | $M_t$ | $M_e$ | $M_w$ | $M_t$ |
| IV | 1 - 2 | 6,011 | 3,22 | 19,723 | 13,712 | 3,944 | 24,157 | 18,146 | 4,597 | 8,258 | 1,83 |
| | 2 - 3 | 10,33 | | 19,723 | 9,392 | | 24,157 | 13,827 | 4,597 | 4,597 | 0 |
| III | 6 - 7 | 6,135 | 3,97 | 24,316 | 18,181 | 4,29 | 26,276 | 20,141 | 13,559 | 20,454 | 3,447 |
| | 7 - 8 | 9,22 | | 24,316 | 15,096 | | 26,276 | 17,056 | 13,559 | 13,559 | 0 |
| II | 11 -12 | 6,813 | 3,97 | 24,316 | 17,503 | 4,002 | 24,512 | 17,699 | 17,407 | 25,144 | 3,868 |
| | 12 - 13 | 9,22 | | 24,316 | 15,096 | | 24,512 | 15,292 | 17,407 | 17,407 | 0 |

PORTIQUE TRANSVERSAL /

| NIVEAUX | TRAVEES | $\frac{M_e(G)+M_w(G)}{2}$ | G + 1,2 P | | | G + P + SIV ↓ | | | S. I. H. | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | q | $M_o$ | $M_t$ | q | $M_o$ | $M_t$ | $M_e$ | $M_w$ | $M_t$ |
| IV | A - B | 0,361 | 0,756 | 1,158 | 0,797 | 2,338 | 3,58 | 3,219 | 4,549 | 7,779 | 1,615 |
| | B - C | 0,664 | | 1,158 | 0,494 | | 3,58 | 2,916 | 4,549 | 4,549 | 0 |
| | C - D | 0,664 | | 1,158 | 0,494 | | 3,58 | 2,916 | 4,549 | 4,549 | 0 |
| III | H - I | 0,382 | 0,819 | 1,254 | 0,872 | 1,929 | 2,954 | 2,572 | 13,361 | 16,639 | 3,139 |
| | I - J | 0,639 | | 1,254 | 0,615 | | 2,954 | 2,315 | 13,361 | 13,361 | 0 |
| | J - K | 0,639 | | 1,254 | 0,615 | | 2,954 | 2,315 | 13,361 | 13,361 | 0 |
| II | O - P | 0,419 | 0,819 | 1,254 | 0,835 | 1,352 | 2,07 | 1,651 | 16,321 | 23,008 | 3,343 |
| | P - Q | 0,639 | | 1,254 | 0,615 | | 2,07 | 1,431 | 16,321 | 16,321 | 0 |
| | Q - R | 0,639 | | 1,254 | 0,615 | | 2,07 | 1,431 | 16,321 | 16,321 | 0 |

-=- MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS -=-

PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + 1,2 P | | | G + P + SIV ↓ + SIH | | | G + P + SIV ↓ + SIH | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ |
| IV | 1 - 2 | -11,88 | 13,712 | - 1,946 | -19,15 | 19,976 | 5,874 | -9,95 | 16,316 | -10,64 |
| | 2 - 3 | -11,88 | 9,393 | -11,88 | -19,15 | 13,827 | - 9,95 | -9,95 | 13,827 | -19,15 |
| III | 6 - 7 | -14,644 | 18,181 | - 4,844 | -29,38 | 23,588 | 15,22 | -2,26 | 16,694 | -25,7 |
| | 7 - 8 | -14,644 | 15,096 | -14,644 | -29,38 | 17,056 | - 2,26 | -2,26 | 17,056 | -29,38 |
| II et III | 11 -12 | -14,644 | 17,503 | - 7 | -32,17 | 21,567 | 18,09 | -2,645 | 13,831 | -32,2 |
| | 12 - 13 | -14,644 | 15,096 | -14,644 | -32,17 | 15,292 | 2,645 | -2,645 | 15,292 | -32,17 |

PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + 1,2 P | | | G + P + SIV ↓ + SIH → | | | G + P + SIV ↓ + SIH ← | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ |
| IV | A - B | -0,696 | 0,797 | -0,062 | - 6,7 | 4,834 | 7,586 | 2,394 | 1,604 | - 7,97 |
| | B - C | -0,696 | 0,494 | -0,696 | - 6,7 | 2,916 | 2,394 | 2,394 | 2,916 | - 6,7 |
| | C - D | -0,696 | 0,494 | -0,696 | - 6,7 | 2,916 | 2,394 | 2,394 | 2,916 | - 6,7 |
| III | H - I | -0,755 | 0,872 | -0,15 | -15,14 | 5,711 | 19,29 | 11,58 | -0,567 | -20 |
| | I - J | -0,755 | 0,615 | -0,755 | -15,14 | 2,315 | 11,58 | 11,58 | 2,315 | -15,14 |
| | J - K | -0,755 | 0,615 | -0,755 | -15,14 | 2,315 | 11,58 | 11,58 | 2,315 | -15,14 |
| II et I | O - P | -0,755 | 0,835 | -0,236 | -17,57 | 4,994 | 22,62 | 15,074 | -1,692 | -23,4 |
| | P - Q | -0,755 | 0,615 | -0,755 | -17,57 | 1,431 | 15,074 | 15,074 | 1,431 | -17,57 |
| | Q - R | -0,755 | 0,615 | -0,755 | -17,57 | 1,431 | 15,074 | 15,074 | 1,431 | -17,57 |

## -=- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES -=-

PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + 1,2 P | | G + P + SIV ↓ + $\overrightarrow{SIH}$ | | G + P + SIV ↓ + $\overleftarrow{SIH}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $T_e$ | $T_w$ | $T_e$ | $T_w$ | $T_e$ | $T_w$ |
| IV | 1 - 2 | 12,689 | 9,851 | 17,38 | 10,231 | 13,707 | 13,903 |
| | 2 - 3 | 11,27 | 11,27 | 15,118 | 12,5 | 12,5 | 15,118 |
| III | 6 - 7 | 15,3 | 12,5 | 21,382 | 8,645 | 11,67 | 18,357 |
| | 7 - 8 | 13,9 | 13,9 | 18,9 | 11,14 | 11,14 | 18,9 |
| II et I | 11 - 12 | 15 | 12,8 | 21,185 | 6,827 | 9,03 | 19 |
| | 12 - 13 | 14 | 14 | 19 | 9,034 | 9,034 | 19 |

PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + 1,2 P | | G + P + SIV ↓ + SIH → | | G + P + SIV ↓ + SIH ← | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $T_e$ | $T_w$ | $T_e$ | $T_w$ | $T_e$ | $T_w$ |
| IV | A - B | 1,504 | 1,141 | 8,174 | 0,01 | 1,13 | 7,054 |
| | B - C | 1,322 | 1,322 | 6,7 | 1,5 | 1,5 | 6,7 |
| | C - D | 1,322 | 1,322 | 6,7 | 1,5 | 1,5 | 6,7 |
| III | H - I | 1,607 | 1,26 | 13,214 | - 6,461 | - 5,642 | 12,4 |
| | I - J | 1,434 | 1,434 | 11,012 | - 4,258 | - 4,258 | 11,012 |
| | J - K | 1,434 | 1,434 | 11,012 | - 4,258 | - 4,258 | 11,012 |
| II et I | O - P | 1,582 | 1,284 | 13,86 | - 9,116 | - 8,615 | 13,358 |
| | P - Q | 1,434 | 1,434 | 11,693 | - 6,96 | - 6,96 | 11,693 |
| | Q - R | 1,434 | 1,434 | 11,693 | - 6,96 | - 6,96 | 11,693 |

## -=- MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX -=-

PORTIQUES LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | PORTIQUES | G + 1,2 P | | G+P+SIV ↓ + SIH | | G+P+SIV ↓ + SIH | | G+$\frac{P}{5}$+SIV ↑ + SIH | | G +$\frac{P}{5}$+SIV ↑ + SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ |
| IV | 1 - 6 | 2,00 | - 1,716 | 10,642 | - 8,61 | - 5,874 | 5,00 | 9,513 | - 7,7 | -8,345 | + 6,53 |
| | 2 - 77 | 0 | 0 | 9,194 | - 9,194 | - 9,194 | 9,194 | 9,194 | - 9,194 | - 9,194 | 9,194 |
| | 3 - 8 | 0 | 0 | 9,194 | - 9,194 | - 9,194 | 9,194 | 9,194 | - 9,194 | - 9,194 | 9,194 |
| III | 6 - 11 | 2,337 | - 2,44 | 16,286 | -16,157 | -11,11 | 11,241 | 14,626 | -12,143 | -12,77 | 15,252 |
| | 7 - 12 | 0 | - 0 | 17,924 | -17,924 | -17,924 | 17,924 | 17,924 | -17,924 | -17,924 | 17,924 |
| | 8 - 13 | 0 | 0 | 17,924 | -17,924 | -17,924 | 17,924 | 17,924 | -17,924 | -17,924 | 17,924 |
| II | 11 - 16 | 4,562 | - 4,662 | 16,044 | -25 | - 6,848 | 15,756 | 14,281 | -23,49 | - 8,61 | 17,52 |
| | 12 - 17 | 0 | 0 | 16,89 | -22,38 | -16,89 | 22,379 | 16,89 | -22,379 | -16,89 | 22,379 |
| | 13 - 18 | 0 | 0 | 16,89 | -22,38 | -16,89 | 22,379 | 16,89 | -22,379 | -16,89 | 22,379 |
| I | 16 - 21 | 10,366 | -10,366 | - 9,726 | - 9,726 | - 9,726 | - 9,726 | 7,166 | - 7,166 | - 7,166 | - 7,166 |
| | 17 - 22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 18 - 23 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | PORTIQUES | G + 1,2 P | | G+P+SIV ↓ +$\overrightarrow{SIH}$ | | G+P+SIV ↓ +$\overleftarrow{SIH}$ | | G+$\frac{P}{5}$+SIV ↑ +$\overrightarrow{SIH}$ | | G+$\frac{P}{5}$+SIV ↑ +$\overleftarrow{SIH}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ | $M_{sup.}$ | $M_{inf.}$ |
| IV | A - H | 0,062 | - 0,053 | 8,00 | - 6,49 | - 7,586 | 6,24 | 7,707 | - 6,337 | - 7,85 | 6,39 |
| | B - I | 0 | 0 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 |
| | C - J | 0 | 0 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 |
| | D - K | 0 | 0 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 | 9,098 | - 9,098 | - 9,098 | 9,098 |
| III | H - O | 0,1 | - 0,082 | 13,501 | -12,4 | -13,05 | 12,118 | 13,225 | -12,27 | -13,324 | 12,238 |
| | I - P | 0 | 0 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 |
| | J - Q | 0 | 0 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 |
| | K - R | 0 | 0 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 | 17,624 | -17,624 | -17,624 | 17,624 |
| II | O - W | 0,155 | - 0,155 | 11,01 | -20,227 | -10,5 | 19,717 | 10,785 | -20,0 | -10,723 | 20,0 |
| | P - X | 0 | 0 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 |
| | Q - Y | 0 | 0 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 |
| | R - Z | 0 | 0 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 | 15,019 | -23,486 | -15,019 | 23,486 |
| I | W - W' | 0,426 | 0,426 | 0,426 | - 0,426 | 0,426 | - 0,426 | 0,371 | - 0,371 | 0,371 | - 0,371 |
| | X - X' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Y - Y' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Z - Z' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

## -=- EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX -=-

PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | PORTIQUES | G + 1,2 P | | G+P+SIV ↓ +SIH | | G+P+SIV ↓ ←SIH | | G+$\frac{P}{5}$+SIV ↑ →SIH | | G+$\frac{P}{5}$+SIV ↑ ←SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ |
| IV | 1 - 6 | 9,851 | 9,851 | 10,231 | 10,231 | 13,903 | 13,903 | 4,514 | 4,514 | 8,186 | 8,186 |
| | 2 - 7 | 23,959 | 23,959 | 29,871 | 29,871 | 28,825 | 28,825 | 15,97 | 15,97 | 14,92 | 14,92 |
| | 3 - 8 | 23,959 | 23,959 | 29,348 | 29,348 | 29,348 | 29,348 | 15,445 | 15,445 | 15,445 | 15,445 |
| III | 6 - 11 | 13,566 | 23,417 | 9,714 | 19,945 | 19,432 | 33,335 | 3,074 | 7,588 | 12,8 | 20,986 |
| | 7 - 12 | 30,26 | 54,22 | 33,597 | 63,468 | 31,627 | 60,452 | 18,086 | 34,056 | 16,116 | 31,036 |
| | 8 - 13 | 30,26 | 54,22 | 32,612 | 61,96 | 32,612 | 61,96 | 17,101 | 32,546 | 17,101 | 32,546 |
| II | 11 - 16 | 14,362 | 37,78 | 8,387 | 28,332 | 20,543 | 53,88 | 3, 441 | 11,03 | 15,593 | 36,583 |
| | 12 - 17 | 30,44 | 84,66 | 31,78 | 95,25 | 29,57 | 91,53 | 20,634 | 54,7 | 18,424 | 49,46 |
| | 13 - 18 | 30,44 | 84,66 | 30,67 | 92,63 | 30,674 | 92,634 | 19,53 | 52,076 | 19,53 | 52,076 |
| I | 16 - 21 | 15,277 | 53,00 | 14,396 | 42,728 | 14,396 | 68,276 | 10,87 | 22 | 10,87 | 47,453 |
| | 17 - 22 | 27,41 | 112,07 | 25,716 | 121 | 25,716 | 117,24 | 18,95 | 73,65 | 18,95 | 68,41 |
| | 18 - 23 | 27,79 | 112,45 | 26,074 | 118,7 | 26,074 | 118,71 | 19,21 | 71,286 | 19,21 | 71,286 |

PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | PORTIQUES | G + 1,2 P | | G+P+SIV↓ +SIH | | G+P+SIV ↓ +SIH | | G+P/5+SIV ↑ +SIH | | G+P/5+SIV ↑ +SIH | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ | N | $N_{cum.}$ |
| IV | A - H | 1,141 | 1,141 | 0,01 | 0,01 | 7,054 | 7,054 | - 4,826 | - 4,826 | 2,218 | 2,218 |
| | B - I | 2,826 | 2,826 | 9,667 | 9,667 | 7,821 | 7,821 | - 2,302 | - 2,302 | - 4,148 | - 4,148 |
| | C - J | 2,645 | 2,645 | 8,184 | 8,184 | 8,184 | 8,184 | - 3,02 | - 3,02 | - 3,02 | - 3,02 |
| | D - K | 2,645 | 2,645 | 8,184 | 8,184 | 8,184 | 8,184 | - 3,02 | - 3,02 | - 3,02 | - 3,02 |
| III | H - O | 3,786 | 4,927 | - 6,078 | - 6,068 | 14,922 | 21,976 | - 9 | -13,826 | 9,86 | -12,078 |
| | I - P | 4,113 | 6,946 | 10,028 | 19,695 | 6,442 | 14,263 | 1,316 | - 0,986 | - 2,27 | - 6,418 |
| | J - Q | 3,94 | 6,585 | 7,828 | 16,012 | 7,828 | 16,012 | - 0,388 | - 3,408 | - 0,388 | - 3,408 |
| | K - R | 3,94 | 6,585 | 7,828 | 16,012 | 7,828 | 16,012 | - 0,388 | - 3,408 | - 0,388 | - 3,408 |
| II | O - W | 2,844 | 7,771 | -10,676 | -16,676 | 14,918 | 36,9 | - 9,427 | -23,253 | 13,047 | 25,125 |
| | P - X | 4,667 | 11,613 | 8,461 | 28,156 | 4,64 | 18,903 | 4,049 | 3,063 | 0,2266 | - 6,2 |
| | Q - Y | 4,427 | 11,012 | 6,294 | 22,306 | 6,294 | 22,306 | 2,12 | - 1,288 | 2,12 | - 1,288 |
| | R - Z | 4,427 | 11,012 | 6,294 | 22,306 | 6,294 | 22,306 | 2,12 | - 1,288 | 2,12 | - 1,288 |
| I | W - W' | 1,537 | 9,308 | 1,494 | -15,25 | 1,494 | 38,39 | 1,319 | -21,965 | 1,319 | 26,444 |
| | X - X' | 2,764 | 14,377 | 2,697 | 30,853 | 2,697 | 21,60 | 2,43 | 5,493 | 2,43 | - 3,77 |
| | Y - Y' | 2,867 | 13,879 | 2,794 | 25,10 | 2,794 | 25,10 | 2,50 | 1,212 | 2,50 | 1,212 |
| | Z - Z' | 2,867 | 13,879 | 2,794 | 25,10 | 2,794 | 25,10 | 2,50 | 1,212 | 2,50 | 1,212 |

## -=- FERRAILLAGE DES POUTRES -=-

Conformément à l'Article A 15 du C.C.B.A/68, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple.

Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul.

Les efforts ont été déterminés d'après les combinaisons suivantes :

. SOLLICITATIONS DU PREMIER GENRE / -

G + 1,2 P avec $\bar{\sigma}_a$ = 2.800 kg/cm2

$\bar{\sigma}'_b$ = 137,7 kg/cm2

. SOLLICITATIONS DU DEUXIEME GENRE / -

G + P + SIV + SIH avec $\bar{\sigma}_a$ = 4.200 kg/cm2

$\bar{\sigma}'_b$ = 206,55kg/cm2

Les sections d'acier seront déterminées sous la sollicitation du premier genre et sous la plus défavorable des sollicitations du deuxième genre.

La méthode de détermination des armatures est celle de Pierre CHARON.

I - PORTIQUE LONGITUDINAL / -

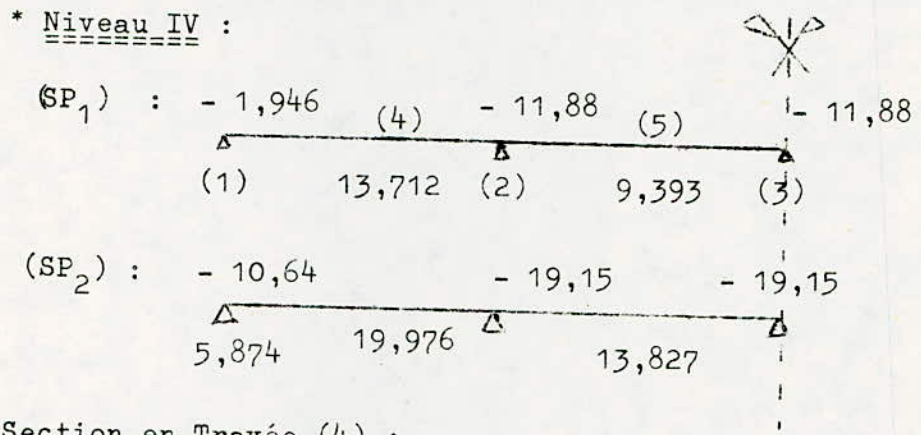
Pour déterminer les armatures longitudinales, on compose les deux sollicitations : 1,5 x ($S P_1$) et ($S P_2$). Deux cas peuvent se présenter :

a) - Si 1,5 ($SP_1$) $>$ ($SP_2$) ; on détermine les armatures sous ($SP_1$)

b) - Si 1,5 ($SP_1$) $<$ ($SP_2$) ; on détermine les armatures sous ($SP_2$)

. Armatures Longitudinales :

* Niveau IV :




. Section en Travée (4) :

1,5 ($SP_1$) = 1,5 x 13,712 = 20,568 t.m $>$ 19,976 t.m

$\Longrightarrow$ la section d'armatures sera déterminée sous $SP_1$

b = 30 cm d = d' = 3 cm

$h_t$ = 70 cm h = 67 cm

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 13{,}712 \cdot 10^5}{2.800 \cdot 30 \cdot (67)^2} = 0{,}0545 \Longrightarrow \begin{cases} K = 36{,}32 \\ \varepsilon = 0{,}9025 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2.800}{36{,}32} = 77{,}09 \text{ kg/cm2} < 137{,}7 \text{ kg/cm2}$$

$\Longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{13{,}712 \cdot 10^5}{2.800 \cdot 0{,}9025 \cdot 67} = 8{,}098 \text{ cm2}$$

. Section en Travée (5) :

1,5 ($SP_1$) = 1,5 x 9,393 = 14,089 $>$ 13,827 $\Longrightarrow$ la section d'armatures sera déterminée sous $SP_1$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 9{,}393 \cdot 10^5}{2.800 \cdot 30 \cdot (67)^2} = 0{,}0373 \Longrightarrow \begin{cases} K = 45{,}6 \\ \varepsilon = 0{,}9175 \end{cases}$$

.../...

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2.800}{45,6} = 61,40 \text{ kg/cm2} < 137,7 \text{ kg/cm2}$$

$\Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \xi . h} = \frac{9,393.10^5}{2.800 . 0,9175 . 67} = \underline{5,457 \text{ cm2}}$$

. Section d'Armatures en Appuis de Rive :

$$\mu = \frac{15 \times 10,64 . 10^5}{4.200 . 30 . (67)^2} = 0,0282 \Rightarrow \begin{cases} K = 53,8 \\ \xi = 0,9273 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4.200}{53,8} = 78,07 \text{ kg/cm2} < 206,55 \text{ kg/cm2}.$$

$\Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \xi . h} = \frac{10,64 . 10^5}{4.200 . 0,9273 \times 67} = \underline{4,077 \text{ cm2}}$$

. Appuis Intermédiaires :

$$\mu = \frac{15 \times 19,15.10^5}{4.200 . 30 . (67)^2} = 0,0508 \Rightarrow \begin{cases} K = 37,92 \\ \xi = 0,9055 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4.200}{37,92} = 110,76 \text{ kg/cm2} < 206,55 \text{ kg/cm2}$$

$\Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{19,15 \times 10^5}{4.200 \times 0,9055 . 67} = 7,51 \text{ cm2}$$

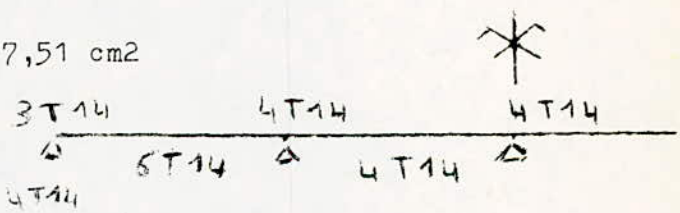
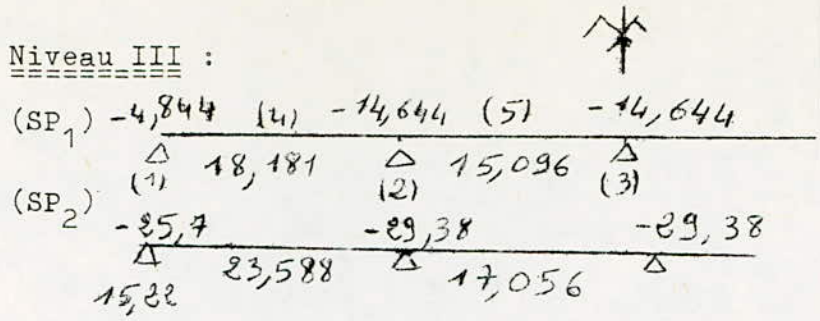



Tableau Récapitulatif

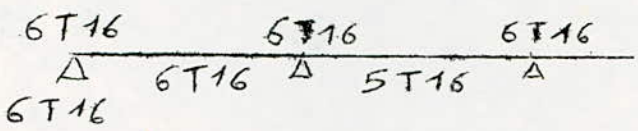
Niveau IV

| | $\bar{\sigma}_a$ | M (t.m) | $\mu$ | $\xi$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal}$ | $A_{choi}$ | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 5,874 | 0,0156 | 0,9448 | 75,5 | 55,63 | 2,21 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui de rive | 4.200 | -10,64 | 0,0282 | 0,9273 | 53,8 | 78,07 | 4,077 | 4,62 | 3 T 14 |
| Appui Interm. | 4.200 | -19,15 | 0,0508 | 0,9055 | 37,9 | 110,76 | 7,51 | 7,70 | 4 T 14 |
| En travée (4) | 2.800 | 13,712 | 0,0545 | 0,9025 | 36,3 | 77,09 | 8,098 | 9,24 | 6 T 14 |
| Travée (5) | 2.800 | 9,393 | 0,0373 | 0,9175 | 45,6 | 61,40 | 5,457 | 6,16 | 4 T 14 |

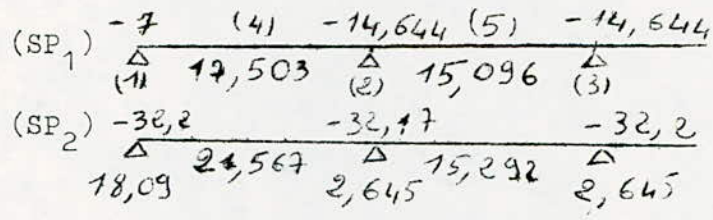
* Niveau III :




| | $\bar{\sigma}_a$ | M(t.m) | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal.}$ | $A_{choi}$ | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | +15,22 | 0,0403 | 0,9147 | 43,6 | 96,33 | 5,91 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appui de rive | 4.200 | -25,7 | 0,0681 | 0,8927 | 31,63 | 132,78 | 10,23 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appuis Interm. | 4.200 | -29,38 | 0,0779 | 0,8865 | 29,06 | 144,53 | 11,78 | 12,10 | 6 T 16 |
| Travée (4) | 2.800 | 18,18 | 0,723 | 0,8900 | 30,45 | 91,95 | 10,89 | 12,10 | 6 T 16 |
| Travée (5) | 2.800 | 15,096 | 0,0600 | 0,8985 | 34,23 | 81,80 | 8,96 | 10,05 | 5 T 16 |




* Niveaux II et I :




| | $\bar{\sigma}_a$ | M | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal.}$ | $A_{choi}$ | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 18,09 | 0,0480 | 0,9078 | 39,2 | 107,14 | 7,08 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appui de rive | 4.200 | -32,2 | 0,0854 | 0,8821 | 27,4 | 153,28 | 12,97 | 15,71 | 5 T 20 |
| Appuis Interm. | 4.200 | 2,645 | 0,0070 | 0,9621 | 117 | 35,89 | 0,97 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appuis Interm. | 4.200 | -32,17 | 0,0853 | 0,8822 | 27,4 | 153,28 | 12,96 | 15,71 | 5 T 20 |
| Travée (4) | 2.800 | 15,503 | 0,0696 | 0,8918 | 31,2 | 89,74 | 10,46 | 12,10 | 6 T 16 |
| Travée (5) | 2.800 | 15,096 | 0,0600 | 0,8985 | 34,2 | 81,87 | 8,96 | 10,05 | 5 T 16 |

5 T20 | 5 T20 | 5 T20

6 T16 | 6 T16 | 5 T16 | 4 T14 | 4 T14

II - PORTIQUE TRANSVERSAL / -

* Niveau IV'

$(SP_1)$ : -0,062 (5) | -0,636 (5) | -0,696 (7) | -0,696

0,797 (1) | 0,494 (2) | 0,494 (3) | 0,494 (4)

$(SP_2)$ : -7,97 | -6,7 | -6,7 | -6,7

7,586 | 4,834 | 2,916 | 2,916 | 2,394

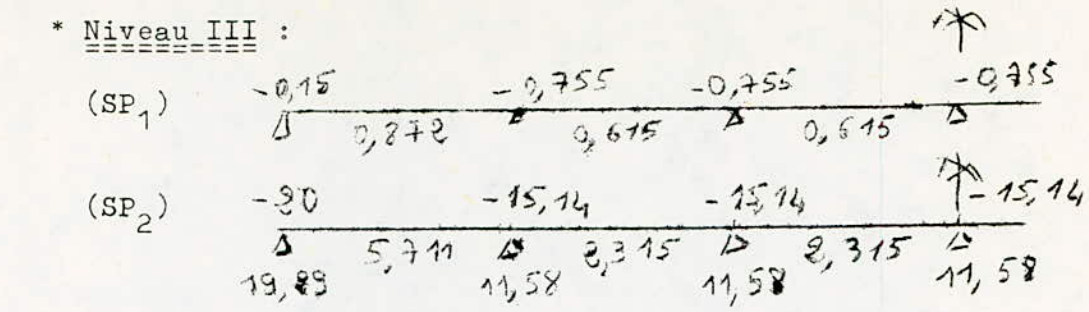
2,394 | 2,394

| | $\bar{\sigma}_a$ | M | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal.}$ | $A_{choi}$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 7,586 | 0,0409 | 0,9141 | 43,2 | 97,22 | 4,20 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui de rive | 4.200 | -7,97 | 0,0429 | 0,9123 | 42,0 | 100 | 4,42 | 4,62 | 3 T 14 |
| Appuis IInterm. | 4.200 | 2,394 | 0,0129 | 0,9493 | 84,1 | 49,94 | 1,28 | 4,62 | 3 T 14 |
| Appuis Interm. | 4.200 | -6,7 | 0,0361 | 0,9187 | 46,6 | 90,13 | 3,69 | 4,62 | 3 T 14 |
| Travées (5) | 4.200 | 4,834 | 0,0260 | 0,9300 | 56,5 | 74,20 | 2,63 | 3,08 | 2 T 14 |
| Travées 6 et 7 | 4.200 | 2,916 | 0,0157 | 0,9446 | 75,25 | 55,81 | 1,56 | 2,26 | 2 T 14 |

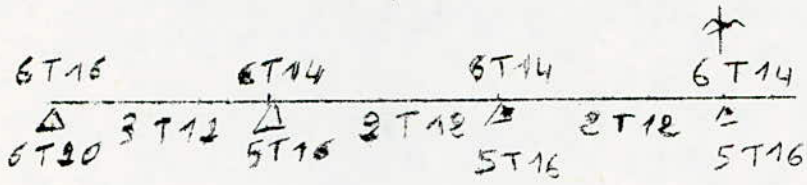
3 T14 | 3 T14 | 3 T14 | 3 T14

4 T14 | 2 T14 | 3 T14 | 3 T14 | 2 T14 | 3 T14

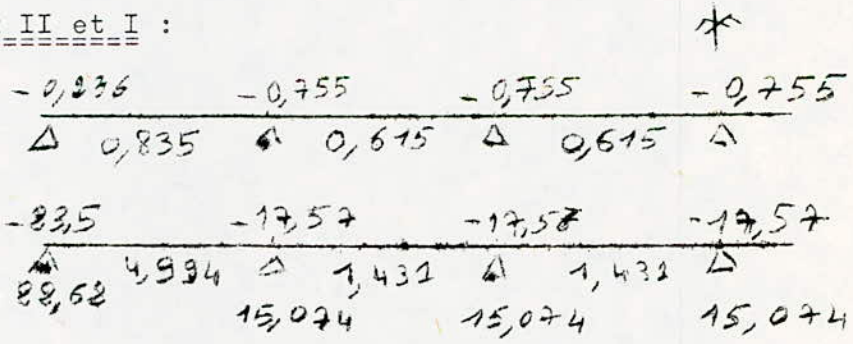
* Niveau III :



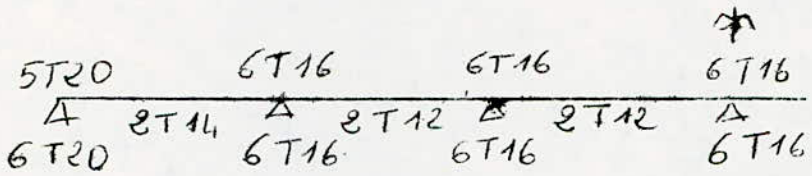

| | $\bar{\sigma}_a$ | M | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal.}$ | $A_{choi}$ | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 19,29 | 0,104 | 0,8721 | 24,1 | 174,27 | 11,21 | 18,85 | 6 T 20 |
| Appui de rive | 4.200 | - 20 | 0,108 | 0,8701 | 23,5 | 178,72 | 11,64 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appui Interm. | 4.200 | 11,58 | 0,0624 | 0,8967 | 33,4 | 125,75 | 6,54 | 10,05 | 5 T 16 |
| Appui Interm. | 4.200 | -15,14 | 0,0816 | 0,8843 | 28,2 | 149 | 8,67 | 9,24 | 6 T 14 |
| Travée (5) | 4.200 | 5,711 | 0,0308 | 0,9243 | 51 | 82,35 | 3,13 | 3,39 | 3 T 12 |
| Travées 6 et 7 | 4.200 | 2,315 | 0,0125 | 0,9501 | 85,25 | 49,26 | 1,24 | 2,26 | 2 T 12 |




* Niveaux II et I :



| | $\bar{\sigma}_a$ | M | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma'_b$ | $A_{cal.}$ | $A_{choi}$ | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 22,62 | 0,1219 | 0,8636 | 21,7 | 193,55 | 13,27 | 18,85 | 6 T 20 |
| Appui de rive | 4.200 | -23,4 | 0,1261 | 0,8620 | 21,22 | 197,92 | 13,75 | 15,71 | 5 T 20 |
| Appuis Interm. | 4.200 | 15,075 | 0,0812 | 0,8845 | 28,3 | 148,41 | 8,63 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appuis Interm. | 4.200 | -17,57 | 0,0947 | 0,8769 | 25,65 | 163,74 | 10,15 | 12,10 | 6 T 16 |
| Travée (5) | 4.200 | 4,994 | 0,0269 | 0,9288 | 55,25 | 76,02 | 2,73 | 3,08 | 2 T 14 |
| Travées 6 et 7 | 4.200 | 1,431 | 0,0077 | 0,9603 | 111 | 37,84 | 0,76 | 2,26 | 2 T 12 |



# V E R I F I C A T I O N S

## I - PORTIQUE LONGITUDINAL

- Vérification de la flèche (Art 61 CCBA 68)

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la flèche. En général, nous avons 3 conditions à vérifier, cependant la condition ci-dessous est la plus restrictive.

$$\frac{A}{boh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \qquad \text{avec} \begin{cases} h = 67 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm2} \end{cases}$$

$$A \leq \frac{43.bo.h}{\sigma_{en}} = \frac{43.30.67}{4200} = 20,58 \text{ cm2}$$ (vérifiée pour Hes les sections en travée).

- Condition de non fragilité :

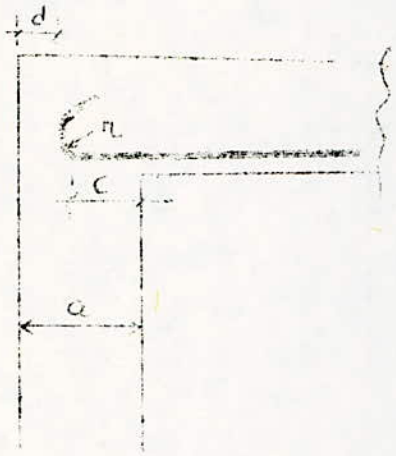
Il faut que la section d'armatures tendues soit supérieure à une valeur limite. cas des poutres : $A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} .b.h.$

$$A \geq 0,69.\frac{5,9}{4200}.30.67 = 1,95.$$ vérifiée pour toutes les sections d armatures.

.../...

- Condition aux appuis : (charonp 314)

* béton




cette vérification se fait pour les appui de rive on doit avoir une longueur d'appui :

$C \geq Co = \frac{2T}{b\,\bar{\sigma}_{bo}}$ , $\bar{\sigma}_{bo} = 68,85$ kg/cm2

Co : étant la largeur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

C : étant la distance du nu de l'appui au point B où commence l'ancrage.

a = largeur du poteau

d = enrobage

r = rayon de courbure barre H.A

=> r = 5,5 Ø. Ø = diamètre des barres inférieures

C = a-(d+r) ; d = 3cm.

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| T(t) | 9,851 (SP1) | 12,5 (SP1) | 12,8 (SP1) | 13 (SP1) |
| C(cm) | 35,4. | 28,2 | 24,3 | 24 |
| Co(cm) | 9,54 | 12,10 | 12,39 | 13 |

Nous avons toujours C > Co

.../...

* Aciers : on éxamine l influence de l effort tranchant sur les armatures inférieures.

Au niveau des appuis, l effort tranchant et le moment fléchissant provoquent un effort de traction sur les armatures inférieures

La relation à vérifier est donc : $A\,\bar{\sigma}_a \geq \frac{T}{z} + M$ (voir charon)

avec M = moment de la section d appui pris avec son signe.

$(T + \frac{M}{z})$ doit résulter de la combinaison la plus défavorable

z = 58,625

| NIVEAU | IV | III | II | | I |
|---|---|---|---|---|---|
| Section | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 |
| M(t.m) | 5,874 | 15,22 | 18,09 | 2,645 | 18,1 |
| T(t) | 13,903 | 18,357 | 19 | 19 | 19 |
| $T+\frac{M}{z}$(t) | 23,92 | 44,32 | 49,86 | 23,51 | 49,86 |
| A(cm2) | 6,16 | 12,10 | 12,10 | 6,16 | 12,10 |
| $\frac{T+M/z}{\bar{\sigma}a}$ | 5,6 | 10,55 | 11,87 | 5,59 | 11,87 |

la relation $A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ est vérifiée

- Ancrage :

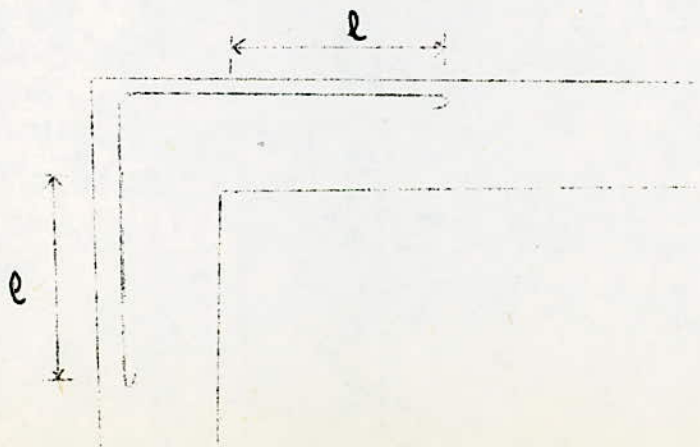
Ancrage des armatures supérieures des poutres au niveau des poteaux pour les appuis de rive

Pour un ancrage en retour d'équerre, nous devons avoir $l \geq 0,13 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} - 1,17 \cdot 3$

$\bar{\tau}_d = 1,25\,\phi^2\,\bar{\sigma}_b = 17,7$ kg/cm2

$l \geq 17\,\phi \Rightarrow l = 34$ cm.

.../...



- Vérification des contraintes du port-long :

$$\tilde{\omega} = \frac{100\,A}{b.h} \longrightarrow \left(\frac{\xi}{k}\ ;\ \sigma_a = \frac{M}{A_o.h}\ ;\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k_o}\right.$$

| Niveau \ Section | | 1 | 2 et 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | M (t.m) | - 10,64 SP2 | - 19,15 SP2 | 13,712 SP1 | 9,393 SP1 |
| | A (cm2) | 4,62 | 7,70 | 9,24 | 6,16 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,230 | 0,383 | 0,459 | 0,306 |
| | $\sigma_a$(kg/cm2) | 3723,3 | 4103,4 | 2469 | 2492,2 |
| | $\sigma'_b$(kg/cm2) | 74,46 | 109,71 | 73,48 | 58,50 |
| III | M (t.m) | - 25,7 SP2 | - 29,38 SP2 | 18,181 SP1 | 15,096 SP1 |
| | A (cm2) | 12,10 | 12,10 | 12,10 | 10,05 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,602 | 0,602 | 0,602 | 0,500 |
| | $\sigma_a$ | 3580,4 | 4093 | 2533 | 2509 |
| | $\sigma'_b$ | 125,19 | 143,11 | 88,56 | 78,65 |
| II | M | - 32,2 SP2 | - 32,17 SP2 | 17,503 SP1 | 15,096 SP1 |
| | A | 14,07 | 14,07 | 12,10 | 10,05 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,700 | 0,700 | 0,602 | 0,500 |
| | $\sigma_a$ | 3889,5 | 3885,87 | 2438,44 | 2509,15 |
| | $\sigma'_b$ | 149,02 | 148,88 | 85,26 | 78,65 |
| I | M | - 32,2 | - 32,17 | 17,503 | 15,09 |
| | A | 14,07 | 14,07 | 12,10 | 10,05 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,7 | 0,7 | 0,602 | 0,5 |
| | $\sigma_a$ | 3889,5 | 3885,87 | 2438,44 | 78,65 |
| | $\sigma'_b$ | 149,02 | 148,88 | 17,503 | 15,09 |

Sous SP1
$\bar{\sigma}_a$ = 2800 kg/cm2
$\bar{\sigma}'_b$ = 137 kg/cm2

Sous SP2
$\bar{\sigma}_a$ = 4200 kg/cm2
$\bar{\sigma}'_b$ = 205,5 kg/cm2

- Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \quad ; \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec : $\bar{\sigma}_b = 5{,}9 kg/cm2$; $\eta = 1{,}6$ (acier H.A) ; $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

$B_f = 2bd$ ; A = section d'armatures tendus ; $K = 1{,}5.10^6$ (fiss. peu nuisible)

$B_f = 2b.d = 2 \times 30 \times 3 = 180$ cm2

on fait le calcul pour la section où l'on a la plus grosse barre.

| Niveau | A (cm2) | $B_f$ | $\tilde{\omega}_f$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\bar{\sigma}_a$ | $\sigma_a$ | section et type de sollicitati |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | $\phi$ =1,4<br>9,24 | 180 | 0,0513 | 5812,5 | 2413,67 | 2800 | 2469 | (4)<br>(SP1) |
| III | $\phi$ =1,6<br>12,10 | 180 | 0,0672 | 6028,7 | 2975 | 2800 | 2533 | (4)<br>(SP1) |
| II | $\phi$ = 1,6<br>14,07 | 180 | 0,0781 | 6577,7 | 2975 | 4200 | 3889,5 | (1)<br>(SP2) |
| I | 14,07 | 180 | 0,078 | 6577,7 | 2975 | 4200 | 3889,5 | (1)<br>(SP2) |

La condition : $\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$ est vérifiée pour tous les niveaux $\Rightarrow$ pas de risque de fissuration.

B - Armatures transversales

pour utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne. Il faut que la contrainte de cisaillement $\tau_b$ telque $\tau_b = \frac{T}{bz}$ soit inférieures aux valeurs :

$-\tau_b \leq 3{,}5 . \bar{\sigma}_b$ si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo}$

$-\tau_b \leq (4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}) \bar{\sigma}_b$ si $\bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b \leq 2\,\bar{\sigma}'_{bo}$

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

Espacement des cadres et étriers :

$t = \frac{At . z . \bar{\sigma}_{at}}{T}$ on utilise du Fe E24 ($\sigma_{en}$ = 2400 kg/cm2)

$z = \frac{7}{8} . 67 = 58{,}625$ cm

$\bar{\sigma}_{at} = \rho\, \sigma_{en}$ on suppose qu il y a reprise de bétonnage d'où $\rho = \frac{2}{3}$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho\, \sigma_{en} . \frac{2}{3}$ 2400 = 1600 kg/cm2

cet espacement doit être inférieur à la valeur limité $\bar{E}$ telque :

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t1 = h\ (1-0{,}3)\ \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \\ t2 = 0{,}2\ h. \end{cases}$$

Le portique longitudinal étant constitué de travées identiques et les efforts tranchants des travées d un même étage étant très proches, on déterminera les armatures transversales pour l'effort tranchant d appui maximum, puis on adoptera les mêmes armatures et espacements pour toutes les travées. Pour les dispositions des armatures transversales, on utilise la suite de caquot.

.../...

sous SP1 $\bar{\sigma}'_{bo}$ (SP2) = 10 33 kg/cm² $\bar{\sigma}_b$ = 5,9 kg/cm² -SP1)

| Niveau | Tmax (t) | $\sigma'_b$(kg/cm2) | $\tau_b$(kg/cm2) | $(4,5-\frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}})$ b | AT | T | $\bar{E}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 12,689 | 109,71 | 7,21 | 20,28 | 2,01 | 16 | 42, |
| III | 15,3 | 143,11 | 8,7 | 18,43 | 2,01 | 13 | 37 |
| II | 15 | 148,88 | 8,53 | 18,05 | 2,01 | 13 | 38 |
| I | 15 | 148,88 | 8,53 | 18,05 | 2,01 | 13 | 38 |

La première rangée d armatures sera à $\frac{t}{2}$ au nu de l appui

* pour t = 16 cm

$$\frac{1}{2} = \frac{7,00}{2} = 3,50 \Rightarrow n = 4$$

suite de caquot : 8 + 4 X 16 + 4 X 20 + 4 X 25 + ?

+ pour t = 13 cm :

suite de caquot : 7 + 4 X 13 + 4 X 16 + 4 X 20 + 6 X 24,5 = $\frac{P}{2}$ = 350 cm.

II - PORTIQUE TRANSVERSAL

- Vérification de la Flèche :

$A \leq \frac{43.bo.h}{en} = \frac{43 \times 30 \times 47}{4.200} = 14,43$ cm2 (vérifiée pour toute les sections

- Condition de non Fragilité :

$A \geq 0,69.b.h \frac{\bar{\sigma}b}{\sigma en} = 0,69 . 30.47 \frac{5,9}{4.200} = 1,36$ (vérifiée pour toutes les sections d'armatures).

- Condition aux appuis :

Béton :

| Niveau | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| T (t) | 7,054 | 12,4 | 13,358 | 13,358 |
| C (cm) | 24,3 | 28,2 | 33,2 | 33,2 |
| Co (cm) | 4,55 | 8 | 8,62 | 8,62 |

nous avons $C > Co$.

Acier : (armatures inférieures)

| Niveau | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 1 | 2et3et4 | 1 | 2et3et4 | 1 | 2et3et4 | 1 | 2et3et4 |
| M (t.m) | 7,586 | 2,394 | 19,29 | 11,58 | 22,62 | 15,074 | 22,6 | 15,07 |
| T (t) | 7,054 | 8,174 | 12,4 | 13,214 | 13,358 | 13,86 | 13,36 | 13,86 |
| $T+M/Z^{(t)}$ | 25,5 | 14 | 39,3 | 41,37 | 68,36 | 50,5 | 68,4 | 50,5 |
| A(cm2) | 6,16 | 4,62 | 16,13 | 10,05 | 16,33 | 12,10 | 16,33 | 12,10 |
| $\frac{T+M/Z}{\bar{\sigma}a}$ | 6,05 | 3,33 | 14,12 | 9,85 | 16,27 | 12 | 16,27 | 12 |

$A > \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}a}$

## - VERIFICATION DES CONTRAINTES DU PORTIQUE TRANSVERSAL

| Niveau \ Section | | 1 | 2, 3 et 4 | 5 | 6 et 7 |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | M (t.m) | - 7,97 SP2 | - 6,7 SP2 | 4,834 SP2 | 2,916 SP2 |
| | A (cm2) | 0,62 | 4,62 | 3,08 | 2,26 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,327 | 0,327 | 0,218 | 0,160 |
| | $\sigma_a$(kg/cm2) | 4029,9 | 3387,75 | 3610 | 2937,35 |
| | $\sigma'_b$(kg/cm2) | 98,29 | 82,63 | 70,1 | 47,76 |
| III | M | - 20 SP2 | - 15,14 SP2 | 5,711 SP2 | 2,315 SP2 |
| | A | 12,10 | 9,24 | 3,39 | 2,26 |
| | $\tilde{\omega}$ | 0,858 | 0,655 | 0,240 | 0,160 |
| | $\sigma_a$ | 4049,74 | 3955,78 | 3888,88 | 2332 |
| | $\sigma'_b$ | 176,07 | 145,7 | 79,53 | 37,92 |
| II | M | - 23,4 SP2 | - 17,57 SP2 | 4,994 SP2 | 1,431 SP2 |
| | A | 14,75 | 12,10 | 3,08 | 2,26 |
| | $\tilde{\omega}$ | 1,046 | 0,858 | 0,218 | 0,126 |
| | $\sigma_a$ | 3932,2 | 3557,7 | 3729,6 | 1441,47 |
| | $\sigma'_b$ | 193,7 | 154,68 | 72,42 | 23,44 |
| I | M | - 23,4 SP2 | - 17,57 SP2 | 4,994 SP2 | 1,431 SP2 |
| | A | 14,75 | 12,10 | 3,08 | 2,26 |
| | $\tilde{\omega}$ | 1,046 | 0,858 | 0,218 | 0,126 |
| | $\sigma_a$ | 3932,2 | 3557,7 | 3729,56 | 1441,47 |
| | $\sigma'_b$ | 193,7 | 154,68 | 72,42 | 23,44 |

sous SP2

$\bar{\sigma}_a$ = 4200 kg/cm2

$\bar{\sigma}'_b$ = 205,5 kg/cm2

- Vérification à la fissuration :

| Niveau | A (cm2) | Bf | $\omega_f$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\bar{\sigma}_a$ | $\sigma_a$ | Section et type de sollicitation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | Ø14 4,62 | 180 | 0,0256 | 3494 | 2956 | 4200 | 4029,9 | (1) SP2 |
| III | Ø16 12,75 | 180 | 0,0672 | 6028,7 | 2765,2 | 4200 | 4049,74 | (1) SP2 |
| II | Ø16 14,75 | 180 | 0,0819 | 6753,7 | 27652 | 4200 | 3932,2 | (1) SP2 |
| I | 14,75 | 180 | 0,0819 | 6753,7 | 27652 | 4200 | 3932,2 | SP2 |

La condition $\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$ est vérifiée

Armatures transversales

$\bar{\sigma}_{at}$ = 1600 kg/cm2 $\qquad \bar{\sigma}'_{bo}$ = 103,3 kg/cm2

$\bar{\sigma}_b$ = 5,9 kg/cm2

| Niveau | Tmax(t) | $\tau_b$(kg(cm2) | $\bar{\tau}_b$(kg/cm2) | $3,5\bar{\sigma}_b$ | $(4,5-(\frac{\sigma_b}{\sigma'_{bo}})\bar{\tau}_b$ | AT | T | E |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | SP2 8,174 | 82,63 | 6,62 | 20,65 | | 2,01 | 16 | 31 |
| III | 13,214 | 147,7 | 10,71 | | 18,11 | 2,01 | 10 | 21 |
| II | 13,86 | 154,68 | 11,23 | | 17,71 | 2,01 | 10 | 20 |
| I | 13,86 | 154,68 | 11,23 | | 17,71 | 2,01 | 10 | 20 |

$\frac{l}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \Rightarrow n = 2$

pour t = 16 cm : suite de caquot 8+2x16+2x20+2x22,5 = 175 cm

Pout t : 10 cm : suite de caquot : 5+2x10+2x13+2x16+2x20+2x26 = 175 cm

# FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en fléxion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal N et des moments fléchissants en tête et à la base.

Dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, on calculera le ferraillage des poteaux sous G + 1,2 P et sous la sollicitation la plus défavorable du deuxième genre.

## Détermination des aciers longitudinaux :

Deux cas peuvent se présenter.

### 1) Section partiellement comprimée :

Nous avons une section partiellement comprimée lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène ; on a :

$$e_o = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{h_t}{6}$$

$e_o$ = excentricité de la charge

M = moment de fléxion par apport au centre de gravité de la section du béton seul.

N = effort de compression du c.d.G. du béton seul.

$h_t$ = hauteur totale de la section.

#### a. Section sans armatures comprimées :

On détermine les armatures A1 de la section rectangulaire de même dimension et soumise à la fléxion simple sous l'effort d'un moment fictif des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues, la section A des armatures tendues soumise à la fléxion composée sera :

$$A = A1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

La condition pour qu'il n'y ait pas d'armatures comprimées est :

$$K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

b. Section avec armatures comprimées :

soient :

Mac : moment de forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées.

Mat : Moment des forces extérieures / C.D.G. des armatures tendues.

$$\mu'_1 = \frac{Mat}{b_0 \cdot b_0 \cdot h_2} \quad ; \quad \mu'_2 = \frac{Mac}{b_0 \cdot b_0 \cdot h_2} \quad ; \quad \tilde{W}' = \frac{100\ A'}{b_0 \cdot h} \quad ; \quad \tilde{W} = \frac{100\ A}{b \cdot h}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h}$$

Pour obtenir des sections d'armatures telles que (A + A') soit minimum, on doit rechercher la valeur de K qui satisfait cette condition, on utilise l'abaque de "P. CHARRON" (calcul pratique des sections en béton armé soumises à la fléxion simple et composée).

- Si $K < \bar{K}$ : on retiendra K pour la suite des calculs.
- Si $K > \bar{K}$ : on retiendra $K = \bar{K}$

Connaissant K, on calcule $\tilde{W}$ et $\tilde{W}'$ à l'aide des formules :

$$\tilde{W}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_a}{f} \quad , \quad \tilde{W} = \frac{100\ (\mu'_2 + g)}{K\ (1 - \delta')}$$

Avec : $\mu'_o$, f, g, données en fonction de K et $\delta'$ dans les tableaux (5) du même ouvrage,

les sections d'acier seront : $A' = \tilde{W}' \frac{b_0 h_0}{100}$ , $A = \tilde{W} \frac{b \cdot h_0}{100}$

La contrainte des armatures comprimées est :

$$\sigma'_a = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15}\right) \delta'\right] \cdot \bar{\sigma}'_b$$

2) Section entièrement comprimée :

Ce cas se présente lorsque $e_o = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{h\,t}{6}$

On armera la section d'une manière symétrique :

$$A'_1 = A'_2 = A'$$

avec les formules classiques de la résistance des matériaux appliquées à la section homogénéïsée, la contrainte en un point situé à la distance "v" du centre de gravité sera :

$$\sigma' = \frac{N}{A} \pm \frac{M.v}{I}$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera :

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{b.h\,t + 2m A'} + \frac{MG \cdot ht}{I} \qquad (1)$$

MG : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au C.d.g. de la section homogénéïsée confondu avec le C.d.g. du rectangle.

I : Moment d'inertie de la section homogénéïsée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

$$I = \frac{b.h^3}{12} + 2.m.A' \quad (0,5 - \zeta\ t).ht^2$$

Pour des raisons économiques, on prend $\sigma'_{1b} = \sigma'_b$, car le béton est fortement comprimé.

Soient : $\beta = \frac{N}{\sigma'_b.b.ht}$ ; $e_o = \frac{MG}{N}$ ; $\nu = \frac{6.eo.\beta}{ht}$

$\varepsilon = 12(0,5 - \zeta')^2$

$\zeta = \frac{d'}{ht}$ ; $\rho = \frac{2m A'}{b.ht}$ ; $C = \frac{1 - \zeta - \nu}{\varepsilon}$

$$\alpha = 0,5\left[1 - \zeta + \frac{\rho}{\varepsilon} + C\right]$$

Avec ces notations, la relation (1) devient :

$$\mu^2 + 2D.\mu + C = 0$$

La racine à retenir est : $\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$

on aura : $A' = \dfrac{\mu . b . h t}{2 \sigma_{bc}}$.

Cas de la compression simple :

La section d'armature longitudinale doit vérifier les 3 conditions suivantes :

* $A \geq \dfrac{1,25}{1000} \; \theta_1 . \; \theta_2 . \; \theta_3 . \; \dfrac{N}{\bar{\sigma}_{bo}}$

* $A \geq \dfrac{1}{\sigma_{bc}} \left( \dfrac{N}{\bar{\sigma}_{bo}} - B \right)$

* $A \leq \dfrac{B}{20}$

$\theta_1 = \begin{cases} 1,4 & \text{poteau de rive} \\ 1 & \text{poteau intermédiaire} \end{cases}$

$\theta_2 = 1 + \dfrac{\ell_c}{4a - 2c}$ avec : $\ell_c$ : longueur de flambement

a : plus petite dimension transversale

c : enrobage des armatures longitudinales.

$\theta_3 = 1 + \dfrac{2.160}{\sigma_{en}}$ ($\sigma_{en}$ en bars)

Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en fléxion composée :

(Article 9.4. CCBA 68)

Sous SP1 :

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \xi \bar{\sigma}'_{28}$ avec $\bar{\sigma}'_{28}$ = 270 bars
= 275,4 kg/cm2

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \xi$ sont définis précédemment

$$\xi = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_o}{3 e_1}\right)\right)$$

Sous SP2 :

La valeur de $\xi$ est multipliée par 1,5.

I. Portique longitudinal :

Détermination des armatures longitudinales sous SP1 :

On compare eo à e1 pour tous les poteaux

| NIVEAU | POTEAU | M (tm) | N (t) | eo = M/N | e1 ( ) | $\bar{\sigma}'_{bo}$ (kg/cm2) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 6 | 2,00 | 9,851 | 20,3 | 5,83 | 137,7 |
| | 2 - 7 | 0 | 23,959 | 0 | 5,83 | 68,85 |
| | 3 - 8 | 0 | 23,959 | 0 | 5,83 | 68,85 |
| III | 6 - 11 | 2,44 | 23,417 | 10,42 | 6,66 | 104,75 |
| | 7 - 12 | 0 | 54,22 | 0 | 6,66 | 68,85 |
| | 8 - 13 | 0 | 54,22 | 0 | 6,66 | 68,85 |
| II | 11 - 16 | 4,662 | 37,78 | 12,34 | 7,5 | 106,61 |
| | 12 - 17 | 0 | 84,66 | 0 | 7,5 | 68,85 |
| | 13 - 18 | 0 | 84,66 | 0 | 7,5 | 68,85 |
| I | 16 - 21 | 10,366 | 53,00 | 19,56 | 8,33 | 122,74 |
| | 17 - 22 | 0 | 112,07 | 0 | 8,33 | 68,85 |
| | 18 - 23 | 0 | 112,45 | 0 | 8,33 | 68,85 |

(11 - 16)

Les poteaux (1 - 6) (6 - 11) (16 - 21) $\Rightarrow$ eo $>$ e1 $\Rightarrow$ section partiellement comprimée. dans les autres poteaux, nous avons une section soumise à la compression simple.

Pourcentage minimal d'armatures : (article 32.2. et 53.23.)

$$\frac{A}{B} \geq w_\ell = \frac{1,25}{1000}\,\theta_1\,\theta_2\,\theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

Avec $\bar{\sigma}'_m$ = contrainte moyenne de compression de la pièce sous SP1, calculée pour la section de béton seul.

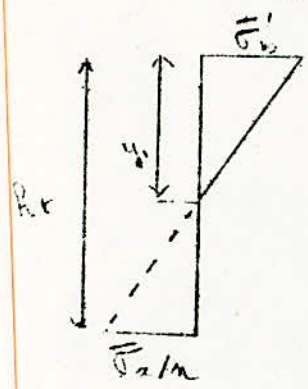
Calcul de $\sigma'_m$ :

a. pour les sections entièrement comprimées ou soumises à compression simple :

On a : $\sigma'_m = \frac{N}{B} \Rightarrow$ $\boxed{A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}}}$

b. Pour les sections partiellement comprimées :

Le diagramme de NAVIER nous donne la valeur de Y1




$$\boxed{Y1 = h. \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{m}}}$$

On a : $B' = b. Y1$ et $\sigma'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b. Y1}$

$B = b. h t$

$\frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{bo}}$, d'où $\boxed{A_{\ell} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \times \frac{N\ ht}{Y1.\bar{\sigma}'_{bo}}}$

TABLEAU DONNANT LE POURCENTAGE MINIMAL DES ARMATURES :

| NIVEAU | POTEAU | $\bar{\sigma}_b$ | N | Y 1 | 0 1 | 0 2 | 0 3 | $A_s$ (cm2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 6 | 137,7 | 9,851 | 14 | 1,4 | 2,8 | 1,52 | 2,66 |
| | 2 - 7 | 68,85 | 23,959 | | 1 | 2,8 | 1,52 | 1,85 |
| | 3 - 8 | 68,85 | 23,959 | | 1 | 2,8 | 1,52 | 1,85 |
| III | 6 - 11 | 104,75 | 23,417 | 13,66 | 1,4 | 2,75 | 1,52 | 5,2 |
| | 7 - 12 | 68,85 | 54,22 | | 1 | 2,75 | 1,52 | 4,11 |
| | 8 - 13 | 68,85 | 54,22 | | 1 | 2,75 | 1,52 | 4,11 |
| II | 11 - 16 | 106,61 | 37,78 | 15,63 | 1,4 | 2,44 | 1,52 | 10,25 |
| | 12 - 17 | 68,85 | 84,66 | | 1 | 2,44 | 1,52 | 5,7 |
| | 13 - 18 | 68,85 | 84,66 | | 1 | 2,44 | 1,52 | 5,7 |
| I | 16 - 21 | 122,74 | 53,00 | 18,64 | 1,4 | 1,64 | 1,52 | 9,01 |
| | 17 - 22 | 68,85 | 112,07 | | 1 | 1,64 | 1,52 | 5,07 |
| | 18 - 23 | 68,85 | 112,45 | | 1 | 1,64 | 1,52 | 5,09 |

Exemple de calcul d'armatures longitudinales :

Poteau 1 - 6 (section partiellement comprimée)

M = 2 t. m
N = 9,851 t
d = 3 cm

eo = 20,3 cm > e1 = 5,83 cm, donc la section est partiellement comprimée.

Mat = moment par rapport aux aciers tendus

$$Mat = M \text{ fictif} = M + \left(\frac{h\ t}{2} - d\right) \cdot N = 2 + \left(\frac{0,35}{2} - 0,03\right) \times 9,851 = 4,019 \text{ t.m}$$

On fait le calcul comme étant dans le cas d'une fléxion simple :

$$\mu = \frac{m\,Mat}{\bar{\sigma}_a . b . h2} = \frac{15\ \ 4,019.10^5}{2800.35.(32)^2} = 0,0601 \Rightarrow \begin{cases} K = 34,2 \\ \varepsilon = 0,8984 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2.800}{34,2} = 81,87 \text{ kg/cm2} < 137,7 \text{ kg/cm2} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{4,019\ 10^5}{2800.\ 0,8984.\ 32} = 5 \text{ cm2}$$

La section en fléxion composée sera :

$$A = A1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5 - \frac{985\ 1}{2800} = \boxed{1,48 \text{ cm2}}$$

$$\bar{K} = \frac{a}{b}$$

Poteau 2 - 7 : (section soumise à compression simple)

N = 23,959 t )
$\bar{\sigma}'_{bo}$ = 68,85 kg/cm2 )

$$A_\ell \geq \frac{1,25}{1000}\ \theta_1\ \theta_2\ \theta_3\ \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

$$A_\ell \geq \frac{1,25}{1000}\ 1.\ 2,\ 8.\ 1,52\ .\ \frac{23.959}{68,85} = 1,85 \text{ cm2}$$

Pour les autres poteaux, on réunira les calculs sous forme de tableau.

TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS (SP1)

Section partiellement comprimée :

| POTEAU | M | N | e o | $\bar{\sigma}'_b$ | Mat | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\bar{K}$ | A1 | A | A min |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 - 6 | 2,00 | 9,851 | 20,3 | 137,7 | 4,019 | 0,0601 | 0,8984 | 34,2 | 20,3 | 5 | 1,48 | 2,66 |
| 6 - 11 | 2,44 | 23,417 | 10,42 | 104,75 | 6,42 | 0,0628 | 0,8967 | 33,3 | 26,7 | 2,63 | < 0 | 5,2 |
| 11 - 16 | 4,662 | 37,78 | 12,34 | 106,61 | 12,03 | 0,0812 | 0,8845 | 28,3 | 26,2 | 5,26 | < 0 | 10,25 |
| 16 - 21 | 10,366 | 53 | 19,56 | 122,74 | 22,03 | 0,1068 | 0,8690 | 23,2 | 22,8 | 19,26 | 0,33 | 9,01 |

Nous n'avons pas d'armatures comprimées car : $K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

Section en compression simple :

| POTEAU | 2 - 7 | 3 - 8 | 7 - 12 | 8 - 13 | 12 - 17 | 13 - 18 | 17 - 22 | 18 - 23 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| N | 23,96 | 23,96 | 54,22 | 54,22 | 84,66 | 84,66 | 112,07 | 112,45 |
| $\bar{\sigma}'_b$ | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 |
| A min | 1,85 | 1,85 | 4,11 | 4,11 | 5,7 | 5,7 | 5,07 | 5,09 |

DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS SP2 :

Pourcentage d'armatures minimales sous (N max et M corr)

| NIVEAU | POTEAU | M | N | e o | e1 | $\bar{\sigma}'_b$ | Y1 | A |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 6 | 5,874 | 13,903 | 42,25 | 5,83 | 206,55 | 13,58 | 2,58 |
| | 2 - 7 | 9,194 | 29,871 | 30,75 | 5,83 | 206,55 | 13,58 | 3,96 |
| | 3 - 8 | 9,194 | 29,348 | 31,33 | 5,83 | 206,55 | 13,58 | 3,89 |
| III | 6 - 11 | 11,241 | 33,335 | 33,72 | 6,66 | 206,55 | 15,7 | 6,02 |
| | 7 - 12 | 17,924 | 63,468 | 28,241 | 6,66 | 206,55 | 15,7 | 8,18 |
| | 8 - 13 | 17,924 | 61,96 | 28,93 | 6,66 | 206,55 | 15,7 | 7,98 |
| II | 11 - 16 | 15,756 | 53,88 | 29,24 | 7,5 | 206,55 | 17,83 | 8,54 |
| | 12 - 17 | 22,379 | 95,25 | 23,49 | 7,5 | 206,55 | 17,83 | 10,79 |
| | 13 - 18 | 22,375 | 92,634 | 24,16 | 7,5 | 206,55 | 17,83 | 10,49 |
| I | 16 - 21 | 9,726 | 68,276 | 14,24 | 8,33 | 206,55 | 21,25 | 6,79 |
| | 17 - 22 | 0 | 121 | 0 | 8,33 | 206,55 | | 3,65 |
| | 18 - 23 | 0 | 118,71 | 0 | 8,33 | 206,55 | | 3,58 |

$e_o > e$ Toutes les sections des poteaux sont partiellement comprimées sauf les poteaux 17 - 22 et 18 - 23 qui sont soumis à la compression simple.

Sous la Combinaison $N_{max}$ et $M_{corresp.}$

| NIVEAUX | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| POTEAUX | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 | 16 - 21 | 17 - 22 | 18 - |
| $M_{(t.m)}$ | 5,874 | 9,194 | 9,194 | 11,241 | 17,924 | 17,924 | 15,756 | 22,379 | 22,379 | 9,726 | 0 | 0 |
| $N_{(t)}$ | 13,903 | 29,871 | 29,348 | 33,335 | 63,468 | 61,96 | 53,88 | 95,25 | 92,634 | 68,276 | 121 | 118,7 |
| $e_o$ | 42,25 | 30,78 | 31,33 | 33,72 | 28,241 | 28,93 | 29,24 | 23,49 | 24,16 | 14,24 | 0 | 0 |
| $\bar{\sigma}'_b$ | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,5 |
| $M_{at}$ | 7,89 | 13,52 | 13,45 | 16,91 | 28,71 | 28,46 | 26,26 | 40,95 | 40,44 | 24,75 | | |
| $\mu$ | 0,0786 | 0,1347 | 0,1340 | 0,1103 | 0,1872 | 0,1856 | 0,1181 | 0,1842 | 0,1819 | 0,0800 | | |
| $\xi$ | 0,8861 | 0,8584 | 0,8588 | 0,8691 | 0,8398 | 0,8402 | 0,8655 | 0,8405 | 0,8413 | 0,8851 | | |
| K | 28,9 | 20,3 | 20,4 | 23,2 | 16,2 | 16,3 | 22,2 | 16,35 | 16,5 | 28,6 | | |
| $\bar{K}$ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | | |
| $M_{ac}$ | | 4,863 | | | 7,134 | 7,39 | | 3,8 | 4,315 | | | |
| $\mu'_1$ | | 0,1826 | | | 0,2538 | 0,2516 | | 0,2497 | 0,2466 | | | |
| $\mu'_2$ | | 0,0657 | | | 0,0631 | 0,0653 | | 0,0232 | 0,0263 | | | |
| K | | 16,5 | | | 16 | 16 | | 13,5 | 13,5 | | | |
| $\bar{w}'$ | | < 0 | | | 0,44 | 0,42 | | 0,27 | 0,24 | | | |
| $\bar{w}$ | | 4,97 | | | 2,587 | 2,656 | | 1,259 | 1,336 | | | |
| $A_1$ | 6,33 | | 11,65 | 12,52 | | | 17,2 | | | 14,165 | | |
| A | 3,32 | 6,11 | 4,66 | 4,58 | 8,32 | 8,52 | 4,37 | 7,67 | 8,146 | < 0 | | |
| A' | | < 0 | | | 6,51 | 6,22 | | 5,1 | 4,53 | | | |
| $A_{min}$ | 2,58 | 3,96 | 3,89 | 6,02 | 8,18 | 7,98 | 8,54 | 10,79 | 10,49 | 6,79 | 3,65 | 3,5 |

°/ - Détermination des Armatures Longitudinales sous $SP_2$

* Sous la Combinaison ($N_{min}$ et $M_{corresp.}$) :

| NIVEAUX | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| POTEAUX | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 | 16 - 21 | 17 - 22 | 18 - 23 |
| $M_{(t.m)}$ | 9,513 | 9,194 | 9,194 | 14,626 | 17,924 | 17,924 | 23,19 | 22,379 | 22,379 | 7,66 | 0 | 0 |
| $N_{(t)}$ | 4,514 | 14,92 | 15,445 | 7,588 | 31,036 | 32,546 | 11,03 | 49,46 | 52,076 | 22 | 68,41 | 71,286 |
| $e_o$ | 210,7 | 61,6 | 59,53 | 192,75 | 57,75 | 55,07 | 210,24 | 45,246 | 43 | 32,57 | 0 | 0 |
| $\overline{\sigma}'_b$ | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 103,3 | 103,3 |
| $M_{at}$ | 10,393 | 12,1 | 12,2 | 15,916 | 23,20 | 23,457 | 24,789 | 29,551 | 30 | 12,006 | | |
| $\mu$ | 0,0467 | 0,0544 | 0,0549 | 0,1038 | 0,1513 | 0,1530 | 0,2470 | 0,2945 | 0,2989 | 0,0388 | | |
| $\varepsilon$ | 0,9088 | 0,9027 | 0,9023 | 0,8724 | 0,8520 | 0,8511 | 0,8241 | 0,8124 | 0,8115 | 0,9161 | | |
| K | 39,8 | 36,4 | 36,2 | 24,2 | 18,8 | 18,6 | 13,3 | 11,65 | 11,5 | 44,6 | | |
| $\overline{K}$ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,3 | | |
| $M_{ac}$ | | | | | 12,648 | 12,39 | 21,59 | 15,20 | 14,83 | | | |
| $\mu'_1$ | | | | | 0,2051 | 0,2074 | 0,3348 | 0,3992 | 0,4052 | | | |
| $\mu'_2$ | | | | | 0,1118 | 0,1095 | 0,2916 | 0,2053 | 0,2003 | | | |
| K | | | | | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | | | |
| $\overline{w}'$ | | | | | 0,191 | 0,21 | 1,295 | 1,847 | 1,9 | | | |
| $\overline{w}$ | | | | | 0,68 | 0,67 | 1,65 | 1,19 | 1,16 | | | |
| $A_1$ | 6,5 | 7,6 | 7,66 | 11,74 | | | | | | 6,64 | | |
| A | 5,42 | 4,05 | 3,98 | 9,93 | 10 | 9,92 | 18,5 | 13,33 | 13 | 1,4 | | |
| A' | | | | | 2,83 | 3,11 | 14,5 | 20,7 | 21,3 | | | |
| $A_{min}$ | 1,08 | 2,55 | 2,64 | 1,37 | 4 | 4,2 | 1,36 | 4,36 | 4,59 | 2,19 | 2,06 | 2,15 |

II -=- PORTIQUE TRANSVERSAL -=-

TABLEAU DONNANT LE POURCENTAGE MINIMAL D'ARMATURES (SOUS $SP_1$) /

| NIVEAUX | POTEAUX | M | N | $e_o$ | $e_1$ | $\bar{\sigma}'_b$ | $y_1$ | $\Theta_1$ | $\Theta_2$ | $\Theta_3$ | $A_1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - H | 0,062 | 1,141 | 5,43 | 5,83 | 90,22 | 10,42 | 1,4 | 2,8 | 1,52 | 0,414 |
| | B - I | 0 | 2,826 | 0 | 5,83 | 68,85 | | 1 | 2,8 | 1,52 | 0,218 |
| | C - J | 0 | 2,645 | 0 | 5,83 | 68,85 | | 1 | 2,8 | 1,52 | 0,204 |
| | [illegible] - K | 0 | 2,645 | 0 | 5,83 | 68,85 | | 1 | 2,8 | 1,52 | 0,204 |
| III | H - O | 0,1 | 4,927 | 2,03 | 6,66 | 75,84 | 10,69 | 1,4 | 2,75 | 1,52 | 1,958 |
| | I - P | 0 | 6,946 | 0 | 6,66 | 68,85 | | 1 | 2,75 | 1,52 | 0,527 |
| | J - Q | 0 | 6,585 | 0 | 6,66 | 68,85 | | 1 | 2,75 | 1,52 | 0,499 |
| | K - R | 0 | 6,585 | 0 | 6,66 | 68,85 | | 1 | 2,75 | 1,52 | 0,499 |
| II | O - W | 0,155 | 7,771 | 2 | 7,5 | 74,97 | 12,03 | 1,4 | 2,44 | 1,52 | 2,74 |
| | P - X | 0 | 11,613 | 0 | 7,5 | 68,85 | | 1 | 2,44 | 1,52 | 0,782 |
| | Q - Y | 0 | 11,012 | 0 | 7,5 | 68,85 | | 1 | 2,44 | 1,52 | 0,741 |
| | R - Z | 0 | 11,012 | 0 | 7,5 | 68,85 | | 1 | 2,44 | 1,52 | 0,741 |
| I | W - W' | 0,426 | 9,308 | 4,57 | 8,33 | 81,44 | 15,19 | 1,4 | 1,64 | 1,52 | 1,941 |
| | X - X' | 0 | 14,377 | 0 | 8,33 | 68,85 | | 1 | 1,64 | 1,52 | 0,65 |
| | Y - Y' | 0 | 13,879 | 0 | 8,33 | 68,85 | | 1 | 1,64 | 1,52 | 0,63 |
| | Z - Z' | 0 | 13,879 | 0 | 8,33 | 68,85 | | 1 | 1,64 | 1,52 | 0,63 |

TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES (SOUS $SP_1$) /

* Sections Partiellement Comprimées :

| POTEAUX | M | N | $e_o$ | $\bar{\sigma}'_b$ | $M_{at}$ | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\bar{K}$ | $A_1$ | A | $A_{min.}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A - H | 0,062 | 1,143 | 5,43 | 90,22 | 0,228 | 0,0034 | 0,9733 | 172 | 31 | 0,239 | $< 0$ | 0,414 |
| H - O | 0,1 | 4,927 | 2,03 | 75,84 | 0,9376 | 0,0092 | 0,9569 | 101 | 36,92 | 0,875 | $< 0$ | 1,958 |
| O - W | 0,155 | 7,771 | 2 | 74,97 | 1,67 | 0,0113 | 0,9524 | 90 | 37,35 | 1,35 | $< 0$ | 2,74 |
| W - W' | 0,426 | 9,308 | 4,57 | 81,44 | 2,47 | 0,0120 | 0,9510 | 87 | 34,38 | 1,97 | $< 0$ | 1,94 |

$K > \bar{K} \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées

* Section en Compression Simple :

| POTEAUX | B - I | C - J | D - K | I - P | J - Q | K - R | P - X | Q - Y | R - Z | X - X' | Y - Y' | Z - Z' |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| N | 2,826 | 2,645 | 2,645 | 6,946 | 6,585 | 6,585 | 11,613 | 11,012 | 11,012 | 14,377 | 13,879 | 13,879 |
| $\overline{\sigma}_b$ | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 | 68,85 |
| $A_{min}$ | 0,218 | 0,204 | 0,204 | 0,527 | 0,499 | 0,499 | 0,782 | 0,741 | 0,741 | 0,65 | 0,63 | 0,63 |

DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS ($SP_2$) /

1°/ - Sous la Combinaison $N_{max.}$ et $M_{corresp.}$ :

* Section Partiellement Comprimée :

| NIVEAUX | IV | | | III | | | II | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| POTEAUX | A - H | B - I | C - J<br>D - K | H - O | I - P | J - Q<br>K - R | O - W | P - X | Q - Y<br>R - Z |
| M | 7,586 | 9,098 | 9,098 | 13,05 | 17,624 | 17,624 | 19,719 | 23,486 | 23,486 |
| N | 7,054 | 9,667 | 8,184 | 21,976 | 19,695 | 16,012 | 36,9 | 28,156 | 22,306 |
| $e_o$ | 107,5 | 94,11 | 111 | 59,38 | 89,48 | 110 | 53,43 | 83,41 | 105,3 |
| $\bar{\sigma}'_b$ | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 |
| $M_{at}$ | 8,61 | 10,5 | 10,5 | 16,78 | 20,97 | 20,35 | 26,91 | 28,97 | 27,83 |
| $\mu$ | 0,0858 | 0,1046 | 0,1026 | 0,1094 | 0,1367 | 0,1327 | 0,1211 | 0,1303 | 0,1252 |
| $\varepsilon$ | 0,8819 | 0,8719 | 0,8729 | 0,8696 | 0,8576 | 0,8592 | 0,8641 | 0,8602 | 0,8623 |
| K | 27,3 | 24 | 24,3 | 23,3 | 20,1 | 20,5 | 21,8 | 20,8 | 21,8 |
| $\bar{K}$ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 |
| $M_{ac}$ | | | | | 14,27 | | | | |
| $\mu'_1$ | | | | | 0,1854 | | | | |
| $\mu'_2$ | | | | | 0,1261 | | | | |
| K | | | | | 20 | | | | |
| $\bar{w}'$ | | | | | 0,015 | | | | |
| $A_1$ | 7,26 | 8,96 | 8,78 | 12,42 | | 15,24 | 17,65 | 19,09 | 18,29 |
| $\bar{w}$ | | | | | 0,759 | | | | |
| A | 5,58 | 6,66 | 6,83 | 7,18 | 11,23 | 11,42 | 8,86 | 12,38 | 12,98 |
| A' | | | | | 0,222 | | | | |
| $A_{min}$ | 1,31 | 1,28 | 1,086 | 3,96 | 2,538 | 2,06 | 5,85 | 3,19 | 2,53 |

* Section entièrement comprimée :

| NIVEAU | POTEAU | M | N | $e_o$ | $\bar{\sigma}'_b$ | $\beta$ | $\nu$ | $\varepsilon$ | $\sigma_c$ | D | $\mu$ | A' | $A_{min}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | w - w' | 0,426 | 38,39 | 1,12 | 107,9 | 0,1423 | 0,0191 | 2,323 | 0,361 | 0,64 | 0,111 | $< 0$ | 1,62 |

* Section Soumise à la Compression Simple :

| NIVEAU | POTEAUX | M | N | $\bar{\sigma}'_b$ | $A_{min.}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| I | x - x' | 0 | 0,853 | 103,3 | 0,026 |
| | y - y'<br>z - z' | 0 | 25,10 | 103,3 | 0,757 |

2°/ - Sous la Combinaison ($N_{min}$ - $M_{corresp.}$)

| NIVEAUX | IV | | | III | | | II | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| POTEAUX | A - H | B - I | C - J | H - O | I - P | J - Q | O - W | P - X | Q - Y |
| M | 8,00 | 9,098 | 9,098 | 13,501 | 17,624 | 17,624 | 11,01 | 23,486 | 23,486 |
| N | 0,01 | - 2,302 | - 3,02 | - 6,068 | - 0,986 | - 3,408 | -16,744 | 3,062 | - 1,288 |
| $e_o$ | $8.10^4$ | 395 | 301,3 | 222,5 | 1787 | 517 | 65,75 | 767 | 1823 |
| $\bar{\sigma}'_b$ | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 |
| $M_{at}$ | 8,002 | 8,649 | 8,509 | 12,47 | 17,456 | 17,045 | 8,582 | 23,93 | 23,3 |
| $\mu$ | 0,0360 | 0,0389 | 0,0383 | 0,0813 | 0,1138 | 0,1112 | 0,0855 | 0,2385 | 0,2322 |
| $\xi$ | 0,9188 | 0,9161 | 0,9167 | 0,8845 | 0,8675 | 0,8688 | 0,8821 | 0.8253 | 0,8268 |
| K | 46,6 | 44,6 | 45 | 28,3 | 22,7 | 23,1 | 27,4 | 13,6 | 13,9 |
| $\bar{K}$ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20.33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 |
| $M_{ac}$ | | | | | | | | 23,042 | 23,673 |
| $\mu'_1$ | | | | | | | | 0,3233 | 0,3147 |
| $\mu'_2$ | | | | | | | | 0,3113 | 0,3198 |
| K | | | | | | | | 20 | 20 |
| $\bar{w}'$ | | | | | | | | 1,196 | 1,123 |
| $\bar{w}$ | | | | | | | | 1,758 | 1,803 |
| $A_1$ | 4,937 | 5,352 | 5,262 | 9,072 | 12,949 | 12,625 | 7,239 | | |
| A | 4,934 | 5,9 | 5,981 | 10,52 | 13,184 | 13,44 | 11,226 | 19,7 | 20,2 |
| A' | | | | | | | | 13,39 | 12,58 |
| $A_{min}$ | 0,0024 | 0,306 | 0,454 | 1,095 | 0,127 | 0,439 | 2,065 | 0,27 | 0,114 |

* Section Entièrement Comprimée :

| NIVEAUX | POTEAU | M | N | $e_o$ | $\overline{\sigma}'_b$ | $\varphi$ | $\nu$ | $\varepsilon$ | C | D | $\mu$ | A' | $A_{min}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | w - w' | 0,426 | 15,25 | 2,79 | 114,8 | 0,0531 | 0,0178 | 2,323 | 0,399 | 0,625 | - 0,128 | 0 | 0,64 |

* Section Soumise à la Compression Simple :

| NIVEAU | POTEAUX | M | N | $\overline{\sigma}'_b$ | $A_{min}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| I | x - x' | 0 | - 3,77 | 103,3 | 0,114 |
| | y - y'<br>z - z' | 0 | 1,212 | 103,3 | 0,036 |

TABLEAUX RECAPITULATIFS / -

* Portique Longitudinal :

| NIVEAUX | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| POTEAUX | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 | 16 - 21 | 17 - 22 | 18 - 23 |
| $(SP_1)$ A = A' | 1,48 | 1,85 | 1,85 | < 0 | 4,11 | 4,11 | < 0 | 5,7 | 5,7 | 0,33 | 5,07 | 5,09 |
| $(SP_2)$ A = A' | 8,00 | 7,6 | 7,66 | 11,74 | 10 | 9,92 | 18,5 | 13,33 | 13 | 1,4 | 3,65 | 3,58 |
| $A_{mir}$ | 2,58 | 3,96 | 3,89 | 6,02 | 8,18 | 7,98 | 10,25 | 10,8 | 10,5 | 9,01 | 5,07 | 5,09 |
| Max de A = A' | 8,00 | 7,6 | 7,66 | 11,74 | 10 | 9,92 | 18,5 | 13,33 | 13 | 99,01 | 5,07 | 5,09 |
| Section Adoptée | 3 T 12<br>3 T 14 | 3 T 12<br>3 T 14 | 3 T 12<br>3 T 14 | 4 T 16<br>2 T 14 | 4 T 16<br>2 T 14 | 4 T 16<br>2 T 12 | 6 T 20 | 3 T 20<br>3 T 14 | 3 T 20<br>3 T 14 | 6 T 20 | 3 T 20<br>3 T 14 | 3 T 20<br>3 T 14 |

## * PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| IVEAUX | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| OTEAUX | A - H | B - I | C - J<br>D - K | H - O | I - P | J - Q<br>K - R | O - W | P - X | Q - Y<br>R - Z | w - w' | x - x' | y - y'<br>z - z' |
| $SP_1$)<br>= A' | < 0 | 0,218 | 0,204 | < 0 | 0,527 | 0,499 | < 0 | 0,782 | 0,741 | < 0 | 0,65 | 0,63 |
| $SP_2$)<br>= A' | 6,72 | 6,66 | 6,83 | 10,52 | 13,18 | 13,44 | 11,23 | 19,7 | 20,2 | < 0 | 0,114 | 0,757 |
| min | 1,31 | 1,28 | 1,086 | 3,96 | 2,54 | 2,06 | 5,85 | 3,19 | 2,53 | 1,62 | 0,114 | 0,757 |
| ax de<br>= A' | 6,72 | 6,66 | 6,83 | 10,52 | 13,18 | 13,44 | 11,23 | 19,7 | 20,2 | 1,62 | 0,114 | 0,757 |
| ection<br>doptée | 3 T 12<br>3 T 14 | 3 T 12<br>3 T 14 | 3 T 12<br>3 T 14 | 4 T 16<br>2 T 14 | 3 T 20<br>3 T 14 | 3 T 20<br>3 T 14 | 3 T 20<br>3 T 12 | 3 T 25<br>3 T 14 | 3 T 25<br>3 T 16 | 3 T 20<br>1 T 12 | 3 T 25<br>3 T 14 | 3 T 25<br>3 T 16 |

## Armatures Transversales

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont un triple rôle :

- Permettre le positionnement des armatures transversales
- Empêcher le gonflement du béton
- S'opposer au flambement des armatures

Aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales. Les règles C.C.B.A. 68. limitent uniquement les espacements entre celles-ci, comme suit :

* Zône courante : (article 32-32)

$$\bar{E} = \min \begin{cases} t1 = (100\ \emptyset\ t - 15\ \emptyset\ 1max)\ (2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}) \\ t2 = 15\ (2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}).\ \emptyset\ 1min \end{cases}$$

en pratique, on prend : $t \leq 15\ \emptyset\ lim \Rightarrow \bar{E} = 15X1,6 = 24$ cm

$\emptyset t \geq 0,3\ \emptyset\ 1max = 6 \Rightarrow$ on prend $\emptyset t = 8$ mm

* Zône de recouvrement :

soit, $\nu$ , le nombre de cours d'armatures transversales à avoir dans la zône de recouvrement.

$$\nu \geq \begin{cases} 0,3 \\ \dfrac{0,4\ (\emptyset 1max)^2\ \bar{\sigma}enl}{\emptyset_t^2.\ \bar{\sigma}\ ent} \end{cases}$$

avec : $\bar{\sigma}enl = 4200$ kg/cm2 ($\emptyset 1 \leq 20$mm )

$\bar{\sigma}enl = 4000$ kg/cm2 ($\emptyset 1 > 20$ mm)

$\bar{\sigma}ent = 2400$ kg/cm2 (Fe E24)

la longueur de la zône de recouvrement est :

$$ld = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}a}{\bar{\tau}d} \quad ; \quad \bar{\tau}d = 1,25.\ \psi^2.\ \bar{\sigma}b = 1,25.(1,5)^2.5,9 = 16,6 \text{ kg/cm2}$$

$\bar{\sigma}a = 2800$ kg/cm2 ($\emptyset \geq 20$ mm)

d'où : $ld = \dfrac{2800}{4.16,6} \cdot \emptyset = 42,17\ \emptyset$

Calcul des espacements

| Niveau | Ø1 max | V | ld | $t=\frac{ld}{v}$ |
|---|---|---|---|---|
| IV | 1,6 | 3 | 67,5 | 22,5 |
| III | 20 | 5 | 84,5 | 17 |
| II | 20 | 5 | 84,5 | 17 |

Recommandation du C.T.C. :

zône nodale : $t \leq \min(10\,Ø1\min, 15cm) \Rightarrow t \leq 15$ cm

autre zône : $t \leq 12\,Ø1\min \Rightarrow t \leq 19$ cm

on prend t = 16 cm

Vérification au séisme :

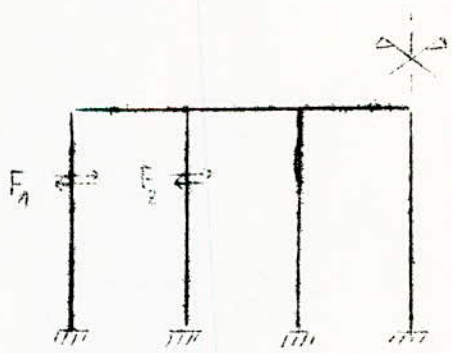
On doit vérifier que les armatures transversales sont capables de reprendre les efforts tranchants dans les poteaux (efforts tranchants dûs au séisme), nous devons vérifier que les espacements adoptés sont inférieurs au minimum de (to, $\bar{E}$)

*vérification dans le sens transversal :

$F_1 = 8,488t$ ; $F_2 = 10,637$ t

on prend le plus grand effort

$T = F_2 = 10,637$ t




la contrainte de cisaillement sera :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{10\,637}{45.\frac{7.42}{8}} = 6,43 \text{ kg/cm2.}$$

Les armatures étant consituées duun cadre et duun étrier de Ø8 $\Rightarrow A_t = 2,01$ cm

$$\bar{\sigma}at = \rho a.\ \bar{\sigma}en \text{ avec } \rho a = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau b}{9.\bar{\sigma}b} = \frac{1-6,43}{9.5,9} = 0,88 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}at = 0,88.2400 = 2112 \text{ kg/cm2.}$$

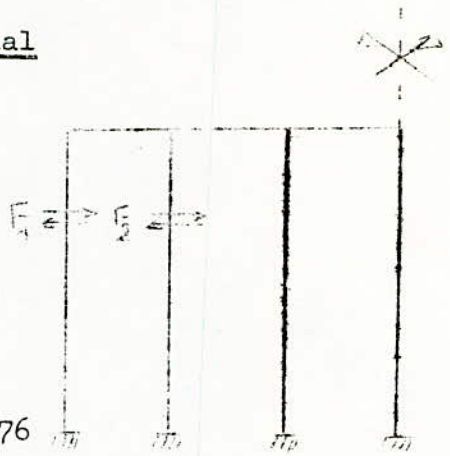
$$t \leq \frac{At.z.\bar{\sigma}at}{T} = \frac{2,01 \times 7.42.2112}{8.10637} = 14,6cm$$

L'espacement admissible est :

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2.h = 0,2 \times 42 = 8,4 \text{ cm} \\ t_2 = (1-\frac{0,3.\tau_b}{1,5.\bar{\sigma}_L}).h = (1-\frac{0,3.6,43}{1,5 \times 5,9}).42 = 32,85 \text{ cm} \end{cases}$$

d'où $\bar{E} = 32,85$ cm. $\Rightarrow$ l espacement est vérifié.

* <u>Vérification dans le sens longitudinal</u>



$F_1 = 8,785$ t ; $F_2 = 10,848$ t

on prend $T = F_2 = 10,848$ t.

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{10,848 \times 8}{45 \times 7 \times 42} = 6,56 \text{ kg/cm2}$$

on choisit un cadre et un étrier de Ø8

$\Rightarrow A_t = 2,01$ cm2

$$\beta_a = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1-\frac{\tau_b}{9.\bar{\sigma}_b} = 1-\frac{6,56}{9 \times 5,9} = 0,876 \end{cases}$$

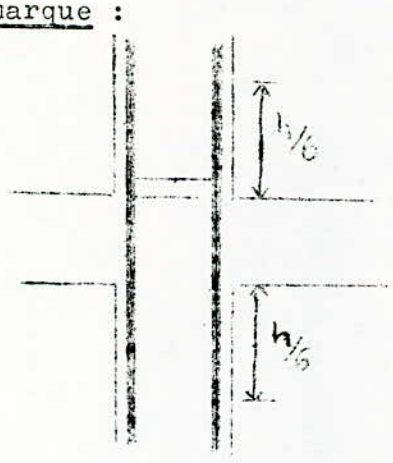
$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,876 \times 2400 = 2103,5 \text{ kg/cm2}$$

$$t \leq \frac{A_t.z.\bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 7 \times 42 \times 2103,5}{8 \times 10848} = 14,3 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t = 0,2h = 8,4 \text{ cm} \\ t_2 = (1-\frac{0,3.6,56}{1,5 \times 5,9}) \, 42 = 32,66 \text{cm} \end{cases}$$

d'où $\bar{E} = 32,66$ cm $\Rightarrow$ l espacement est vérifié..

<u>Remarque</u> :



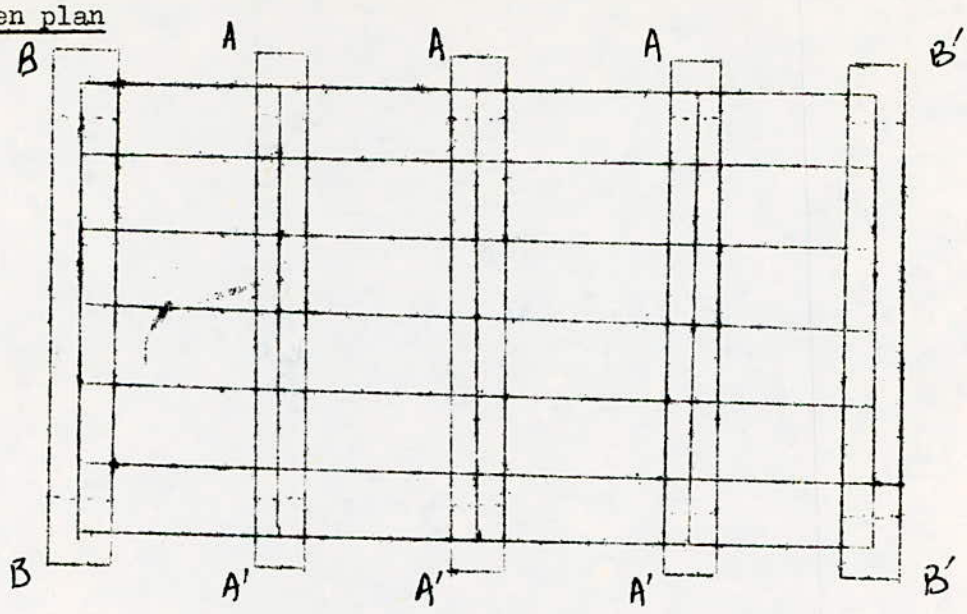

Les règles parasismiques (art.2.312 p59) recommandent de réduire l espacement des armatures transversales à ses $\frac{4}{5}$ de part et d'autre des noeuds sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la hauteur libre du poteau

zône courante t = 16 cm

zône de recouvrement t = 13 cm.

## Fondations

Vue en plan




les fondations de notre bâtiment est deux (2) types :

- les semelles continues sous poteaux (A-A') et (B-B')
- ~~semelles isolées~~

les semelles seront posées sur du béton de propreté de 5 à 10Cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m3 de chaux hydraulique ou de ciment de laitier, on dosposera des longrines qui reprendront les moments à la base des poteaux.

La contrainte du sol est : = 1,5 bars

Les semelles seront ancrées à une profondeur de 1,5m.

Les semelles seront prédimensionnées sous la sollicitation (G+P) et calculées sous la sollicitation (G+1,2P) étant donné que 1,5 (SP1) SP2.

Le calcul des semelles sera fait par la méthode de bielle.

I - ~~Semelle " C "~~

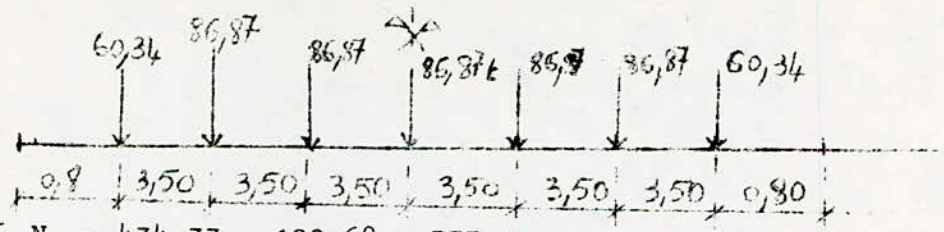
- ~~Prédimensionnement sous (G+P)~~ :

~~N = 104 T, (donné par la descente de charge)~~

./..

**SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX (AXE B - B) / -**

1°/ - Prédimensionnement sous (G + P) :




$R = \sum N_i = 434,33 + 120,68 = 555$ t

L : Longueur de la semelle

B : Largeur de la semelle

$$L.B. \geqslant \frac{R}{\bar{\sigma}_s} \Longrightarrow B \geqslant \frac{R}{L.\bar{\sigma}_s} = \frac{555.10^3}{2300.1,5.1,5.1,02} = 105 \text{ cm}$$

On adopte B = 200 cm

$$h_t = \frac{l}{6} = \frac{350}{6} = 58,33 \text{ cm} \Longrightarrow h_t = 80 \text{ cm}$$

$e = 6\,\emptyset + 6 = 16$ cm $\Rightarrow$ on prend $e = 20$ cm

$$\sigma = \frac{N}{L.B.} = \frac{555.10^3}{2.300.200} = 1,206 \text{ kg/cm2} < 1,53 \text{ kg/cm2} = \bar{\sigma}_s$$

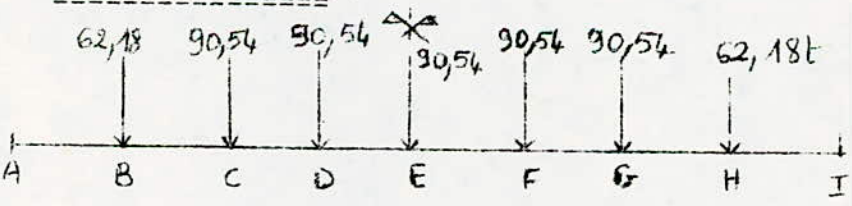
La contrainte dans le sol est donc vérifiée

2°/ - Calcul des Armatures Longitudinales :

* Détermination des Efforts :

$1,5.SP_1 > SP_2$

Schéma de Calcul :




$R = 2\,(62,18) + 5\,(90,54) = 124,36 + 452,7 = 577,06$ t

$$\sigma = \frac{R}{B.L} = \frac{577,06}{200.2.300} = 1,25 \text{ kg/cm2} < 1,53 \text{ kg/cm2}$$

La contrainte est donc vérifiée

$\sigma = 12,5$ t/m2

$q = B.\sigma = 12,5.2,00 = 25$ t/ml

.../...

* Détermination des Efforts Tranchants :

La poutre étant symétrique, nous ferons le calcul que pour une seule partie :

$T_{B_g} = q.x = 25 \times 0,8 = 20$ t

$T_{B_d} = -42,18$ t

$T_{C_g} = 45,32$ t

$T_{C_d} = -45,22$ t

$T_{D_g} = 42,28$ t

$T_{D_d} = -48,26$ t

$T_{E_g} = 39,24$ t

$T_{E_d} = -51,30$ t

* Moments aux Appuis :

$M_A = 0$

$M_B = -\frac{ql^2}{2} = -25.(0,80)^2 = -8$ tm

$M_C = -\frac{25}{2}.(4,3)^2 + 3,50.62,18 = -231,12 + 217,63 = -13,50$ tm

$M_D = -\frac{25}{2}(7,8)^2 + 62,18.7 + 90,54.3,5 = -8,35$ tm

$M_E = -\frac{25}{2}(11,3)^2 + 62,18.10,5 + 90,54.10,5 = 7,44$ tm

* Moments en Travée :

$M_{B-C} = -\frac{qx^2}{2} + (x-0,8)\ 62,18$

$\frac{dM}{dx} = -qx + 62,18 = 0 \Longrightarrow x = \frac{62,18}{25} = 2,487$ m

$M_{B-C} = -\frac{25}{2}(2,487)^2 + (2,487 - 0,8)\ 62,18 = -77,320 + 104,897 = 27,577$ tm

$M_{C-D} = -q\frac{x^2}{2} + (x - 0,8)\ 62,18 + (x - 4,3)\ 90,54$

$\frac{dM}{dx} = -25x + 62,18 + 90,54 = 0 \Longrightarrow x = 6,109$

$M_{C-D} = -25/2(6,109)^2 + (6,109-0,8)62,18+(6,109 - 4,3)\ 90,54$

$= -466,468 + 330,113 + 163,787 = 27,432$

.../...

$$M_{D-E} = -\frac{qx^2}{2} + (x - 0,8)\ 62,18 + (x - 4,3)\ 90,54 + (x - 7,8)\ 90,54$$

$$\frac{dM}{dx} = -25\ x + 62,18 + 2\ (90,54) = 0 \Longrightarrow x = 9,73\ m$$

$$M_{D-E} = -\frac{25}{2}\ (9,73)^2 + (9,73 - 0,8)\ 62,18 + (9,73 - 4,3)\ 90,54$$

$$+ (9,73 - 7,8)\ 90,54 = -1.183,508 + 555,267 + 491,632 + 174,742$$

$$= 38,13\ tm$$

DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS

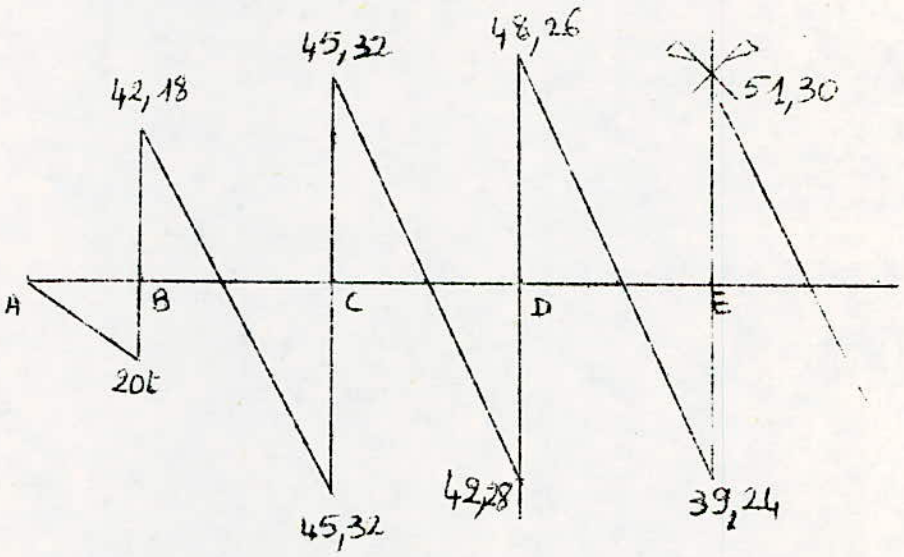
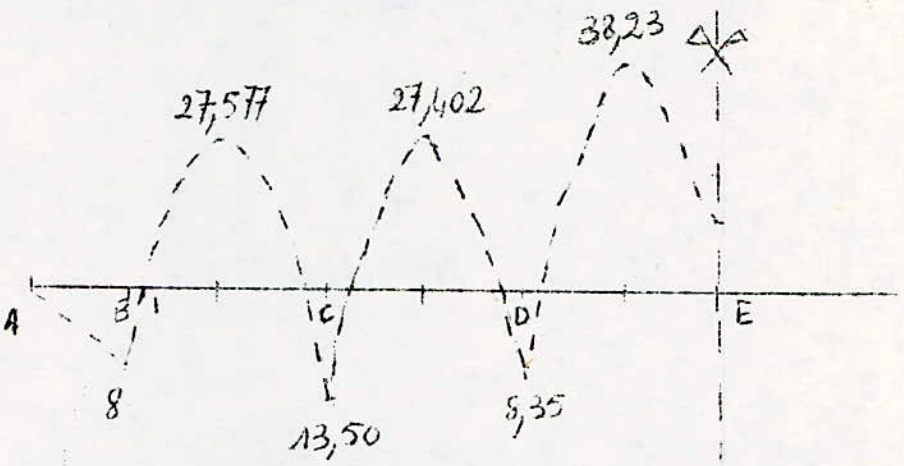



DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS



CALCUL DES ARMATURES / -

1°/ - Armatures Supérieures (en travée D-E)

M = 38,23 tm

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \times 38,23.10^5}{2.800.200.(77)^2} = 0,0173$$

$\mu = 0,0173 \Longrightarrow$ (K = 71,25 ; $\varepsilon$ = 0,9420 ; $\alpha$ = 0,1739 $\Rightarrow \alpha h = 0,1.739.77 = 13,39$ cm

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{38,23.10^5}{2.800x0,9420x77} = 18,82 \text{ cm2}$$

On choisira A = 20,02 $\Rightarrow$ 13 T 14 ; e = 16 cm

2°/ - Armatures Inférieures ( en appui)

* M = 13,50 tm

$$\mu = \frac{15\ M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.13,50.10^5}{2.800.70.(77)^2} = 0,0174$$ (K = 71,0 ; $\varepsilon$ = 0,9419)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{13,50.10^5}{2.800.0,9419.77} = 6,65 \text{ cm2}$$

A choisie = 6,78 cm2 $\Rightarrow$ 6 T 12 ; e = 14 cm

* M = 8 tm

$$\mu = \frac{15.8.10^5}{2.800.70.(77)^2} = 0,0103 \Longrightarrow$$ (K = 95,0 ; $\varepsilon$ = 0,9545)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{8.10^5}{2.800.0,9545.77} = 3,88 \text{ cm2}$$

On choisira 6 T 10 avec A = 4,71 cm2 ; e = 14 cm

Détermination des Armatures en Travée C - D :

* Armatures Supérieures :

M = 27,577 tm

$$\mu = \frac{15\ M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.27,577.10^5}{2.800x200x(77)^2} = 0,0124$$ (K = 85,5 ; $\varepsilon$ = 0,9502 ; $\alpha$ = 0,1493)

$\alpha h = 0,1493.77 = 11,49$ cm

.../...

Donc la section sera calculée comme section rectangulaire

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{27,577.10^5}{2.800.0,9502.77} = 13,46 \text{ cm2}$$

A choisie = 14,7 cm2 $\Rightarrow$ 13 T 12 ; e = 16 cm

Détermination des Armatures Tranversales :

* Moment d'Encastrement :

$$M = \frac{ql^2}{2} = 15,2. \frac{(65)^2}{2} = 3,2 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15.3,2.10^5}{2.800.200.(77)^2} = 0,0014$$

$\mu = 0,0144 \Rightarrow$ (K = 270
( $\xi$ = 0,9825

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 1,51 \text{ cm2/ml}$$

On choisira 7 T 6 avec A = 1,979 cm2 ; e = 17 cm

Détermination des Espacements des Etriers :

$$t = \frac{At. z.\bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$t = \frac{3,2.67,37.1.600}{51,30} = 6,7 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{2\,T}{Z_{bo}} = \frac{2.51,30}{67,37.70} = 21,75 \text{ kg/cm2} < \bar{\sigma}'_b$$

III - SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX / - (A - A')

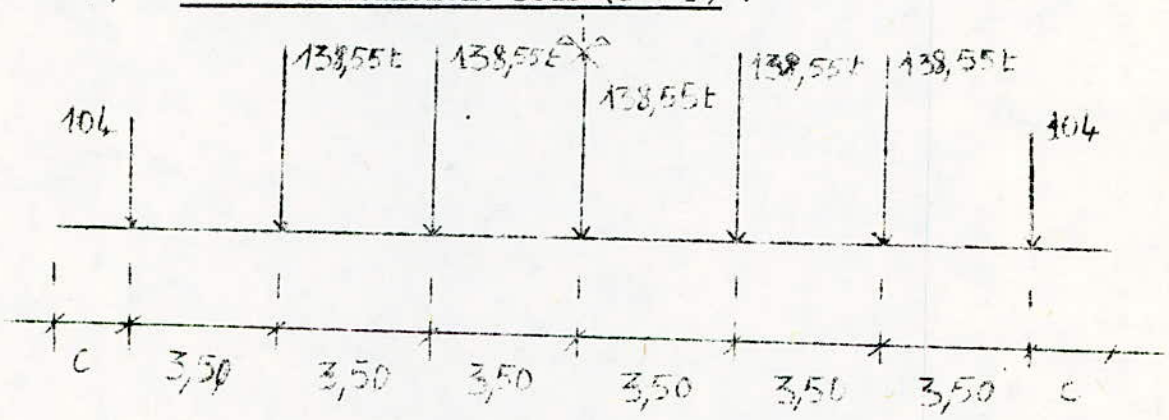
Une semelle qui peut être plus ou moins rigide et pleine, est toujours associée à une poutre centrale de rigidité, susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduites par les poteaux.

On préfère choisir une poutre à hauteur constante car elle est simple d'exécution.

La répartition longitudinale des charges ponctuelles amenées par les poteaux dépend de la rigidité longitudinale de la semelle, de la distance entre poteaux et de la nature du sol.

Transversalement, elle agit comme une semelle rectangulaire sous poteau.

1°/ - Prédimensionnement sous (G + P) :




Les poteaux étant symétriques le centre de gravité de la semelle est au milieu, au niveau du quatrième poteau. On se fixe C = 0,80m

Donc : $l = 23$ m

$R = \sum N_i = 901$ t.

L = Longueur de la semelle

B = Largeur de la semelle

$$L \times B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow B \geq \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{901.000}{23.00 \times 1,5 \times 1,02} = 256 \text{ cm}$$

On adopte : $\underline{B = 270 \text{ cm}}$

$$h_t = \frac{l}{6} = \frac{350}{6} = 58,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } h_t = 80 \text{ cm}$$

.../...

e = 6 Ø + 6 = 16 cm ⟹ on prend e = 20 •m

- La Contrainte dans le Sol est :

$$\sigma = \frac{N}{L.B} = \frac{901.000}{23.00.270} = 1,45 \text{ kg/cm2} < 1,5 \times 1,02 \text{ kg/cm2} = \bar{\sigma}_s$$

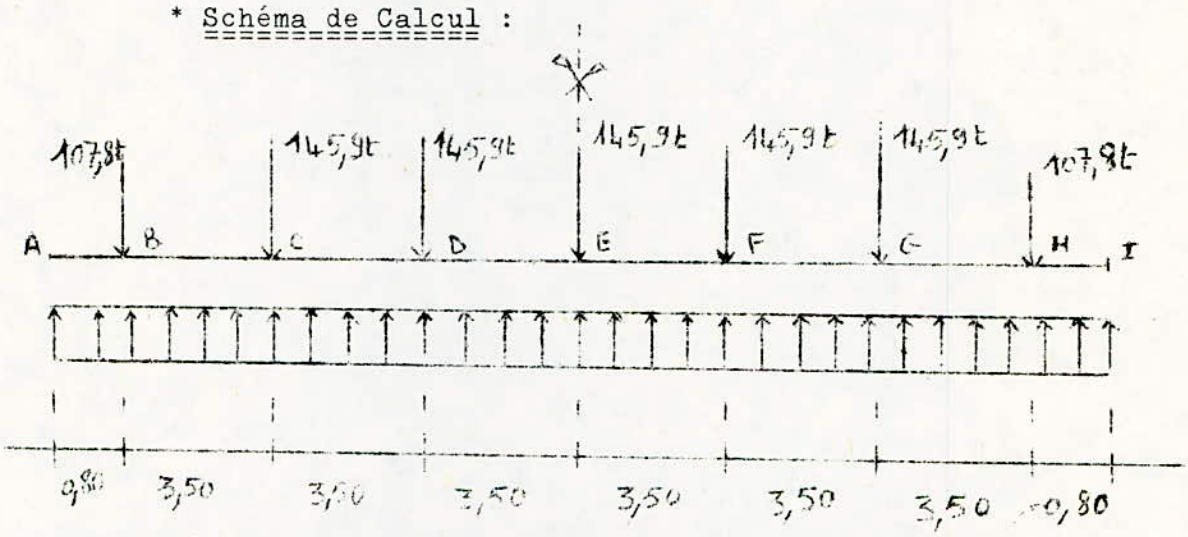
⟹ La contrainte dans le sol est vérifiée.

2°/ - Calcul des Armatures longitudinales :

* Détermination des Efforts :

Les efforts seront déterminés sous la combinaison $SP_1$ car, $1,5 \cdot SP_1 > SP_2$.

* Schéma de Calcul :




- Vérification de la Contrainte dans le Sol :

R = 2 x (107,8) + 5 x (145,9) = 945,1 t.

$$\sigma = \frac{R}{B.L} = \frac{945.100}{270.2.300} = 1,52 \text{ kg/cm2} < 1,5 \times 1,02 = 1,5 \text{ kg/cm2}$$

⟹ La contrainte dans le sol est vérifiée.

$\sigma$ = 1,52 kg/cm2 = 15,2 t/m2.

⟹ q = B.$\sigma$ = 15,2 x 2,70 = 41,1 t/ml.

La semelle continue sous poteaux agit comme une poutre renversée, continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures en travée et des armatures inférieures en appui.

.../...

Cette poutre étant symétrique, nous ne ferons le calcul que pour une partie, l'autre sera déduite par symétrie.

* Les Efforts Tranchants :

$T_{Bg} = - T_{Hd} = - 32,88$ t (g = à gauche de la section, les indices (d = à droite de la section

$T_{Bd} = - T_{Hg} = 74,92$ t

$T_{Cg} = - T_{Gd} = - 68,93$ t

$T_{Cd} = - T_{Gg} = 76,97$ t

$T_{Dg} = - T_{Fd} = - 66,88$ t

$T_{Dd} = - T_{Fg} = 79$ t

$T_{Eg} = - T_{Ed} = - 64,83$ t

- Moments aux Appuis :

$M_A = M_I = 0$

$M_B = M_H = - \frac{q\, l^2}{2} = - \frac{41,1 \times (0,80)^2}{2} = - 13,15$ t.m

$M_C = M_G = - \frac{41,1\ (4.3)^2}{2} + 3,50 \times 107,8 = - 379,97 + 377,3 = - 2,67$ t.m

$M_D = M_F = - \frac{41,1\ (7,8)^2}{2} + 107,8\ (7) + 145,9 \times 3,50$

$= - 1.250,262 + 754,6 + 510,65 = + 15$ t.m

$M_E = - \frac{41,1\ (11,3)^2}{2} + 107,8 \times 10,5 + 145,9\ (7) + 145,9 \times 3,50$

$= -2.624,03 + 1131,9 + 1.021,3 + 510,65 = + 39,82$ t.m

.../...

- Moments en Travée :

$$M_{B.C} = M_{H-G} = -q\frac{x^2}{2} + (x - 0,8) \cdot 107,8$$

$$\frac{dM}{dx} = -qx + 107,8 = 0 \Rightarrow x = \frac{107,8}{41,1} = 2,623 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{B-C} = M_{H-G} = -141,38 + 196,52 = \underline{55,14 \text{ t.m}}$$

$$M_{C-D} = M_{G-F} = -q\frac{x^2}{2} + (x - 0,8)\ 107,8 + (x - 4,3) \cdot 145,9$$

$$\frac{dM}{dx} = -qx + 107,8 + 145,9 = 0 \Rightarrow x = 6,173 \text{ m}$$

$$M_{C-b} = M_{G-F} = -\frac{41,1\ (6,173)^2}{2} + (6,173 - 0,8)\ 107,8 + (6,173 - 4,3) \cdot 145,9 - 783,07 + 579,21 + 273,27 = \underline{69,41 \text{ t.m}}$$

$$M_{D-E} = M_{F-E} = -q\frac{x^2}{2} + (x - 0,8) \cdot 107,8 + (x - 4,3)\ 145,9 + (x - 7,8)\ 145,9$$

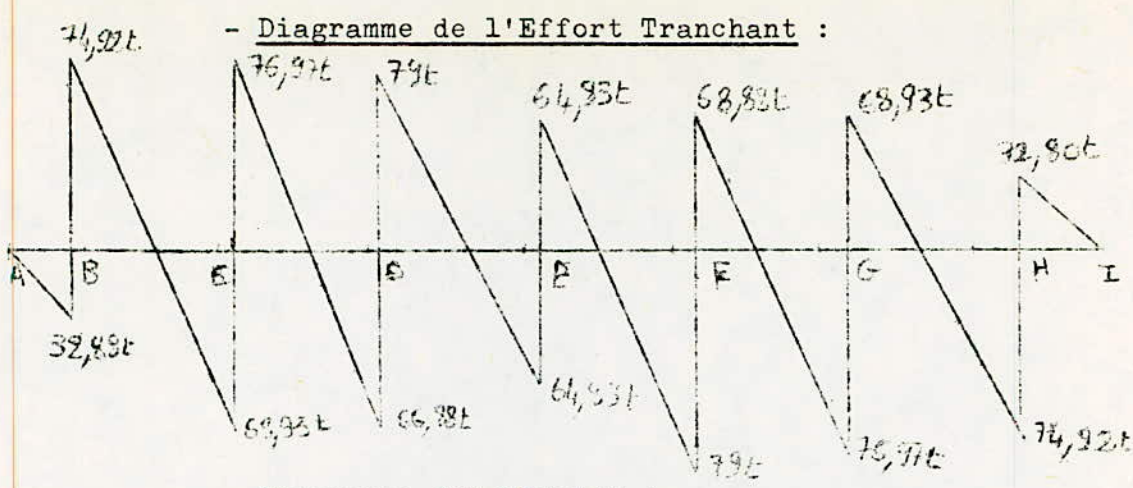
$$\frac{dM}{dx} = -qx + 107,8 + 2 \times 145,9 = 0 \Rightarrow x = 9,723 \text{ m.}$$

$$M_{D-E} = M_{F-E} = -\frac{41,1\ (9,723)^2}{2} + (9,723 - 0,8) \cdot 107,8 + (9,723 - 4,3)\ 145,9 + (9,723 - 7,8)\ 145,9$$

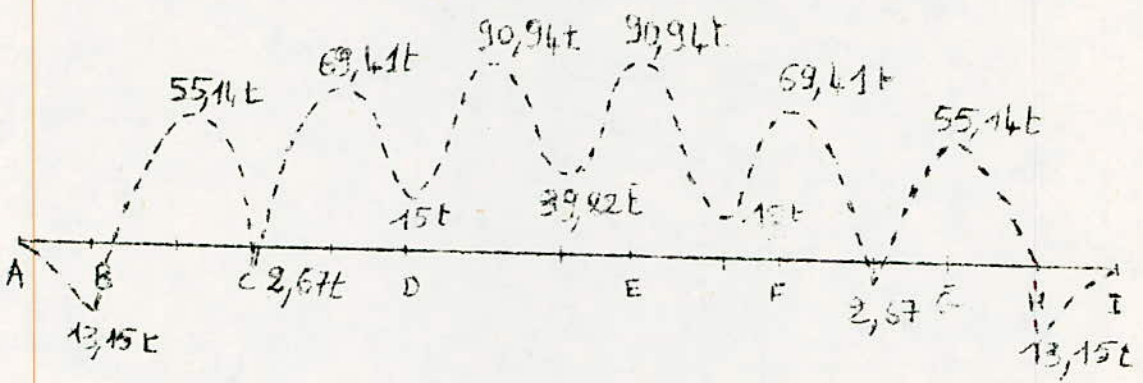
$$= -1.942,73 + 961,9 + 791,21 + 280,36 = \underline{90,94 \text{ t.m}}$$

.../...

- Diagramme de l'Effort Tranchant :




- Diagramme des Moments :




- Calcul des Armatures Longitudinales :

1 - Armatures supérieures : (en travée)

M = 90,94 t.m

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \cdot 90,94.10^5}{2.800 \times 270.(77)^2} = 0,0304 \Rightarrow \begin{cases} K = 51,5 \\ \varepsilon = 0,9248 \\ \alpha = 0,2256 \end{cases}$$

$\alpha h = 17,5$ section rectangulaire

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h^2} = \frac{90,94.10^5}{2.800 \times 0,9248.77} = 45,61 \text{ cm2} \Rightarrow A = 47,09 \text{ cm2}$$

(15 T 20)

2 - Armatures Inférieures : (en appui) considérons la section en T.

M = 13,15 t.m

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \times 13,15.10^5}{2.800.70.(77)^2} = 0,0169 \Rightarrow \begin{cases} K = 72 \\ \varepsilon = 0,9425 \end{cases}$$

$$A = \frac{13,15.10^5}{2.800.0,9425.77} = 6,47 \text{ cm2} \Rightarrow (5 \text{ T } 14)$$

.../...

- Calcul des Armatures de la Travée C - D :

M = 69,41 t.m

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = 15 \times \frac{69,41 \times 10^5}{2.800 \times 270 \times (77)^2} \; 0,0232 \Rightarrow \begin{cases} K = 60 \\ \xi = 0,9334 \\ \alpha = 0,2 \end{cases}$$

$\alpha h = 0,2 \times 77 = 15,4 < 20 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de la section en Té $\Rightarrow$ la section est (270 x80)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\xi.h} = \frac{69,41 .10^5}{2.800 \times 0,9334 \times 77} = 34,49 \text{ cm2} \Rightarrow (11 \text{ T } 20)$$

- Armatures de la Travée B - C :

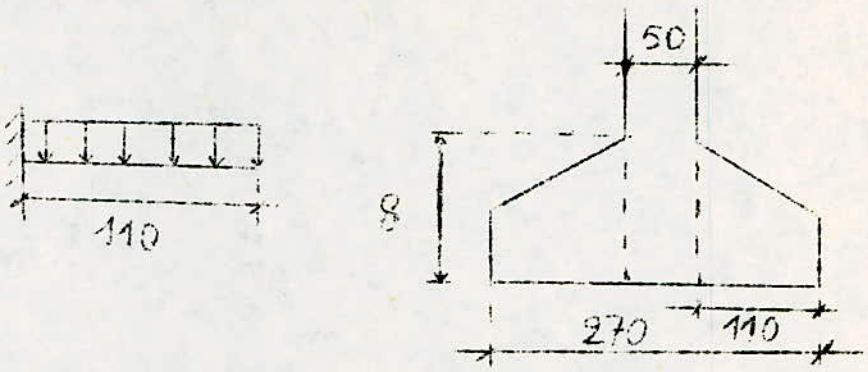
M = 55,14 t.m

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \times 55,14 \times 10^5}{2.800 \times 270 \times (77)^2} = 0,0184 \quad \begin{cases} K = 68,5 \\ \xi = 0,9401 \\ \alpha = 0,1796 \end{cases}$$

$\alpha h = 0,1.796 \times 77 = 13,83$ cm $\Rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table de la section en Té, donc : la considération de la section (270 x80) est juste.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.\xi.h} = \frac{55,14 \times 10^5}{2.800 \times 0,9.401 \times 77} = 27,2 \text{ cm2} \Rightarrow (9 \text{ T } 20)$$

3 - Calcul des Armatures Transversales :




On connaît la contrainte dans le sol. Donc : on peut peut déterminer la charge exercée sur la console de largeur 1 m.

$q = \sigma_s \times 1 = 15,2$ t/ml.

* Le Moment d'Encastrement est :

$$M = \frac{ql^2}{2} = 15,2 \times \frac{(1,10)^2}{2} = 9,2 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15 \times 9,2 \times 10^5}{2.800 \times 270 \times (77)^2} = 0,0031 \Rightarrow \begin{cases} K = 182 \\ \beta = 0,9746 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \beta .h} = \frac{9,2 \times 10^5}{2.800 \times 0,9.746 \times 77} = 4,38$$

$\Rightarrow$ (4 T 12) $\Rightarrow$ A = 4,52 cm2 par ml.

## Calcul des longrines

* Rôle des longrines :

en l'absence d'un système rigide d'infrastructure , toutes les fondations isolées sur sol de consistance moyenne et sur sols meubles seront chainées dans les deux (2) directions avec des longrines suffisamment rigides.

* Principe de calcul (article 225 du C.T.C)

les longrines auront comme dimensions minimales :

- 25 . 30 pour sols de fondation de consistance moyenne.
- 30 . 30 pour sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{10}$ où N représente l'effort normal du poteau en question.

A cette sollicitation, il faut ajouter le cas échéant, les efforts des charges et moment appliqués directement à la longrine.

Le ferraillage minimum doit être : 4 T 14 ou 4 T 12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20Cm.

Notre poutre sera calculée en compression et en traction, elle sera [illegible] suivant le cas le plus défavorable.

La longrine a une section de 30 x 30 et elle soumise à $\frac{N}{10} = 14,6t$.

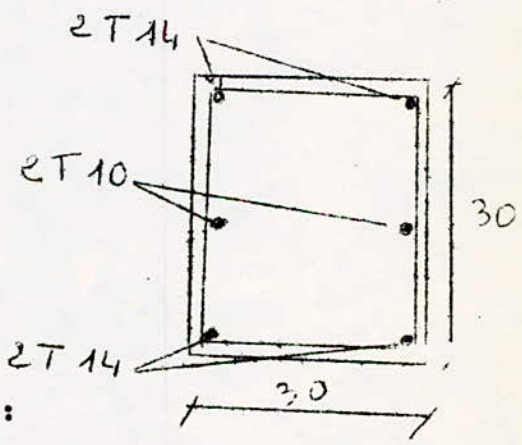
- En compression :

$$A_L \geq \frac{1}{n}\left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{bo}} - B\right) = \frac{1}{15}\left(\frac{14,6.10}{68,85} - 30.30\right) < 0$$

$$A_L \leq 0,5.B = 0,5.30.30 = 450Cm^2$$

- En traction :

$$A_L = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{14600}{2800} = 5,21Cm^2$$




- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69.b.h.\frac{\bar{\sigma}_b'}{\sigma_{en}} = 0,69x30x30 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,872Cm^2$$

on prend 4T14 $A = 6,16Cm^2$

Pour les armatures transversales on prendra des barres de $\phi 8$ avec T = 20Cm.

## Voile entourant le vide-sanitaire

Ce sont des murs périphériques en béton armé, qui reprennent les efforts sismiques horizontaux au niveau du R.D.C et assurent une stabilité à

./..

l'ensemble du bâtiment.

Ces murs ont une hauteur de 3,18m et une épaisseur de 20Cm.

Ferraillage :

Le complément parasismique du C.T.C recommande de prendre :

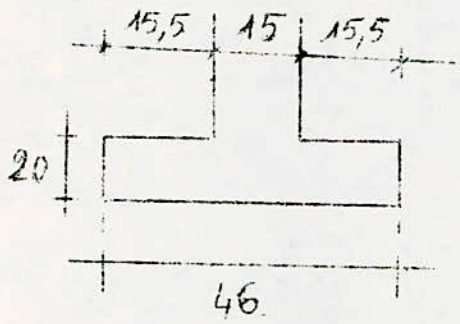
1- les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $A \geq 0,15\%$ de la section transversale du béton avec recouvrement. $\geq 50\phi$

dans notre cas : $A \geq \frac{0,15}{100} \cdot 318 \cdot 20 = 9,45Cm2$.

on adoptera 5T16 $\Rightarrow A = 10,05Cm2$.

2- Les armatures longitudinales de peau de section $\geq 2Cm2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

$A \geq 2Cm2$ : on adopte 4T12 ($A=4,52Cm2$) par métré avec un espacement de 25Cm.



ACTION SISMIQUE (R.P.A. 81) :

Le règlement parassismique algérien (R.P.A. 81) suppose que toute la force sismique est provoquée latéralement.

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

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

Détermination des coefficients :

a) Coefficient d'accélération des zones : A

Ce coefficient A est une fraction de l'accélération gravitationnelle qui dépend du groupe d'usage de la structure.

$$A = 0,35$$

b) Facteur d'amplification dynamique moyen : D

La détermination de D dépend du type du sol en fonction de la période T du bâtiment.

La structure étant autostable.

$T = 0,1\,N$ ; N : nombre de niveaux

d'où $T = 0,1.3 = 0,3$ s

La valeur de D est déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T, du bâtiment.

On est dans le cas d'un sol meuble

$$D = 2$$

c) L'ossature est constituée uniquement de poteaux et poutres qui sont capables de reprendre la totalité des efforts, ne pouvant pas vérifier si les éléments de remplissage gênent ou pas les déformations des portiques, donc on prend :

$$B = \frac{1}{3}$$

d) Facteur de qualité : Q

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

La valeur de Q est donnée par la formule suivante :

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

Pq : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

Détermination des valeurs de pénalité Pq :

- Conditions minimales des files porteuses observées ;
- Surabondance en plan observée ;
- Symétrie en plan observée ;
- Régularité en élévation observée ;
- Contrôle de la qualité des matériaux non observée ;
- Contrôle de la qualité de la construction non observée,

d'où : $Pq = 0,1 + 0,1 = 0,2$

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

e) Poids de la structure : W

Les charges soumises au séïsme sont égales à :

$$W = G + \frac{P}{2}$$

où G : poids propre

P : surcharge d'exploitation

Détermination du poids propre par niveau et par plancher :

Niveau IV (terrasse) :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Périmètre : | 2 (28,50 + 21,50)..... | = 100 | m |
| Surface : | 28,5 X 21,50..... | = 613 | m2 |
| Plancher terrasse : | 650 X 613..... | = 398,5 | t |
| Acrotère : | 200 X 100..... | = 20 | t |
| Poutre : | 7 X 28 X 525..... | = 102,9 | t |
| Chainage : | 5 X 21 X 525..... | = 55 | t |
| - Poteau : | 1/2 2,5 (0,35. 0,35 X 35)..... | = 14 | t |
| - Cloison : | 1/2 228. 3,50. 100..... | = 40 | t |
| | TOTAL..... | = 630,5 | t |

G = 630,5 t

P = 0,1. 21. 28 = 61,3 t.

Niveau III : (2ème étages)

| | | | |
|---|---|---|---|
| - Plancher : | 560 X 613..... | = 343,3 | t |
| - Poutre..... | | = 103 | t |
| - Chainage..... | | = 55 | t |
| - Poteau : | 1/2. 2,50 (3,50 + 3,90)$(0,35)^2$. 35.... | = 39,66 | t |
| - Cloison : | 1/2 (3,50 + 3,90). 0,228 X 100..... | = 84,36 | t |
| | TOTAL.....G | = 625,32 | t |

P = 0,35 X 613 = 214,55 t

Niveau II : (1er étage)

| | | | |
|---|---|---|---|
| - Plancher..... | | = 343,3 | t |
| - Poutre..... | | = 103 | t |
| - Chainage..... | | = 55 | t |
| - Poteau : | 1/2 2,5 (3,90 + 3,62) 35 X 0,4 X 0,4.. | = 52,6 | t |
| - Cloison : | 1/2 (3,90 + 3,62) 0,228 X 100..... | = 85,7 | t |
| | TOTAL.....G | = 639,6 | t |

P = 214,55 t

Niveau I (R.D.C.) :

| | | | |
|---|---|---|---|
| - Plancher..... | = | 343,3 | t |
| - Poutre..... | = | 103 | t |
| - Chainage..... | = | 55 | t |
| - Poteau : 1/2 (3,62 + 1,80) 2,5 X 35 $(0,5)^2$..... | = | 59,3 | t |
| - Cloison : 1/2 (3,62. 0,228) 100..... | = | 41,27 | t |
| - Voile : 1/2 (1,80 X 0,5) 100..... | = | 45 | t |
| TOTAL..... G | = | 647 | t |

Distribution des forces latérales :

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} . \; Fi$$

$F_t$ : force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0,07.T.V.$$

dans notre $T = 0,3\,s < 0,7\,s \Rightarrow F_t = 0$

$$V = \sum_{i=1}^{n} . \; Fi$$

Cette force V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{V. \; Wi \; hi}{\sum_{i=1}^{n} . \; Wi.hi}$$

Fi représente l'effort horizontal au niveau i.

| NIVEAU | G (t) | P (t) | W = G+P/2 (t) |
|---|---|---|---|
| IV | 630,5 | 61,3 | 661 |
| III | 625,2 | 214,5 | 732,5 |
| II | 639,5 | 214,5 | 747 |
| I (RDC) | 647 | 214,5 | 754,3 |

Calcul de V :

$V = A\,D\,B\,Q\,W = 0{,}35 \cdot 2 \cdot 1/3 \cdot 1{,}2 \cdot W = 0{,}28 \cdot W$

| NIVEAU | IV | III | II | I (RDC) |
|---|---|---|---|---|
| W (t) | 661 | 732,5 | 747 | 754,3 |
| V (t) | 185 | 205 | 209,2 | 211,2 |

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| hi (m) | 11,02 | 7,52 | 3,62 | 1,92 |
| Wi (t) | 661 | 732,5 | 747 | 754,3 |
| Mi hi (tm) | 7.284,2 | 5.508,4 | 2.704,14 | 1.448,25 |
| $\sum$ Wi hi | 16.945 | 16.945 | 16.945 | 16.945 |
| $\frac{Wi\ hi}{\sum Wi\ hi}$ | 0,430 | 0,325 | 0,159 | 0,085 |
| V (t) | 185 | 205 | 209,2 | 211,2 |
| $Fi = \frac{V.Wi.hi}{\sum Wi.hi}$ | 79,55 | 66,62 | 33,26 | 17,95 |
| Force cumulée (t) | 79,55 | 146,17 | 179,43 | 197,38 |

B. Etude avec les forces sismiques horizontales résultant de l'application des règles parassismiques algériennes 1981 :

Calcul de $\Sigma$ j :

| NIVEAU | F H (t) | $\Sigma$ jx = $\Sigma$ jy (t) |
|---|---|---|
| IV | 87 | 87 |
| III | 73 | 160 |
| II | 36,4 | 196,4 |

Tableau récapitulatif de l'effort tranchant dans les portiques "Tj" :

| NIVEAU | Rjx (t/m) | Rjy (t/m) | $\delta$jx (t/m) | $\delta$jy (t/m) | $\Sigma$ jx (t) | $\Sigma$ jy (t) | Tjx (t) | Tjy (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 4.834,83 | 6.310,09 | 33.843,81 | 31.550,45 | 87 | 87 | 12,428 | 17,4 |
| III | 5.205,59 | 6.651,70 | 36.439,13 | 33.258,5 | 160 | 160 | 22,857 | 32 |
| II | 10.362,14 | 13.497,71 | 72.534,98 | 67.488,55 | 196,4 | 196,4 | 28,057 | 39,28 |

Calcul des déplacements relatifs de niveau (j) dans les 2 sens :

$$\delta j = \frac{Tj}{Rj}$$

| NIVEAU | Tjx (t) | Tjy (t) | $\delta$ jx (t/m) | $\delta$jy (t/m) | R jx (m) | R jy (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 12,428 | 17,4 | 4.834,83 | 6.310,09 | $2,570\ 10^{-3}$ | $2,757\ 10^{-3}$ |
| III | 22,857 | 32 | 5.205,59 | 6.651,70 | $4,390\ 10^{-3}$ | $4,811\ 10^{-3}$ |
| II | 28,057 | 39,28 | 10.362,14 | 13.497,71 | $2,707\ 10^{-3}$ | $2,910\ 10^{-3}$ |

7. Calcul des efforts tranchants de niveau (j) revenant à chaque poteau :

$$t_j = \frac{a_j \cdot K_j}{\sum a_j K_j} \cdot T_j \qquad t_j = \frac{a_j K_j}{D_j} \cdot T_j$$

a. Portique longitudinal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteaux types | | | | | | |
| aj kj $10^{-4}$ | 2,763 | 2,256 | 3,779 | 2,888 | 6,353 | 5,145 |
| Tjx (t) | 12,428 | 12,428 | 22,857 | 22,857 | 28,057 | 28,057 |
| Djx $10^{-4}$ | 12,801 | 12,801 | 17,113 | 17,113 | 29,349 | 29,349 |
| t j x | 2,682 | 2,190 | 5,047 | 3,857 | 6,073 | 4,918 |

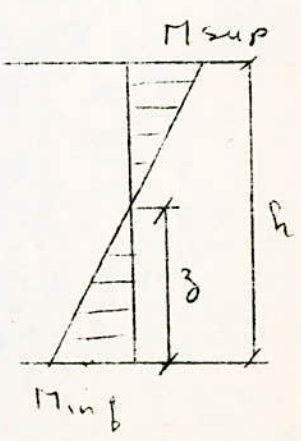
b. Portique transversal :

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| aj kj $10^{-4}$ | 1,981 | 3,391 | 3,391 | 2,456 | 5,796 | 4,625 |
| T j y | 17,4 | 17,4 | 32 | 32 | 39,28 | 39,28 |
| D j y $10^{-4}$ | 16,707 | 16,707 | 21,867 | 21,867 | 38,230 | 38,230 |
| t j y (t) | 2,654 | 2,063 | 4,962 | 3,594 | 5,955 | 4,752 |

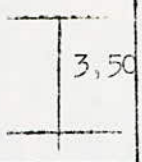
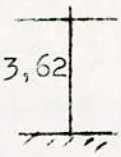
Calcul des moments en tête de poteaux :

M sup = t (h - z)

M inf = t. z.



Portique longitudinal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Types de poteaux |   | | | |   | |
| h y | 1,75 | 1,595 | 1,95 | 1,95 | 2,063 | 2,317 |
| t x | 2,682 | 2,190 | 5,047 | 3,857 | 6,073 | 4,918 |
| M sup | 4,694 | 4,216 | 9,842 | 7,521 | 9,456 | 6,408 |
| M inf | 4,694 | 3,449 | 9,842 | 7,521 | 12,529 | 11,395 |

Portique transversal :

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| h y | 1,75 | 1,575 | 1,95 | 1,872 | 2,208 | 2,353 |
| t y (t) | 2,654 | 2,063 | 4,962 | 3,594 | 5,955 | 4,752 |
| M sup | 4,645 | 3,971 | 9,476 | 7,289 | 2,408 | 6,021 |
| M inf | 4,645 | 3,249 | 9,476 | 6,728 | 13,149 | 11,181 |

Calcul des moments dans les poutres : sens longitudinal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Noeud | 1 | 2 3 | 6 | 7 - 8 | 11 | 12 - 13 | 16 | 17 et 18 |
| Ma | 0 | 0 | 3,449 | 4,694 | 7,521 | 9,842 | 11,395 | 12,529 |
| Mb | 4,216 | 4,694 | 7,521 | 9,842 | 6,408 | 9,456 | 0 | 0 |
| M1 | 4,216 | 2,347 | 10,97 | 7,268 | 13,929 | 9,649 | 11,395 | 6,264 |
| M2 | 0 | 2,347 | 0 | 7,268 | 0 | 9,649 | 0 | 6,264 |

Sens transversal :

| NIVEAU | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Noeud | A | B C D | H | I-J-K | O | P Q R | W | X-Y-Z |
| Ma | 0 | 0 | 3,249 | 4,645 | 6,728 | 9,476 | 11,181 | 13,149 |
| Mb | 3,971 | 4,645 | 7,289 | 9,476 | 6,021 | 8,408 | 0 | 0 |
| M1 | 3,971 | 2,322 | 10,588 | 7,060 | 12,249 | 8,942 | 11,181 | 6,594 |
| M2 | 0 | 2,322 | 0 | 7,060 | 0 | 8,942 | 0 | 6,574 |

Calcul des efforts tranchants sous $\overrightarrow{S\ I\ H}$ dans les traverses : portique longitudinal

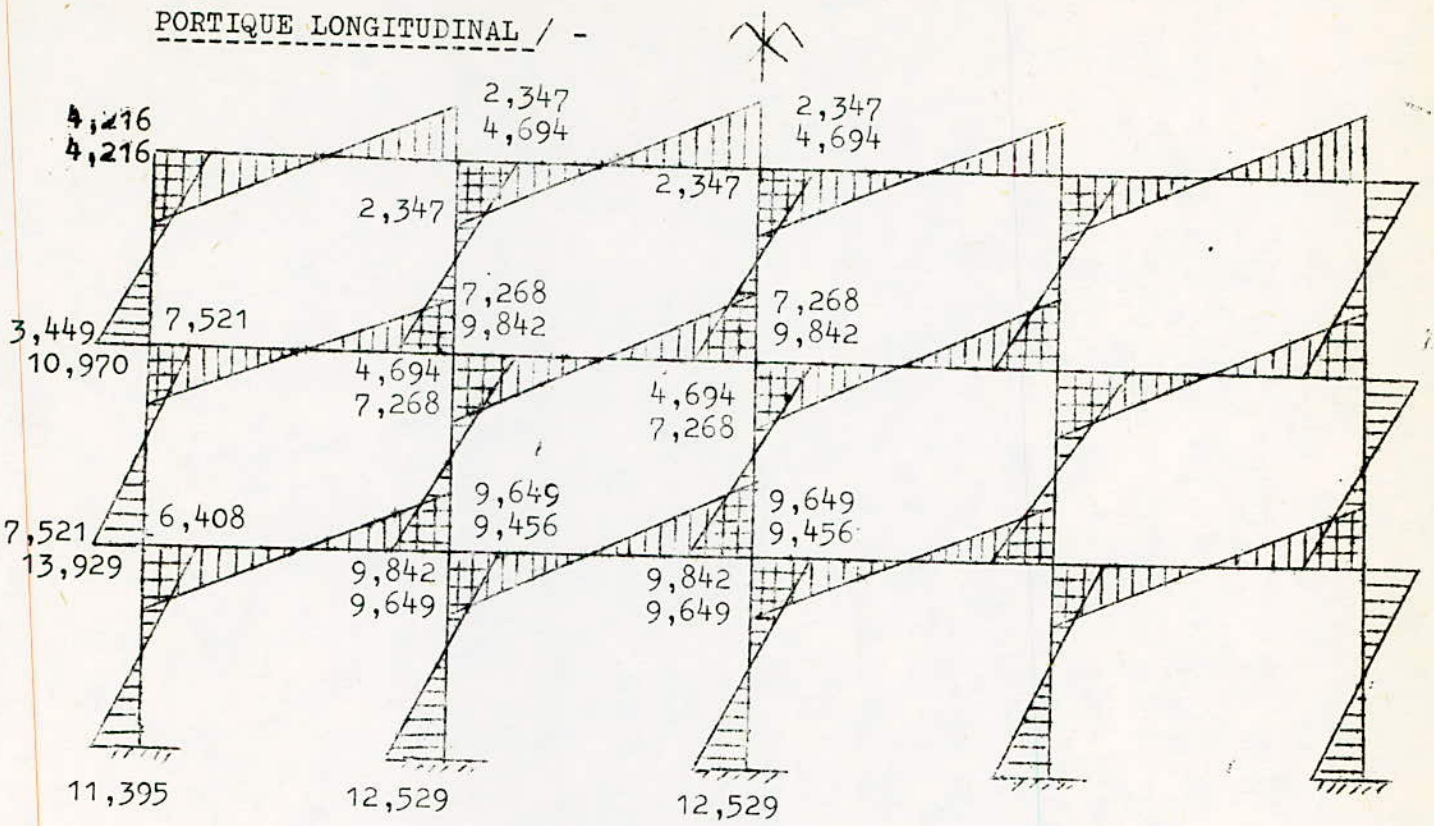
| NIVEAU | TRAVEES | (m) | Md (t/m) | Mg (t/m) | T SOUS $\overrightarrow{SIH}$ (t) | T SOUS $\overleftarrow{SIH}$ (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 2 | 7,00 | 4,216 | 2,347 | 0,937 | - 0,937 |
| | 2 - 3 | 7,00 | 2,347 | 2,347 | 0,670 | - 0,670 |
| III | 6 - 7 | 7,00 | 10,97 | 7,268 | 2,605 | - 2,605 |
| | 7 - 8 | 7,00 | 7,268 | 7,268 | 2,076 | - 2,076 |
| II | 11 - 12 | 7,00 | 13,929 | 9,649 | 3,368 | - 3,368 |
| | 12 - 13 | 7,00 | 9,649 | 9,649 | 2,757 | - 2,757 |
| I | 16 - 17 | 7,00 | 11,395 | 6,264 | 2,523 | - 2,523 |
| | 17 - 18 | 7,00 | 6,164 | 6,264 | 1,79 | - 1,79 |

Portique transversal :

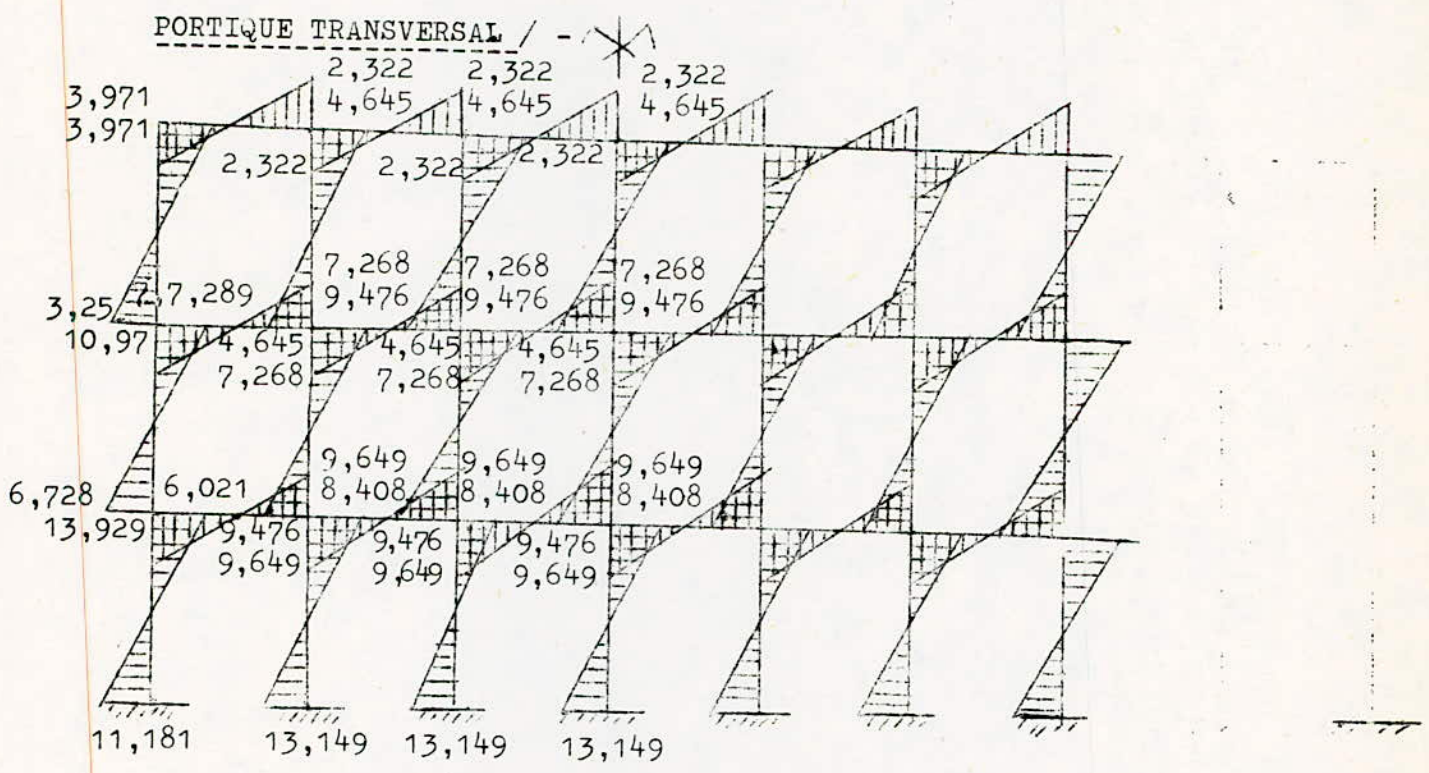
| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | A - B | 3,50 | 3,971 | 2,322 | 1,798 | - 1,798 |
| | B - C | 3,50 | 2,322 | 2,322 | 1,327 | - 1,327 |
| | C - D | 3,50 | 2,322 | 2,322 | 1,327 | - 1,327 |
| III | H - I | 3,50 | 10,538 | 7,060 | 5,028 | - 5,028 |
| | I - J | 3,50 | 7,060 | 7,060 | 4,034 | - 4,034 |
| | J - K | 3,50 | 7,060 | 7,060 | 4,034 | - 4,034 |
| II | O - P | 3,50 | 12,749 | 8,942 | 6,197 | - 6,197 |
| | P - Q | 3,50 | 8,942 | 8,942 | 5,110 | - 5,110 |
| | Q - R | 3,50 | 8,942 | 8,942 | 5,110 | - 5,110 |
| I | W - X | 3,50 | 11,181 | 6,574 | 5,073 | - 5,073 |
| | X - Y | 3,50 | 6,574 | 6,574 | 3,756 | |
| | Y - Z | 3,50 | 6,574 | 6,574 | 3,756 | |

-=- DIAGRAMME DES MOMENTS (R. P. A.) -=-

PORTIQUE LONGITUDINAL / -




PORTIQUE TRANSVERSAL / -



## -=- COMBINAISON DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES -=-

### 1°/ - PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + P + SI → | | | G + P + SI ← | | | 0,8 G + SI → | | | 0,8 G + SI ← | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ |
| IV | 1 - 2 | -13,97 | 14,22 | 2,31 | -9,27 | 12,35 | - 6,12 | -10,61 | 8,64 | 2,82 | -5,92 | 6,77 | - 5,57 |
| | 2 - 3 | -13,97 | 8,96 | -9,27 | -9,27 | 8,96 | -14 | -10,61 | 3,39 | -5,92 | -5,92 | 3,39 | -10,61 |
| III | 6 - 7 | -21 | 18,53 | 6,42 | -6,47 | 14,83 | -15,52 | -14,64 | 4,26 | 8,53 | -0,11 | 4,26 | -13,41 |
| | 7 - 8 | -21 | 13,60 | -6,47 | -6,47 | 13,60 | -21 | -14,64 | 3,03 | -0,11 | -0,11 | 3,03 | -14,64 |
| II | 11 -12 | -23,40 | 18,14 | 7,36 | -4,10 | 13,86 | -20,5 | -17,03 | 3,30 | 10,40 | 2,27 | 3,30 | -17,45 |
| | 12 -13 | -23,40 | 13,60 | -4,10 | -4,10 | 13,60 | -23,40 | -17,03 | 3,03 | 2,27 | 2,27 | 3,03 | -17,02 |
| I | 16 -17 | -23,40 | 18,14 | 7,36 | -4,10 | 13,86 | -20,50 | -17,00 | 3,30 | 10,40 | 2,30 | 3,30 | -17,45 |
| | 17 -18 | -23,40 | 13,60 | -4,10 | -4,10 | 13,60 | -23,40 | -17,00 | 3,03 | 2,30 | 2,30 | 3,03 | -17,02 |

2°/ - PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $M_t$ |
| IV | A - B | -3,01 | 1,61 | 3,91 | 1,63 | - 0,04 | - 4,03 | -2,85 | 1,34 | 3,92 | 1,80 | -0,303 | - 4,02 |
| | B - C | -3,01 | 0,48 | 1,63 | 1,63 | 0,48 | - 3,01 | -2,85 | 0,22 | 1,80 | 1,80 | 0,22 | - 2,85 |
| | C - D | -3,01 | 0,48 | 1,63 | 1,63 | 0,48 | - 3,01 | -2,85 | 0,22 | 1,80 | 1,80 | 0,22 | - 2,85 |
| III | H - I | -7,80 | 2,58 | 10,44 | 6,32 | -0,90 | -10,64 | -7,57 | 2,21 | 10,44 | 6,55 | -1,27 | -10,64 |
| | I - J | -7,80 | 0,58 | 6,32 | 6,32 | 0,58 | - 7,80 | -7,57 | 0,21 | 6,55 | 6,55 | 0,21 | - 7,57 |
| | J - K | -7,80 | 0,58 | 6,32 | 6,32 | 0,58 | - 7,80 | -7,57 | 0,21 | 6,55 | 6,55 | 0,21 | - 7,57 |
| II | O - P | -9,68 | -1,10 | 12,52 | 8,20 | -1,10 | -13 | -9,45 | 2,33 | 12,60 | 8,43 | -1,47 | -12,91 |
| | P - Q | -9,68 | 0,58 | 8,21 | 8,20 | 0,58 | - 9,68 | -9,45 | 0,21 | 8,43 | 8,43 | 0,21 | - 9,45 |
| | Q - R | -9,68 | 0,58 | 8,21 | 8,20 | 0,58 | - 9,68 | -9,45 | 0,21 | 8,43 | 8,43 | 0,21 | - 9,45 |
| I | W - X | -9,70 | -1,10 | 12,50 | 8,10 | -1,10 | -13 | -9,45 | 2,33 | 12,60 | 8,40 | -1,47 | -12,91 |
| | X - Y | -9,70 | 0,60 | 8,20 | 8,10 | 0,58 | -10 | -9,50 | 0,21 | 8,40 | 8,40 | 0,21 | - 9,50 |
| | Y - Z | -9,70 | 0,60 | 8,20 | 8,10 | 0,58 | -10 | -9,50 | 0,21 | 8,40 | 8,40 | 0,21 | - 9,50 |

## -=- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES -=-

1°/ - PORTIQUE LONGITUDINAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ |
| IV | 1 - 2 | 8,7 | 13,35 | 10,57 | 11,47 | 5,92 | 9,76 | 7,80 | 9,90 |
| | 2 - 3 | 10,357 | 13,25 | 11,70 | 12,0 | 7,17 | 8,51 | 8,51 | 7,20 |
| III | 6 - 7 | 9,18 | 16,95 | 14,33 | 11,74 | 3,70 | 10,31 | 8,90 | 5,10 |
| | 7 - 8 | 11,66 | 14,41 | 14,41 | 11,64 | 5,63 | 8,37 | 8,37 | 6,63 |
| II | 11 - 12 | 8,64 | 17,43 | 15,40 | 10,70 | 3,08 | 11 | 9,82 | 4,18 |
| | 12 - 13 | 10,28 | 15,79 | 15,79 | 10,28 | 4,24 | 7,76 | 9,76 | 4,24 |
| I | 16 - 17 | 9 | 17 | 15 | 11 | 3 | 11 | 5,80 | 4,0 |
| | 17 - 18 | 10 | 16 | 16 | 10 | 4,3 | 10 | 10 | 4 |

2°/ - PORTIQUE TRANSVERSAL / -

| NIVEAUX | TRAVEES | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ | $T_W$ | $T_e$ |
| IV | A - B | - 0,665 | 3,29 | 2,93 | - 0,306 | - 0,928 | 2,944 | 2,667 | - 0,652 |
| | B - C | - 0,014 | 2,64 | 2,64 | - 0,014 | - 0,319 | 2,335 | 2,335 | - 0,319 |
| | C - D | - 0,014 | 2,64 | 2,64 | - 1,365 | - 0,319 | 2,335 | 2,335 | - 0,319 |
| III | H - I | - 3,801 | 6,594 | 6,255 | - 3,462 | - 4,175 | 6,116 | 5,880 | - 3,94 |
| | I - J | - 2,64 | 5,43 | 5,43 | - 2,64 | - 3,06 | 5,004 | 5,004 | - 3,064 |
| | J - K | - 2,64 | 5,43 | 5,43 | - 2,64 | - 3,06 | 5,004 | 5,004 | - 3,064 |
| II | O - P | - 4,95 | 7,74 | 7,45 | - 4,66 | - 5,33 | 7,27 | 7,07 | - 5,13 |
| | P - Q | - 3,71 | 6,51 | 6,51 | - 3,71 | - 4,14 | 6,08 | 6,08 | - 4,14 |
| | Q - R | - 3,71 | 6,51 | 6,51 | - 3,71 | - 4,14 | 6,08 | 6,08 | - 4,14 |
| I | W - X | - 5 | 8 | 7,5 | - 4,70 | - 5,50 | 7,30 | 7,10 | - 5,20 |
| | X - Y | - 4 | 7 | 6,50 | - 3,70 | - 4,20 | 6,10 | 6,10 | - 4,20 |
| | Y - Z | - 4 | 7 | 6,50 | - 3,70 | - 4,20 | 6,10 | 6,10 | - 4,20 |

## MOMENTS DANS LES POTEAUX

1. Portique longitudinal :

| NIVEAU | POTEAU | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf |
| IV | 1 - 6 | 6,12 | - 5,08 | - 2,31 | 1,84 | 5,57 | - 4,31 | - 2,86 | 2,58 | 6,96 | - 5,75 | - 3,15 | 2,53 |
| | 2 - 7 | 4,69 | - 4,69 | - 4,69 | 4,69 | 4,69 | - 4,69 | - 4,69 | 4,69 | 5,63 | - 5,63 | - 5,63 | 5,63 |
| | 3 - 8 | 4,69 | - 4,69 | - 4,69 | 4,69 | 4,69 | - 4,69 | - 4,69 | 4,69 | 5,63 | - 5,63 | - 5,63 | 5,63 |
| III | 6 - 11 | 9,67 | - 9,81 | - 5,38 | 5,23 | 8,47 | - 8,75 | - 6,58 | 6,30 | 11,17 | - 11,31 | - 6,88 | 6,74 |
| | 7 - 12 | 9,84 | - 9,84 | - 9,84 | 9,84 | 9,84 | - 9,84 | - 9,84 | 9,84 | 11,81 | - 11,81 | - 11,81 | 11,81 |
| | 8 - 13 | 9,84 | - 9,84 | - 9,84 | 9,84 | 9,84 | - 9,84 | - 9,84 | 9,84 | 11,81 | - 11,81 | - 11,81 | 11,81 |
| II | 11 - 16 | 10,69 | - 15,68 | - 2,13 | 7,12 | 8,70 | - 13,73 | - 4,11 | 9,17 | 11,97 | - 17,95 | - 3,41 | 9,40 |
| | 12 - 17 | 9,46 | - 12,53 | - 9,46 | 12,53 | 9,46 | - 12,53 | - 9,46 | 17,53 | 11,35 | - 15,03 | - 11,35 | 15,03 |
| | 13 - 18 | 9,46 | - 12,53 | - 9,46 | 12,53 | 9,46 | 12,53 | - 9,46 | 17,53 | 11,35 | - 15,03 | - 11,35 | 15,03 |
| I | 16 - 21 | 9,726 | - 10 | - 9,726 | - 10 | 5,22 | - 10 | 5,22 | - 10 | 9,726 | - 10 | 9,726 | - 10 |
| | 17 - 22 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 18 - 23 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

## MOMENTS DANS LES POTEAUX

2. Portique transversal :

| NIVEAU | POTEAU | G + P + SI | | G + P + SI | | 0,8 G + SI | | 0,8 G + SI | | G + P + 1,2 SI | | G + P + 1,2 SI | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | M Sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf | M sup | M inf |
| IV | A - H | 6,08 | - 11,23 | - 5,96 | 11,13 | 6,07 | - 11,22 | - 5,97 | 11,14 | 7,29 | - 13,47 | - 7,16 | 13,36 |
| | B - I | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 10,09 | - 15,78 | - 10,09 | 15,78 |
| | C - J | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 10,09 | - 15,78 | - 10,09 | 15,78 |
| | D - K | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 8,41 | - 13,15 | - 8,41 | 13,15 | 10,09 | 15,78 | 10,09 | 15,78 |
| III | H O | 7,38 | - 6,81 | - 7,20 | 6,65 | 7,35 | - 6,78 | - 7,22 | 6,67 | 8,84 | 8,15 | 8,65 | 8,0 |
| | I P | 9,48 | - 9,48 | - 9,48 | 9,48 | - 9,48 | 9,48 | - 9,48 | 9,48 | 11,37 | 11,37 | 11,37 | 11,37 |
| | I Q | 9,48 | - 9,48 | - 9,48 | 9,48 | - 9,48 | 9,48 | - 9,48 | 9,48 | 11,37 | 11,37 | 11,37 | 11,37 |
| | K R | 9,48 | - 9,48 | - 9,48 | 9,48 | - 9,48 | - 9,48 | - 9,48 | 9,48 | 11,37 | - 11,37 | - 11,37 | 11,37 |
| II | O - W | 4,12 | - 3,40 | - 3,82 | 3,10 | 4,07 | - 3,35 | - 3,87 | 3,14 | 4,92 | - 4,05 | - 4,61 | 3,75 |
| | P - X | 4,64 | - 4,64 | - 4,64 | 4,64 | 4,65 | - 4,64 | - 4,65 | 4,65 | 5,57 | 5,57 | - 5,57 | 5,57 |
| | Q - Y | 4,64 | - 4,64 | - 4,64 | 4,64 | 4,65 | - 4,64 | - 4,65 | 4,65 | 5,57 | 5,57 | - 5,57 | 5,57 |
| | R - Z | 4,64 | - 4,64 | - 4,64 | 4,64 | 4,65 | - 4,64 | - 4,65 | 4,65 | 5,57 | 5,57 | 5,57 | 5,57 |
| I | W - W' | 0,415 | - 0,5 | 0,415 | - 0,45 | 0,30 | - 0,28 | 0,30 | - 0,28 | 0,415 | - 0,5 | 0,415 | - 0,5 |
| | X - X' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Y - Y' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Z - Z' | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX :

1. Portique longitudinal :

| COMBINAISONS | | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NIVEAU | Poteaux | N | N Cum | N | N Cum | N | N Cum | N | N Cum | N | N Cum | N | N Cum |
| IV | 1 - 6 | 8,70 | 8,70 | 10,57 | 10,57 | 5,92 | 5,92 | 7,89 | 7,89 | 8,51 | 8,51 | 10,76 | 10,76 |
| | 2 - 7 | 4,95 | 4,95 | 4,42 | 4,42 | 1,93 | 1,93 | 1,40 | 1,40 | 5,00 | 5,00 | 4,37 | 4,37 |
| | 3 - 8 | 23,44 | 23,44 | 23,44 | 23,44 | 16,67 | 16,67 | 16,67 | 16,67 | 23,44 | 23,44 | 23,44 | 23,44 |
| III | 6 - 11 | 10,19 | 18,89 | 15,40 | 25,97 | 4,76 | 10,68 | 10,0 | 17,89 | 9,67 | 18,18 | 15,92 | 26,68 |
| | 7 - 12 | 29,0 | 33,95 | 28,00 | 32,42 | 16,31 | 18,24 | 15,25 | 16,65 | 29,07 | 34,07 | 27,82 | 32,19 |
| | 8 - 13 | 29,36 | 56,80 | 29,36 | 52,80 | 15,78 | 32,44 | 15,78 | 32,44 | 28,46 | 51,89 | 28,46 | 51,89 |
| II | 11 - 16 | 10,20 | 29,10 | 16,93 | 42,90 | 4,64 | 15,32 | 11,38 | 29,27 | 9,53 | 27,71 | 17,61 | 49,80 |
| | 12 - 17 | 29,27 | 63,22 | 28,05 | 60,47 | 16,72 | 34,96 | 15,50 | 47,94 | 29,40 | 63,47 | 27,92 | 79,82 |
| | 13 - 18 | 28,66 | 85,46 | 28,66 | 81,46 | 16,11 | 48,55 | 16,11 | 48,55 | 28,66 | 80,56 | 28,66 | 80,56 |
| I | 16 - 21 | 15,52 | 44,62 | 15,52 | 44,62 | 7,992 | 23,31 | 7,992 | 37,26 | 15,52 | 43,23 | 15,52 | 65,32 |
| | 17 - 22 | 26,84 | 90,06 | 26,84 | 90,06 | 13,81 | 58,27 | 13,81 | 61,75 | 26,84 | 90,31 | 26,84 | 106,66 |
| | 18 - 23 | 27,20 | 112,66 | 27,20 | 112,66 | 14 | 62,55 | 14 | 62,55 | 27,20 | 107,76 | 27,20 | 107,76 |

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX :

2. Portique transversal :

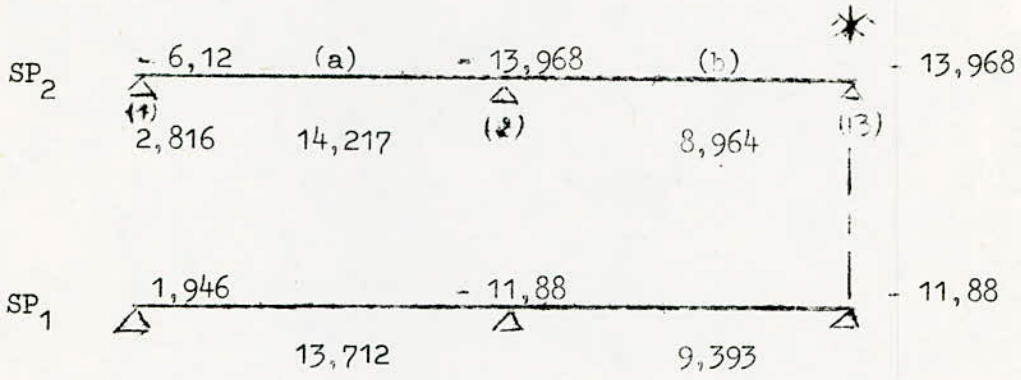
| COMBINAISON | | G + P + $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + $\overleftarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overrightarrow{SI}$ | | 0,8 G + $\overleftarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$ | | G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NIVEAU | POTEAUX | N | N Cum | N | N cum | N | N cum | N | N Cum | N | N Cum | N | N Cum |
| IV | A - H | - 0,66 | - 0,66 | 2,93 | 2,93 | - 0,93 | - 2,93 | 2,67 | 2,67 | - 1,03 | - 1,03 | 3,30 | 3,30 |
| | B - I | 3,27 | 3,27 | 2,33 | 2,33 | 2,62 | 2,33 | 1,68 | 1,68 | 3,37 | 3,37 | 2,24 | 2,24 |
| | C - J | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,02 | 2,24 | 2,02 | 2,02 | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,24 |
| | D - K | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,02 | 2,24 | 2,02 | 2,02 | 2,24 | 2,24 | 2,24 | 2,24 |
| III | H - O | - 2,73 | - 3,39 | 7,33 | 10,26 | - 3,00 | - 5,93 | 6,95 | 9,62 | - 3,13 | - 4,16 | 8,33 | 11,62 |
| | I - P | 5,03 | 8,30 | 3,04 | 5,37 | 4,12 | 6,46 | 2,71 | 4,40 | 5,23 | 8,60 | 5,03 | 7,27 |
| | J - Q | 3,87 | 6,11 | 3,87 | 6,11 | 3,01 | 5,25 | 3,01 | 5,03 | 3,87 | 6,11 | 3,87 | 6,11 |
| | K - R | 3,87 | 6,11 | 3,87 | 6,11 | 3,01 | 5,25 | 3,01 | 5,03 | 3,87 | 6,11 | 3,87 | 6,11 |
| II | O - W | - 3,38 | - 6,77 | 9,01 | 19,27 | - 3,77 | 9,70 | 8,63 | 18,25 | 4,62 | 8,78 | 10,25 | 21,87 |
| | P - X | 5,58 | 13,89 | 3,41 | 8,78 | 9,63 | 16,08 | 2,51 | 6,91 | 5 80 | 14,4 | 3,19 | 10,46 |
| | Q - Y | 4,35 | 10,46 | 4,35 | 10,46 | 3,50 | 8,75 | 3,50 | 8,53 | 4,35 | 10,46 | 4,35 | 10,46 |
| | R - Z | 4,35 | 10,46 | 4,35 | 10,46 | 3,50 | 8,75 | 3,50 | 8,53 | 4,35 | 10,46 | 4,35 | 10,46 |
| I | W - W' | - 1,49 | - 8,26 | - 1,49 | 17,78 | 1,021 | 8,68 | 1,021 | 19,27 | - 1,49 | 7,29 | 1,49 | 20,38 |
| | X - X' | 2,69 | 16,58 | 2,69 | 11,47 | 1,89 | 17,97 | 1,89 | 8,80 | 2,69 | 17,09 | 2,69 | 13,15 |
| | Y - Y' | 2,79 | 13,25 | 2,79 | 13,25 | 1,94 | 10,69 | 1,94 | 10,47 | 2,79 | 13,25 | 2,79 | 13,25 |
| | Z - Z' | 2,79 | 13,25 | 2,79 | 13,25 | 1,94 | 10,69 | 1,94 | 10,47 | 2,79 | 13,25 | 2,79 | 13,25 |

## FERRAILLAGE DES POUTRES ET VERIFICATIONS :

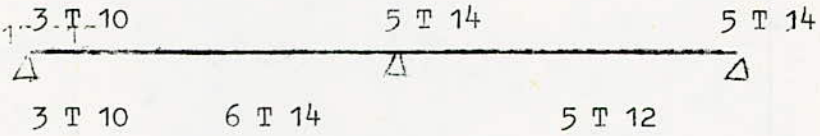
### A. Portique longitudinal :

#### a. Amatures longitudinales :

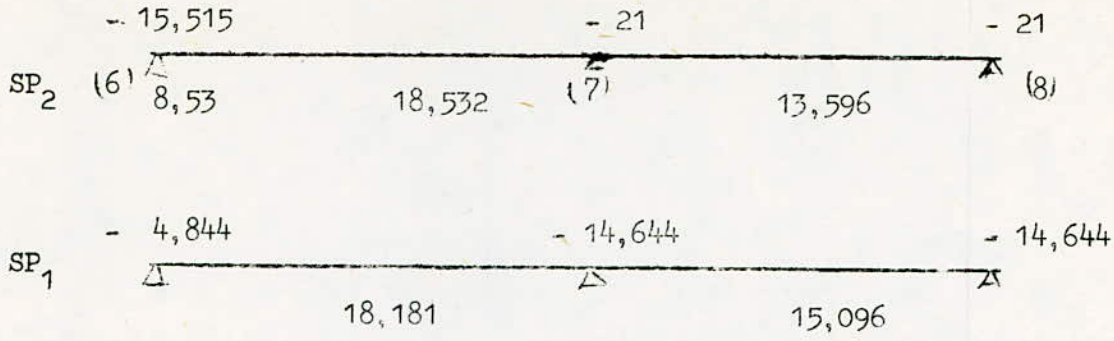
Niveau IV :



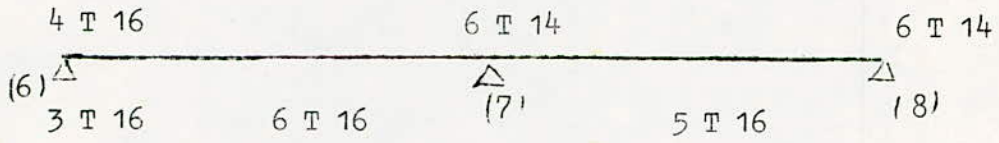

| | $\bar{\sigma}_a$ kg/cm2 | M (tm) | $\mu$ | $\varepsilon$ | k | $\sigma'_b$ kg/cm2 | A CAL (cm2) | A CHOISIE (cm2) | ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | 4.200 | 2,816 | 0,0074 | 0,9612 | 114 | 36,84 | 1,04 | 2,35 | 3 T 10 |
| Appui de rive | 4.200 | - 6,12 | 0,0162 | 0,9437 | 73,75 | 57 | 2,30 | 2,35 | 3 T 10 |
| Appui inter | 2.800 | - 11,88 | 0,0472 | 0,9084 | 39,6 | 70,7 | 6,97 | 7,70 | 5 T 14 |
| Travée (a) | 2.800 | + 13,712 | 0,0545 | 0,9025 | 36,3 | 77,13 | 8,1 | 9,24 | 6 T 14 |
| Travée (b) | 2.800 | 9,393 | 0,0374 | 0,9174 | 45,6 | 61,4 | 5,56 | 5,65 | 5 T 12 |



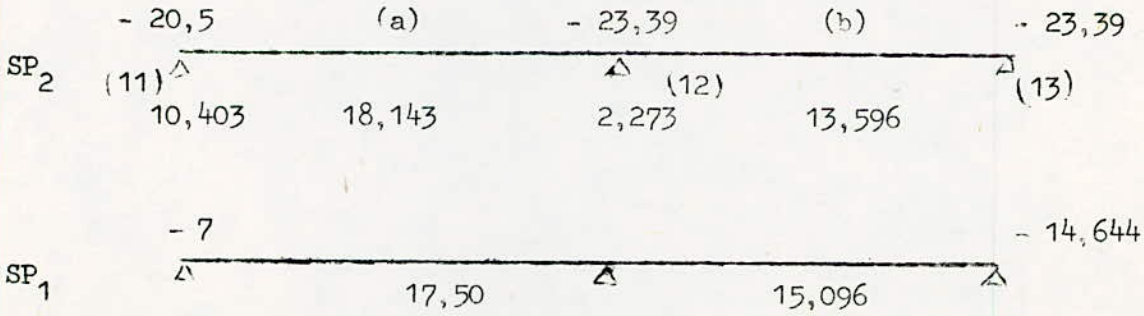
Niveau III :



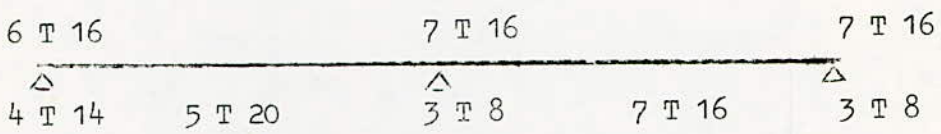

| | | $\overline{\sigma_a}$ KG/CM2 | M(tm) | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\sigma_b$ Th' KG/CM2 | A CAL (CM2) | A CHOISIE (CM2) | ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | | 4.200 | 8,53 | 0,0226 | 0,9342 | 61 | 68,85 | 3,24 | 4,62 | 3 T 14 |
| Appui de rive | | 4.200 | - 15,515 | 0,0411 | 0,9140 | 43,1 | 97,45 | 6,03 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui inter | | 4.200 | - 21 | 0,0557 | 0,9017 | 35,81 | 117,28 | 8,276 | 9,24 | 6 T 14 |
| Travée | (a) | 2.800 | 18,181 | 0,0723 | 0,8900 | 30,35 | 92,26 | 10,89 | 12,10 | 6 T 16 |
| | (b) | 2.800 | 15,096 | 0,0600 | 0,8984 | 34,2 | 81,87 | 8,96 | 10,05 | 5 T 16 |




Niveau II :

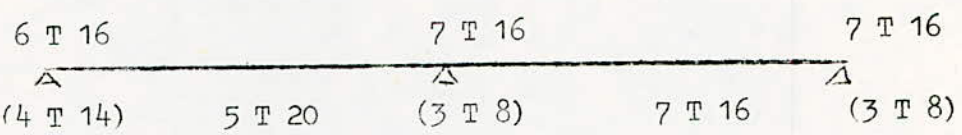


| | | $\overline{\sigma_a}$ KG/CM2 | M (tm) | $\alpha$ | $\xi$ | K | $\overline{\sigma_b}$ KG/CM2 | A CAL (CM2) | A CHOISIE (CM2) | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | | 4.200 | 10,403 | 0,0560 | 0,9014 | 35,7 | 117,64 | 5,846 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui de rive | | 4.200 | 20,5 | 0,1105 | 0,8690 | 23,15 | 181,42 | 11,95 | 12,10 | 6 T 16 |
| Appui inter | | 4.200 | 2,275 | 0,0122 | 0,9507 | 86,5 | 48,55 | 1,21 | 1,50 | 3 T 8 |
| Appui inter | | 4.200 | 23,39 | 0,1260 | 0,8620 | 21,25 | 197,65 | 13,74 | 14,07 | 7 T 16 |
| Travée | (a) | 2.800 | 17,503 | 0,1415 | 0,8557 | 19,65 | 142,49 | 15,54 | 15,71 | 5 T 20 |
| | (b) | 2.800 | 15,096 | 0,1220 | 0,8638 | 21,7 | 129,03 | 13,28 | 14,07 | 7 T 16 |




Niveau I :

Les efforts sont peu différents de ceux du niveau II, donc le ferraillage sera le même.




Vérification des amatures longitudinales :

a. Portique longitudinal :

* Vérification de la flèche (art. 61 du CCBA 68)

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la flèche en général, il y a 3 conditions à vérifier, cependant, celle qu'on va voir ci-dessous est la plus restrictive :

$$\frac{A}{b_o \cdot h} \leqslant \frac{43}{\sigma_{en}} \qquad \text{avec} \quad \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ \sigma_{en} = 4.200 \text{ kg/m2} \\ h = 67 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A \leqslant \frac{43\, b_o h}{\sigma_{en}} = \frac{43.\,30.\,67}{4.200} = 20,57 \text{ cm2}$$

vérifiée pour toutes les sections en travée

* Condition de non fragilité :

$$A \geq 0{,}69 \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \cdot b.h$$

$$A \geq 0{,}69 \frac{5{,}9}{4200} 30.67 = 1{,}95 \text{ cm}^2$$ vérifiée pour toutes les sections.

* Condition de non écrasement du béton :

La condition à vérifier est la suivante :

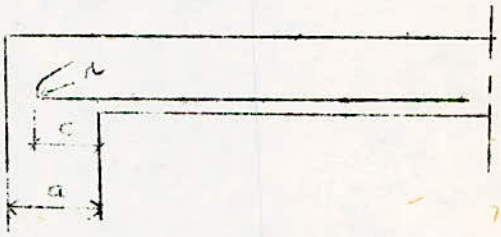
$$\nu \geq 0{,}10 \; \phi \frac{\overline{\sigma_a}}{\sigma'_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d1}\right) \nu$$

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| $\nu = 5{,}5\,\phi$ | 5,5 | 8,8 | 8,8 | 8,8 |
| $0{,}10\,\phi \frac{\overline{\sigma_a}}{\sigma'_{bo}} \left\{1 + \frac{\phi}{d1}\right\} \nu$ | 5,42 | 8,34 | 8,34 | 8,34 |

Donc la condition est vérifiée pour tous les niveaux.

Condition aux appuis :

* Béton :




La longueur de l'appui doit vérifier la condition suivante :

$$C \geq \frac{2\,T}{b\,\overline{\sigma'_{bo}}} = c_o$$

Co : largeur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$C = a - (d + \nu)$

$\nu = 5{,}5\,\phi$

$\phi$ = diamètre des barres inférieures

d = 3 cm

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| T (t) | 9,851 | 12,5 | 12,8 | 13 |
| C (cm) | 26,5 | 31,2 | 36,2 | 36,2 |
| Co (cm) | 9,58 | 12,16 | 12,46 | 12,5 |

Co vérifiée pour tous les niveaux

*Condition d'écrasement du béton :

Amatures inférieures :

Sur les appuis, les sections d'amatures inférieures doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z}$$

M = mt dans la section d'appui pris avec son signe

| NIVEAU | IV | III | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SECTION EN APPUI | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| M (t cm) | 281,6 | 853 | 1.040,3 | 227,3 | 1.040,1 | 227 |
| T (t) | 10,574 | 14,328 | 15,38 | 15,794 | 15,4 | 16 |
| A (cm2) | 2,35 | 3,39 | 6,03 | 1,50 | 6 | 1,5 |
| $\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{Z \cdot \bar{\sigma}_a}$ | 3,66 | 6,87 | 7,88 | 4,68 | 8 | 4,7 |

$\bar{\sigma}_a$ = 4.200 kg/cm2

z = 7/8 h

z = 58,625 cm

$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$ n'étant pas vérifiée, on adoptera donc d'autres sections.

| NIVEAU | IV | III | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SECTION | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| A adopte cm2 | 4,62 | 7,70 | 8,04 | 6,03 | 8,04 | 6,03 |
| ø | 3 T 14 | 5 T 14 | 4 T 16 | 3 T 16 | 4 T 16 | 3 T 16 |

Condition d'ancrage :

La courbure des aciers (aux appuis) est à 45°, la condition à vérifier pour la longueur d'ancrage est la suivante :

$$\ell_1 + 2{,}56 . \ell_3 \geq \ell_d - 3{,}92 . r$$

$$\ell_3 = 6\ \phi \qquad \ell_d = \frac{\phi\ \bar{\sigma}_a}{4\ \bar{\tau}_d}$$

$$\ell_1 = C$$

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| $\bar{\tau}_d$ | 17,7 | 17,7 | 17,7 | 17,7 |
| $\ell_1 = C$ (cm) | 26,5 | 31,2 | 36,2 | 36,2 |
| $\ell_3$ (cm) | 8,4 | 8,4 | 9,6 | 10 |
| $\ell_d$ | 39,55 | 63,27 | 63,27 | 63,3 |
| $r$ | 7,7 | 7,7 | 8,8 | 9 |
| $\ell_1 + 2{,}56 . \ell_3$ | 48,50 | 52,70 | 60,77 | 60,8 |
| $\ell_d + 3{,}92 . r$ | 9,36 | 33,08 | 28,77 | 28,8 |

D'après le R.P.A. 81, 2,56 $\ell_3 \geq 20\ \phi$ pour les amatures supérieures

$\ell_1 + 2{,}56\ \ell_3 \geq$ Max (30 $\phi$ ; 50 cm) pour les amatures inférieures.

Pour les amatures supérieures, la condition 2,56 $\ell_3 \geq 20\ \phi$ n'est pas vérifiée, donc, on adoptera une longueur d'ancrage $\ell_1 + 20\ \phi$

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| $\ell_3 = 20\ \phi$ (cm) | 20 | 32 | 32 | 32 |
| $\ell_1 + 20\ \phi$ | 50 | 68,2 | 68,2 | 68,2 |

Vérification des contraintes :

Les sections seront vérifiées sous leurs moments les plus défavorables.

La méthode de vérification utilisée est celle de P. CHARON

$$\bar{W} = \frac{100\,A}{b.h} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon \\ K \end{cases} ; \qquad \sigma_a = \frac{\Pi}{A.\varepsilon.h} ; \qquad \sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{K}$$

On vérifie les deux conditions suivantes :

$$\bar{\sigma}_a > \sigma_a$$
$$\bar{\sigma}_{b'} > \sigma_{b'}$$

Sous S P1 :

$\bar{\sigma}_a$ = 2.800 kg/cm2

$\bar{\sigma}_{b'}$ = 137,7 kg/cm2

Sous S P2 :

$\bar{\sigma}_a$ = 4.200 kg/cm2

$\bar{\sigma}_{b'}$ = 206,55 kg/cm2

Vérification des contraintes :

| NIVEAU | SECTION | 1 | 2 ET 3 | (a) | (b) |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | M tm | - 6,12 (SP2) | -11,88(SP1) | 13,712 (SP1) | 9,393 (SP1) |
| | A (cm2) | 2,35 | 7,70 | 9,24 | 5,65 |
| | W | 0,12 | 0,38 | 0,46 | 0,28 |
| | $\sigma$ a | 4.124,08 | 2.544,78 | 24,69 | 2.707,6 |
| | $\sigma$ b' | 57,28 | 67,68 | 73,48 | 60,44 |
| III | M tm | 15,515 (SP2) | 21 (SP2) | 18,181 (SP1) | 15,096 (SP1 |
| | A (cm2) | 8,04 | 9,24 | 12,10 | 10,05 |
| | W | 0,4 | 0,459 | 0,602 | 0,5 |
| | $\sigma$ a | 2.983,72 | 3.781,2 | 2.533,47 | 2.509,14 |
| | $\sigma$ b' | 23,13 | 112,53 | 88,74 | 78,54 |
| II | M tm | 20,5 (SP2) | 23,39(SP2) | 17,503 (SP1) | 15,096 (SP1) |
| | A (cm2) | 12,10 | 14,07 | 15,71 | 14,07 |
| | W | 0,60 | 0,70 | 0,78 | 0,70 |
| | $\sigma$ a | 2.856,3 | 2.825 | 1.904,57 | 1.823,26 |
| | $\sigma$ b' | 99,87 | 108,24 | 78,056 | 69,85 |
| I | M tm | 20,5 (SP2) | 23,4 (SP2) | 17,503 (SP1) | 15,1 (SP1) |
| | A (cm2) | 12 | 14 | 15,7 | 14 |
| | W | 0,6 | 0,7 | 0,78 | 0,7 |
| | $\sigma$ a | 2.856 | 2.825 | 1.904,6 | 1.823,26 |
| | $\sigma$ b' | 99,8 | 108,2 | 78,05 | 69,8 |

Vérification à la fissuration :

| NIVEAU | A (cm2) | BY | $\partial f$ | $\sigma 1$ | $\sigma 2$ | $\bar{\sigma}_a$ | $\sigma_a$ | SECTION ET TYPE DE SOLLICITATION | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | $\emptyset$ = 1,4<br>9,24 | 180 | 0,051 | 57.399,7 | 7.632,7 | 2.800 | 2.469 | $SP_1$ | (a) |
| III | $\emptyset$ = 1,6<br>12,10 | 180 | 0,067 | 60.179,6 | 7.139,75 | 2.800 | 2.533,47 | $SP_1$ | (a) |
| II | $\emptyset$ = 2,0<br>15,71 | 180 | 0,087 | 55.828,8 | 6.386 | 2.800 | 1.904,57 | $SP_1$ | (a) |
| | $\emptyset$ = 2,0<br>15,7 | 180 | 0,087 | 55.829 | 6.386 | 2.800 | 1.904,6 | $SP_1$ | (a) |

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma 1, \sigma 2) \end{cases}$$

Cette condition est vérifiée pour toutes les sections, donc pas de fissuration.

Amatures transversales :

L'effort tranchant de calcul pour les amatures transversales est donné par l'expression suivante :

$$T_c = 1{,}1 \frac{Mg + Md}{L} + To$$

Avec Mg et Md, les moments max des 2 extrémités de la poutre et To l'effort tranchant dû à la totalité des charges verticales pour la poutre isostatique équivalente.

* Espacement :

- Dans la zone nodale et en travée si les amatures comp. ne sont pas nécessaires

$$\Delta \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\,\emptyset, 30\text{ cm} \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$\Delta \leq \frac{h}{2}$$

$\bar{\sigma}_b{}' = 103{,}3$ kg/cm2 $(SP_2)$

$\bar{\sigma}_b = 5{,}9$ $(SP_1)$

| NIVEAU | To | Mg | Md | Tc | $\sigma'_b$ (kg/cm2) | $\varepsilon_b$ | $(4,5 - \frac{\sigma_b}{E_b}) h$ | At | t | E |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 12,689 | 1,946 | 11,88 | 14,861 | 67,68 | 8,45 | 22,68 | 2,01 | 13 | 16 |
| III | 15,3 | 4,844 | 14,644 | 18,362 | 112,53 | 10,44 | 20,12 | 2,01 | 10,27 | 16 |
| II | 15 | 7 | 14,644 | 18,40 | 108,24 | 10,46 | 20,36 | 2,01 | 10,24 | 16 |
| I | 15 | 7 | 14,6 | 18,4 | 108,24 | 10,46 | 20,36 | 2,01 | 10,24 | 16 |

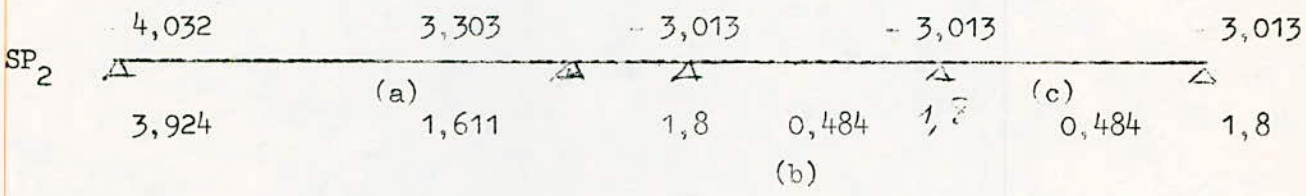
B. Portique transversal :

a) Amatures longitudinales :

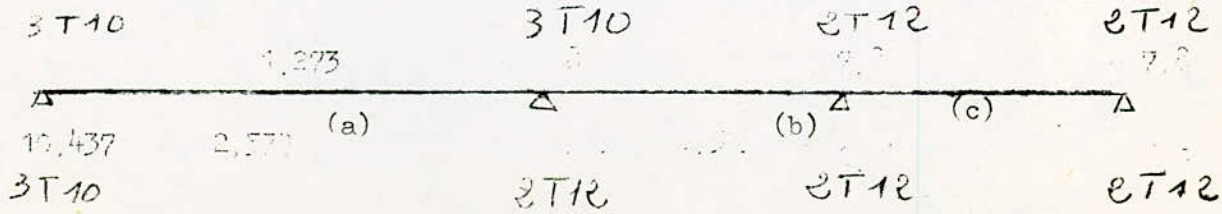
ht = 50 cm  b = 30 cm

h = 47 cm  d = d' = 3 cm

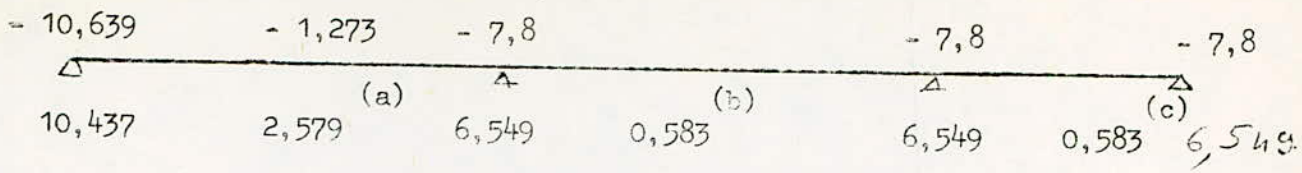
Niveau IV :



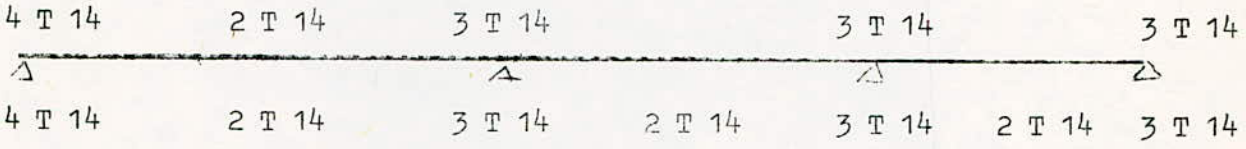

| | | $\bar{\sigma}_a$ KG/CM2 | M (tm) | $\mu$ | $\xi$ | k | $\sigma'_b$ KG/CM2 | A CAL CM2 | A CHOISIE CM2 | ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | | 4.200 | 3,924 | 0,0211 | 0,9363 | 63,5 | 66,14 | 2,12 | 2,35 | 3 T 10 |
| Appui de rive | | 4.200 | 4,032 | 0,0217 | 0,9355 | 62,5 | 67,2 | 2,18 | 2,35 | 3 T 10 |
| Appui inter | | 4.200 | 1,8 | 0,0097 | 0,9558 | 98,0 | 42,85 | 0,95 | 2,26 | 2 T 12 |
| Appui inter | | 4.200 | 3,013 | 0,0162 | 0,9436 | 73,75 | 56,95 | 1,62 | 2,35 | 3 T 10 |
| Travée | a | 4.200 | 1,611 | 0,0087 | 0,9580 | 104 | 40,38 | 0,852 | 2,26 | 2 T 12 |
| | b | 4.200 | 0,303 | 0,0016 | 0,9815 | 255 | 16,47 | 0,16 | 2,26 | 2 T 12 |
| | c | 4.200 | 0,484 | 0,0026 | 0,9765 | 198 | 21,21 | 0,25 | 2,26 | 2 T 12 |



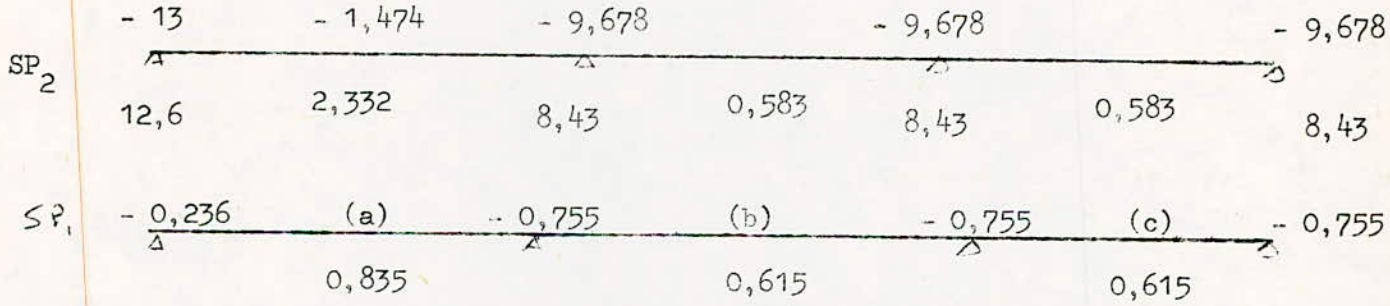
Niveau III :




| | | $\bar{\sigma}_a$ KG/CM2 | M (tm) | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\bar{\sigma}_b$ KG/CM2 | A CAL CM2 | A CHOISIE | Ø |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | | 4.200 | 10,437 | 0,0562 | 0,9013 | 35,6 | 117,97 | 5,87 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui de rive | | 4.200 | - 10,639 | 0,0573 | 0,9004 | 35,2 | 119,32 | 5,99 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui inter | | 4.200 | 6,549 | 0,0353 | 0,9195 | 47,1 | 89,17 | 3,61 | 4,62 | 3 T 14 |
| Appui inter | | 4.200 | - 7,8 | 0,0420 | 0,9132 | 42,6 | 98,59 | 4,33 | 4,62 | 3 T 14 |
| Travée | a | 4.200 | 2,579 | 0,0139 | 0,9476 | 80,5 | 52,17 | 1,38 | 3,08 | 2 T 14 |
| | a | 4.200 | - 1,273 | 0,0068 | 0,9627 | 119 | 35,29 | 0,67 | 3,08 | 2 T 14 |
| | h/c | 4.200 | 0,583 | 0,0031 | 0,9746 | 182 | 23,07 | 0,31 | 3,08 | 2 T 14 |



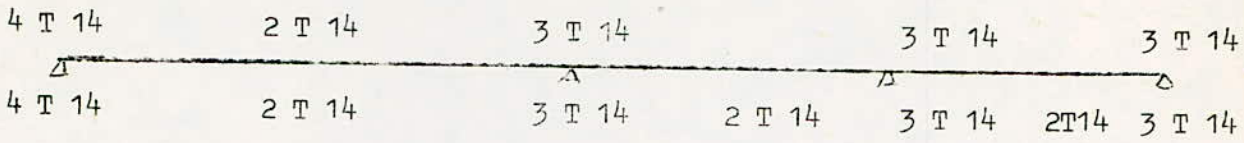

Niveau II :




| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui de rive | | 4.200 | 12,6 | 0,0679 | 0,8929 | 31,7 | 132,49 | 7,14 | 7,70 | 5 T 14 |
| Appui de rive | | 4.200 | - 13 | 0,0700 | 0,8914 | 31,02 | 135,39 | 7,38 | 7,70 | 5 T 14 |
| Appui inter | | 4.200 | 8,43 | 0,0454 | 0,9101 | 40,6 | 103,45 | 4,69 | 6,16 | 4 T 14 |
| Appui inter | | 4.200 | - 9,678 | 0,0521 | 0,9044 | 37,3 | 112,60 | 5,42 | 6,16 | 4 T 14 |
| Travée | a | 4.200 | 2,332 | 0,0125 | 0,9501 | 85,25 | 49,27 | 1,24 | 4,02 | 2 T 16 |
| | a | 4.200 | - 1,474 | 0,0079 | 0,9600 | 110 | 38,18 | 0,77 | 4,02 | 2 T 16 |
| | h/c | 2.800 | 0,615 | 0,0033 | 0,9736 | 174 | 24,13 | 0,32 | 4,02 | 2 T 16 |

Niveau I :

Les moments sont peu différents de ceux du niveau II, donc nous adopterons le même ferraillage




Vérification des amatures longitudinales :

* Vérification de la flèche :

$$A \leqslant \frac{43\, b_o . h}{\sigma_{en}} = \frac{43 . 30 . 47}{4.200} = 14,43 \text{ cm2}$$ (vérifiée pour toutes les sections en travée).

* Condition de non fragilité :

$$A \geqslant 0,69 . b . h \quad \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,69 . 30 . 47 . \frac{5,9}{4200} = 1,36$$ vérifiée

* Condition de non écrasement du béton :

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| $n = 5,5$ | 5,5 | 7,7 | 7,7 | 7,7 |
| $0,10 \, \phi \frac{\overline{\sigma_a}}{\sigma_{bo}} \left(1+\frac{\phi}{d1}\right)$ | 5,42 | 8,35 | 8,35 | 8,35 |

* Condition aux appuis :

Béton :

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| T (t) ($SP_2$) | 2,93 | 6,255 | 7,738 | 8 |
| C (cm) | 26,5 | 29,3 | 34,3 | 34,3 |
| Co (cm) | 1,89 | 4,036 | 4,99 | 5 |

C $\geqslant$ Co toujours vérifiée

* Aicers (armatures inférieures) Z = 41,125

| NIVEAU | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 1' | 2',3' et 4' | 1' | 2',3' et 4' | 1' | 2',3' et 4' | 1' | 2',3' et 4' |
| M (tm) | 3,924 | 1,8 | 10,437 | 6,549 | 12,6 | 8,43 | 13 | 8,4 |
| T (t) | 2,93 | 2,639 | 6,255 | 5,431 | 7,448 | 7,738 | 7,5 | 8 |
| $T + M/3$ | 302,5 | 268,3 | 651,0 | 559,0 | 775,4 | 794,3 | 775,4 | 794,3 |
| A (cm2) | 2,35 | 2,26 | 6,16 | 4,62 | 7,70 | 6,16 | 8 | 6,2 |
| $\frac{T + M/3}{\sigma_a}$ | 2,97 | 1,67 | 7,53 | 5,08 | 9,07 | 6,72 | 9 | 6,7 |

La condition $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$ n'est pas vérifiée donc on adoptera d'autres sections.

| NIVEAU | IV | | III | | II | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 1' | 2',3' et 4' | 1' | 2',3' et 4 | 1' | 2',3' et 4' | 1' | 2',3' et 4' |
| A Adopté cm2 | 3,08 | 2,26 | 8,04 | 6,03 | 10,03 | 7,70 | 10 | 7,70 |
| ø | 2 T 14 | 2 T 12 | 4 T 16 | 3 T 16 | 5 T 16 | 5 T 14 | 5 T 16 | 5 T 14 |

* Condition d'ancrage :

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| $\bar{\tau}_{cl}$ | 26,55 | 26,55 | 26,55 | 26,5 |
| $\ell_1 = C$ | 26,5 | 29,3 | 34,3 | 34 |
| $\ell_{cl}$ | 55,36 | 63,27 | 63,27 | 63,3 |
| $\tau$ | 7,7 | 8,8 | 8,8 | 9 |
| $\ell 1 + 2,56\ \ell 3$ | 50 | 53,87 | 58,87 | 58,9 |
| $\ell d - 3,92 . \tau$ | 25,17 | 28,77 | 28,77 | 28,8 |

Pour les armatures supérieures, on doit avoir $2,56 . \ell 3 = 2,56\ (6\ \text{ø}) \geq 20\ \text{ø}$

Cette condition n'est pas vérifiée, on adoptera une longueur d'ancrage $\ell 1 + 20\ \text{ø}$.

| NIVEAU | IV | III | II | I |
|---|---|---|---|---|
| = 20 Ø | 28 | 32 | 32 | 32 |
| 1 + 20 Ø | 54,5 | 61,3 | 66,3 | 66 |

Vérification des contraintes :

| NIVEAU / SECTION | | 1' | 2', 3' et 4' | a' | b' | C' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | M tm | - 4,032 (SP2) | - 3,013 (SP2) | 1,611 (SP2) | 0,484 (SP2) | 0,484 (SP2) |
| | A cm2 | 3,08 | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| | $\widetilde{W}$ | 0,218 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| | $\sigma_a$ | 3.011,78 | 3.035,06 | 1.622,79 | 487,54 | 487,54 |
| | $\sigma_b'$ | 58,48 | 49,35 | 26,38 | 7,93 | 7,93 |
| III | M | -10,639 (SP2) | - 7,8 (SP2) | 2,579 (SP2) | 0,583 (SP2) | 0,583 (SP2) |
| | A | 8,04 | 6,03 | 3,08 | 3,08 | 3,08 |
| | $\widetilde{W}$ | 0,570 | 0,427 | 0,218 | 0,218 | 0,218 |
| | $\sigma_a$ | 3.171,62 | 3.057,32 | 1.926,44 | 435,48 | 435,48 |
| | $\sigma_b$ | 107,32 | 87,10 | 37,40 | 8,456 | 8,456 |
| II | M | - 13 (SP2) | - 9,678 (SP2) | 2,332 (SP2) | 0,583 (SP2) | 0,583 (SP2) |
| | A | 10,03 | 7,70 | 4,02 | 4,02 | 4,02 |
| | $\widetilde{W}$ | 0,711 | 0,546 | 0,285 | 0,285 | 0,285 |
| | $\sigma_a$ | 3.142,66 | 3.006,1 | 1.347,88 | 336,97 | 336,97 |
| | $\sigma_b$ | 121,57 | 99,21 | 30,46 | 7,61 | 7,61 |
| I | M | 13 (SP2) | - 9,7 (SP2) | 2,33 (SP2) | 0,583 (SP2) | 0,583 (SP2) |
| | A | 10 | 8 | 4 | 4 | 4 |
| | $\widetilde{W}$ | 0,711 | 0,55 | 0,285 | 0,285 | 0,285 |
| | $\sigma_a$ | 3.142,7 | 3.006 | 1.348 | 337 | 337 |
| | $\sigma_b$ | 121,6 | 99,2 | 30,5 | 7,6 | 7,6 |

Vérification à la fissuration :

| NIVEAU | A (cm2) | $B_f$ | $\tilde{\omega}_f$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\bar{\sigma}_a$ | $\sigma_a$ | SECT. TYPE SOLLICITAT. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 3,08 Ø = 1,4 | 180 | 0,0171 | 25.033,5 | 7.632,71 | 4.200 | 3.011,78 | SP2 |
| III | 8,04 Ø = 1,6 | 180 | 0,0446 | 46.265,5 | 7.139,75 | 4.200 | 3.171,62 | SP2 |
| II | 10,03 Ø = 1,6 | 180 | 0,0557 | 53.660,8 | 7.139,75 | 4.200 | 3.142,66 | SP2 |
| I | 10,03 Ø = 1,6 | 180 | 0,056 | 5.366,1 | 7.140 | 4.200 | 3.142,7 | SP2 |

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$ vérifiée

| NIVEAU | TO (SP2) | $M^g$ | $M^d$ | Tc | $\sigma'_b$ | $\sigma_b$ | $\frac{4,5}{\sigma_b k_1 b'_o}$ | At | t | $\bar{t}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 3,29 | - 4,032 | - 3,013 | 5,504 | 49,35 | 4,46 | 23,73 | 2,01 | 24,03 | 11,75 |
| III | 6,594 | - 10,639 | - 7,8 | 12,389 | 87,10 | 10,04 | 21,57 | 2,01 | 10,67 | 11,75 |
| II | 7,738 | - 13 | - 9,678 | 14,217 | 99,21 | 11,52 | 20,88 | 2,01 | 9,30 | 11,75 |
| I | 7,74 | - 13 | - 9,7 | 14,22 | 99,21 | 11,5 | 20,9 | 2,01 | 9,30 | 11,75 |

A. Portique longitudinal :

- Détermination des armatures longitudinales sous SP2 :

1°) Sous la combinaison N Max et M

| NIVEAUX | poteaux | M (tm) | N (t) | $e_o = \frac{M}{N}$ (cm | $e_1$ (cm) | $\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm2) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 6 | + 3,155 | 10,761 | 29,32 | 5,83 | 206,55 |
| | 2 - 7 | 6,963 | 5,00 | 139,26 | 5,83 | 206,55 |
| | 3 - 8 | 5,633 | 23,438 | 24,033 | 5,83 | 206,55 |
| III | 6 - 11 | 6,738 | 26,681 | 25,25 | 6,66 | 206,55 |
| | 7 - 12 | 9,842 | 33,954 | 28,98 | 6,66 | 206,55 |
| | 8 - 13 | 9,842 | 56,798 | 17,33 | 6,66 | 192,85 |
| II | 11 - 16 | 9,394 | 49,804 | 18,86 | 7,5 | 183,84 |
| | 12 - 17 | 15,035 | 79,822 | 18,83 | 7,5 | 189,70 |
| | 13 - 18 | 9,456 | 85,458 | 11,06 | 7,5 | 151,47 |
| I | 16 - 21 | 10 | 65,32 | 15,31 | 8,33 | 111,08 |
| | 17 - 22 | 0 | 106,66 | 0 | 8,33 | 103,3 |
| | 18 - 23 | 0 | 107,76 | 0 | 8,33 | 103,3 |

TABLEAU DONNANT LE POURCENTAGE NORMAL DES ARMATURES :

| NIVEAU | POTEAUX | $\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm2) | N (t) | Y 1 | $\theta$ 1 | $\theta$ 2 | $\theta$ 3 | AR (cm2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| IV | 1 - 6 | 206,55 | 10,761 | 13,58 | 1,4 | 2,82 | 1,52 | 2,013 |
| | 2 - 7 | 206,55 | 5,00 | 13,58 | 1 | 2,82 | 1,52 | 0,668 |
| | 3 - 8 | 206,55 | 23,438 | 13,58 | 1 | 2,82 | 1,52 | 3,132 |
| III | 6 - 11 | 206,55 | 26,681 | 15,7 | 1,4 | 2,75 | 1,52 | 4,812 |
| | 7 - 12 | 206,55 | 33,954 | 15,7 | 1 | 2,75 | 1,52 | 4,374 |
| | 8 - 13 | 192,85 | 56,798 | 15,1 | 1 | 2,75 | 1,52 | 7,608 |
| II | 11 - 16 | 189,84 | 49,804 | 16,97 | 1,4 | 2,44 | 1,52 | 8,295 |
| | 12 - 17 | 189,70 | 79,822 | 16,96 | 1 | 2,44 | 1,52 | 9,502 |
| | 13 - 18 | 151,47 | 85,458 | 14,74 | 1 | 2,44 | 1,52 | 11,705 |
| I | 16 - 21 | 111,08 | 65,32 | 13,35 | 1,4 | 1,64 | 1,52 | 11,57 |
| | 17 - 22 | 103,3 | 106,66 | 12,67 | 1 | 1,64 | 1,52 | 4,83 |
| | 18 - 23 | 103,3 | 107,76 | 12,67 | 1 | 1,64 | 1,52 | 4,87 |

# TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS (SP2)

1. Combinaison N max et Mcorresp

| NIVEAU | IV | | | III | | | II | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 | 16 - 21 | 17 - 22 | 18 - 23 |
| M (tm) | 3,155 | 6,963 | 5,633 | 6,738 | 9,842 | 9,842 | 9,394 | 15,035 | 9,456 | 10 | 0 | 0 |
| N (t) | 10,761 | 5,00 | 23,438 | 26,681 | 33,954 | 56,798 | 49,804 | 79,822 | 85,460 | 65,32 | 106,66 | 107,76 |
| eo (cm) | 29,32 | 139,26 | 24,033 | 25,25 | 28,98 | 17,33 | 18,86 | 18,83 | 11,06 | 15,31 | 0 | 0 |
| σb (kg/cm2) | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 206,55 | 192,85 | 189,84 | 189,70 | 151,47 | 111,08 | 103,3 | 103,3 |
| M at | 4,984 | 7,813 | 9,617 | 11,273 | 15,614 | 19,50 | 17,860 | 28,605 | 23,984 | 24,37 | 23,46 | 23,70 |
| μ | 0,0497 | 0,0778 | 0,0958 | 0,0735 | 0,1018 | 0,1271 | 0,0803 | 0,1287 | 0,1079 | 0,0788 | | |
| ε | 0,9064 | 0,8866 | 0,8763 | 0,8891 | 0,8733 | 0,8615 | 0,8851 | 0,8608 | 0,3891 | 0,8859 | | |
| K | 38,4 | 29,1 | 25,45 | 30,10 | 24,46 | 21,10 | 28,50 | 20,90 | 23,55 | 28,85 | | |
| K̄ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 37,81 | | |
| M a c | | | | | | | | | | - 4,37 | 23,46 | 23,70 |
| μ1 | | | | | | | | | | 0,198 | 0,205 | 0,207 |
| μ2 | | | | | | | | | | 0,0356 | 0,205 | 0,207 |
| K | | | | | | | | | | 15 | 30 | 30 |
| W' | | | | | | | | | | - 0,083 | 0,492 | 0,509 |
| W̄ | | | | | | | | | | 0,442 | 0,757 | 0,764 |

TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS (SP2)

(SUITE)

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A 1 | 0,041 | 0,065 | 0,082 | 0,082 | 0,115 | 0,146 | 0,114 | 0,188 | 0,349 | | | |
| A | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | 10,38 | 17,79 | 17,95 |
| A ' | | | | | | | | | | < 0 | 11,56 | 11,96 |
| A min | 2,013 | 0,668 | 3,132 | 4,812 | 4,374 | 7,608 | 8,295 | 9,502 | 11,705 | 11,07 | 4,83 | 4,87 |
| A min RPA 81 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 25 | 25 | 25 |

2. Combinaison N min et M correspondant

| NIVEAU | IV | | | III | | | II | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 |
| (tm) | 5,916 | 1,40 | 16,667 | 10,678 | 16,647 | 32,444 | 15,32 | 34,964 | 48,554 |
| N (t) | 5,57 | 4,69 | 4,69 | 8,464 | 9,842 | 9,842 | 8,705 | 9,456 | 9,456 |
| $e_0$ (cm) | 1,062 | 0,298 | 3,55 | 1,261 | 1,691 | 3,296 | 1,760 | 3,697 | 5,134 |
| $b\,\bar{\sigma}_b'$ | 109,54 | 105,03 | 124,24 | 109,79 | 112,01 | 120,31 | 111,35 | 120,24 | 126,84 |
| $\rho$ | 0,0415 | 0,0365 | 0,0308 | 0,0482 | 0,0549 | 0,0511 | 0,0386 | 0,0388 | 0,0368 |
| $\nu$ | 0,0075 | 0,0019 | 0,019 | 0,0091 | 0,0139 | 0,0253 | 0,0091 | 0,019 | 0,0252 |
| $\varepsilon$ | 0,27 | 0,27 | 0,27 | 0,12 | 0,12 | 0,12 | 0,03 | 0,03 | 0,03 |
| C | 3,522 | 3,561 | 3,519 | 7,856 | 7,760 | 7,696 | 31,743 | 31,406 | 31,266 |
| D | 2,317 | 2,329 | 2,301 | 4,605 | 4,581 | 4,535 | 16,995 | 16,830 | 16,727 |
| $\mu$ | - 0,958 | - 0,964 | - 0,968 | - 0,951 | - 0,944 | - 0,947 | - 0,961 | - 0,960 | - 0,962 |
| A ' | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 |
| A ' min | 0,404 | 0,243 | 0,243 | 0,599 | 0,497 | 0,497 | 0,546 | 0,427 | 0,427 |
| A ' min RPA 81 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 |

NIVEAU I :

| POTEAUX | M(tm) | N (t) | $e_o$ | $\bar{\sigma}_b$ | Mat | $\mu$ | $\varepsilon$ | K | $\bar{K}$ | Mac | $\mu'_1$ | $\mu'_2$ | K' | $\hat{W}'$ | $\bar{W}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 16 - 21 | 10 | 23,31 | 42,9 | 187,04 | 13,15 | 0,0489 | 0,9071 | 38,8 | 22,45 | 4,87 | 0,0732 | 0,0235 | 15 | -1,08 | 1,38 |
| 17 - 22 | 0 | 58,27 | 0 | 68,85 | 12,82 | / | / | / | / | 12,82 | 0,168 | 0,168 | 30 | 0,17 | 0,626 |
| 18 - 23 | 0 | 62,55 | 0 | 68,85 | 13,76 | / | / | / | / | 13,76 | 0,181 | 0,181 | 30 | 0,265 | 0,672 |

| POTEAUX | A1 | A | A ' | A min | A min RPA 81 |
|---|---|---|---|---|---|
| 16 - 21 | / | 32,43 | < 0 | 2,50 | 25 |
| 17 - 22 | / | 14,71 | 4,00 | 2,64 | 25 |
| 18 - 23 | / | 15,79 | 6,23 | 2,83 | 25 |

B. Portique transversal :

Détermination des armatures longitudinales sous (SP2) :

1°) Sous la combinaison N max et M correspondant

Pourcentage minimal d'armature :

| | IV | | | | III | | | | II | | | | I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | A - H | B - I | C - J | D - K | H - O | I - P | J - Q | K - R | O - W | P - X | Q - Y | R - Z | W - W' | X - X' | Y - Y' | Z - Z' |
| M | 7,164 | 10,089 | 10,089 | 10,089 | 8,654 | 11,371 | 11,371 | 11,371 | 3,75 | 4,64 | 5,60 | 5,60 | 0,5 | 0 | 0 | 0 |
| N | 3,29 | 3,37 | 2,24 | 2,24 | 11,62 | 8,60 | 6,11 | 6,11 | 21,87 | 16,09 | 10,46 | 10,46 | 20,38 | 17,97 | 13,25 | 13,25 |
| $e_o$ | 217,75 | 300 | 450,4 | 450,4 | 74,46 | 132,25 | 186,10 | 186,10 | 17,14 | 28,88 | 53,30 | 53,30 | 2,45 | 0 | 0 | 0 |
| $c_1$ | 5,83 | 5,83 | 5,83 | 5,83 | 6,66 | 6,66 | 6,66 | 6,66 | 7,5 | 7,5 | 7,5 | 7,5 | 8,33 | 8,33 | 8,33 | 8,33 |
| $\bar{\sigma}_b$ | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 182 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 75,6 | 68,85 | 68,85 | 68,85 |
| Y 1 | 13,6 | 13,6 | 13,6 | 13,6 | 15,70 | 15,70 | 15,70 | 15,70 | 17,83 | 17,83 | 17,83 | 17,83 | 10 | | | |
| A min | 0,65 | 0,45 | 0,30 | 0,30 | 2,10 | 1,107 | 0,787 | 0,787 | 3,47 | 1,82 | 1,18 | 1,18 | 4,61 | 0 | 0 | 0 |

## TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS (SP2)

1. Sous la combinaison N max et Mcorresp.

| | I V | | | | I I I | | | | I I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | A - H | B - I | C - J | D - K | H - O | I - P | J - Q | K - R | O - W | P - X | Q - Y | R - Z |
| M | 7,16 | 10,09 | 10,09 | 10,09 | 8,65 | 11,37 | 11,37 | 11,37 | 3,75 | 4,64 | 5,57 | 5,57 |
| N | 3,29 | 3,37 | 2,24 | 2,24 | 11,62 | 8,60 | 6,11 | 6,11 | 21,87 | 16,08 | 10,46 | 10,46 |
| σb | 217,75 | 300 | 450,4 | 450,4 | 74,46 | 132,25 | 186,10 | 186,10 | 17,14 | 28,88 | 53,27 | 53,27 |
| σ̄b | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 181,95 | 206,5 | 206,5 | 206,5 |
| Mar | 7,64 | 10,58 | 10,41 | 10,41 | 10,63 | 12,83 | 12,41 | 12,41 | 8,01 | 7,78 | 7,61 | 4,98 |
| μ | 0,076 | 0,105 | 0,104 | 0,104 | 0,069 | 0,084 | 0,081 | 0,036 | 0,035 | 0,034 | 0,034 | 0,0161 |
| ε | 0,887 | 0,871 | 0,872 | 0,872 | 0,892 | 0,883 | 0,885 | 0,885 | 0,919 | 0,920 | 0,921 | 0,921 |
| K | 29,5 | 23,9 | 24,1 | 24,1 | 31,3 | 27,7 | 28,4 | 28,4 | 46,6 | 47,4 | 48 | 48 |
| K̄ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 |
| A1 (cm2) | 6,00 | 8,61 | 8,61 | 8,61 | 6,24 | 8,29 | 8,27 | 8,27 | 2,31 | 2,86 | 3,43 | 3,43 |
| A | 5,22 | 7,80 | 8,07 | 8,07 | 3,47 | 6,24 | 6,81 | 6,81 | < 0 | < 0 | 0,94 | 0,94 |
| A min | 0,615 | 0,450 | 0,30 | 0,30 | 2,09 | 1,107 | 0,787 | 0,787 | 3,46 | 1,82 | 1,18 | 1,18 |
| A (RPA 81) | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 20,25 |

NIVEAU I :

| POTEAUX | M (tm) | N (t) | e₀ | σ̄b | Mat | ω | ε | K | K̈ | M ac | ω'1 | ω'2 | λ | W̃' | W̄ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W - W' | 0,5 | 20,38 | 2,45 | 75,6 | 4,98 | 0,0161 | 0,9438 | 74 | 55,56 | - 3,98 | 0,0596 | 0,0476 | 20 | - 1,02 | 0,347 |
| X - X' | 0 | 17,97 | 0 | 68,85 | 3,95 | 0,0128 | 0,9495 | 84 | 61 | - 3,95 | 0,0519 | 0,0519 | 20 | - 1,08 | 0,37 |
| Y - Y' | 0 | 13,25 | 0 | 68,85 | 2,91 | 0,0094 | 0,9563 | 99,5 | 61 | - 2,91 | 0,0383 | 0,0383 | 10 | - 1,59 | 0,85 |
| Z - Z' | 0 | 13,25 | 0 | 68,85 | 2,91 | 0,0094 | 0,9563 | 99,5 | 61 | - 2,91 | 0,0383 | 0,0381 | 10 | - 1,59 | 0,85 |

| POTEAUX | A 1 | A | A' | A min | A min RPA 81 |
|---|---|---|---|---|---|
| W - W' | - | 8,15 | < 0 | 4,61 | 25 |
| X - X' | - | 8,69 | < 0 | 0 | 25 |
| Y - Y' | - | 19,97 | < 0 | 0 | 25 |
| Z - Z' | - | 19,97 | < 0 | 0 | 25 |

2. Sous la combinaison N min et $M_{corresp}$

Pourcentage minimal d'armature :

| NIVEAU | I V | | | | I I I | | | | I I | | | | I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | A - H | B - I | C - J | D - K | H - O | I - P | J - Q | K - R | O - W | P - X | Q - Y | R - Z | W - W' | X - X' | Y - Y' | Z - Z' |
| M | 6,082 | 8,408 | 8,408 | 8,408 | 7,382 | 9,476 | 9,476 | 9,476 | 4,122 | 4,645 | 4,645 | 4,645 | 0,5 | 0 | 0 | 0 |
| N | 0,66 | 1,683 | 2,016 | 2,016 | 3,39 | 4,39 | 5,03 | 5,03 | 6,77 | 6,91 | 8,53 | 8,53 | 7,29 | 8,80 | 10,69 | 10,69 |
| $e_o$ | 921,5 | 500 | 417,06 | 417,06 | 217,76 | 215,60 | 188,43 | 188,43 | 60,83 | 69,23 | 54,45 | 54,45 | 6,86 | 0 | 0 | 0 |
| $e_1$ | 5,83 | 5,83 | 5,83 | 5,83 | 6,66 | 6,66 | 6,66 | 6,66 | 7,5 | 7,5 | 7,5 | 7,5 | 8,33 | 8,33 | 8,33 | 8,33 |
| $\bar{\sigma}_b$ | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 87,75 | 68,85 | 68,85 | 68,85 |
| Y 1 | 13,58 | 13,58 | 13,58 | 13,58 | 15,70 | 15,70 | 15,70 | 15,70 | 17,83 | 17,83 | 17,83 | 17,83 | 15,03 | | | |
| A min | 0,12 | 0,22 | 0,27 | 0,27 | 0,61 | 0,57 | 0,65 | 0,65 | 1,07 | 0,78 | 0,97 | 0,97 | 0,11 | 0,0004 | 0,0005 | 0,0005 |

TABLEAU DONNANT LES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS (SP2)

| NIVEAU | I V | | | | I I I | | | | I I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | A - H | B - I | C - J | D - K | H - O | I - P | J - Q | K - R | O - W | P - X | Q - Y | R - Z |
| M | 6,082 | 8,408 | 8,408 | 8,408 | 7,38 | 9,47 | 9,47 | 9,47 | 4,12 | 4,64 | 4,64 | 4,64 |
| N | - 0,66 | 1,68 | 2,02 | 2,02 | - 3,39 | 4,39 | 5,03 | 5,03 | - 6,78 | 6,91. | 8,53 | 8,53 |
| e o | 921,5 | 500 | 417,06 | 417,06 | 217,76 | 215,60 | 188,43 | 188,43 | 60,83 | 69,23 | 54,45 | 54,45 |
| F'b | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 | 206,5 |
| n at | 6,00 | 8,65 | 8,70 | 8,70 | 6,80 | 10,22 | 10,33 | 10,33 | 2,80 | 6,00 | 6,308 | 6,308 |
| ν | 0,059 | 0,086 | 0,087 | 0,087 | 0,444 | 0,067 | 0,067 | 0,067 | 0,013 | 0,027 | 0,028 | 0,028 |
| ε | 0,898 | 0,882 | 0,881 | 0,881 | 0,911 | 0,893 | 0,893 | 0,893 | 0,950 | 0,929 | 0,927 | 0,927 |
| K | 34,4 | 27,25 | 27,15 | 27,15 | 41,20 | 31,95 | 31,80 | 31,80 | 85,0 | 55,25 | 53,50 | 53,50 |
| K̄ | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 | 20,33 |
| A1 (cm2) | 4,95 | 7,30 | 7,34 | 7,34 | 4,807 | 7,36 | 7,44 | 7,44 | 1,67 | 3,66 | 3,86 | 3,86 |
| A (cm2) | 5,10 | 6,90 | 6,86 | 6,86 | 5,61 | 6,31 | 6,24 | 6,24 | 3,28 | 2,01 | 1,83 | 1,83 |
| A min | 0,12 | 0,22 | 0,27 | 0,27 | 0,61 | 0,57 | 0,65 | 0,65 | 1,07 | 0,78 | 0,97 | 0,97 |
| A (RPA 81) | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 20,25 |

NIVEAU I :

| POTEAUX | M (tm) | N (t) | $e_o$ | $\bar{\sigma}'_b$ | $\rho$ | $\nu$ | $\varepsilon$ | C | D | $\mu$ | A ' |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W - W ' | 0,5 | 7,29 | 0,068 | 69,04 | 0,045 | 0,0004 | 2,32 | 0,41 | 0,69 | - 0,43 | $\leq$ 0 |
| X - X ' | 0 | 8,80 | 0 | 68,85 | 0,054 | 0 | 2,32 | 0,41 | 0,69 | - 0,43 | $<$ 0 |
| Y - Y ' | 0 | 10,47 | 0 | 68,85 | 0,065 | 0 | 2,32 | 0,40 | 0,68 | - 0,43 | $<$ 0 |
| Z - Z ' | 0 | 10,47 | 0 | 68,85 | 0,065 | 0 | 2,32 | 0,40 | 0,68 | 0,43 | $<$ 0 |

| POTEAU | A ' | A min | A min RPA 81 |
|---|---|---|---|
| W - W ' | $<$ o | 0 | 25 |
| X - X ' | $<$ o | 0 | 25 |
| Y - Y ' | $<$ o | 0 | 25 |
| Z - Z ' | $<$ o | 0 | 25 |

# TABLEAU RECAPITULATIF

A. Portique longitudinal :

| NIVEAU | I V | | | I I I | | | I I | | | I | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | 1 - 6 | 2 - 7 | 3 - 8 | 6 - 11 | 7 - 12 | 8 - 13 | 11 - 16 | 12 - 17 | 13 - 18 | 16 - 21 | 17 - 22 | 18 - 23 |
| SP 1<br>A = A ' | 1,48 | 1,85 | 1,85 | 0 | 4,11 | 4,11 | 0 | 5,7 | 5,7 | 0,33 | 5,07 | 5,09 |
| SP 2<br>A = A ' | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | < 0 | 11,56 | 11,96 |
| RPA 81<br>A min | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 25 | 25 | 25 |
| Section<br>retenue | 14,2 | | | 17,28 | | | 20,61 | | | 25,13 | 25,13 | 25,13 |
| ø | 4 T 14<br>4 T 16 | | | 6 T 14<br>4 T 16 | | | 4 T 20<br>4 T 16 | | | 8 T 20 | 8 T 20 | 8 T 20 |

# TABLEAU RECAPITULATIF

B. Portique transversal :

| NIVEAU | I V | | | | I I I | | | | I I | | | | I | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau | A - H | B - I | C - J | D - K | H - O | I - P | J - Q | K - R | O - W | P - X | Q - Y | R - Z | W - W' | X - X' | Y - Y' | Z - Z' |
| SP 1 A = A ' | < 0 | 0,22 | 0,20 | 0,20 | < 0 | 0,53 | 0,50 | 0,50 | < 0 | 0,782 | 0,741 | 0,741 | < 0 | 0,65 | 0,63 | 0,63 |
| SP 2 A = A ' | 5,22 | 7,80 | 8,07 | 8,07 | 5,61 | 6,31 | 6,81 | 6,81 | 3,28 | 2,01 | 1,83 | 1,83 | 4,61 | 0 | 0 | 0 |
| RPA 81 A min | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| max A = A ' | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 12,25 | 16 | 16 | 16 | 16 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 20,25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| Section retenue | 12,57 | | | | 18,85 | | | | 20,61 | | | | 25,13 | | | |
| | 4 T 20 | 4 T 20 | 4 T 20 | 4 T 20 | 6 T 20 | 6 T 20 | 6 T 20 | 6 T 20 | 4 T 16 + 4 T 20 | | | | 8 T 20 | 8 T 20 | 8 T 20 | 8 T 20 |

Détermination des armatures transversales :

Le moment résistant sera calculé par la formule suivante :

$$M = \frac{\alpha}{2}(1 - 0{,}3\alpha)\, h^2 . b . \bar{\sigma}'_b . 1{,}5$$

avec $$\alpha = \frac{n . 1{,}5\, \bar{\sigma}'_b}{1{,}5\, n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_{en}}$$

$\bar{\sigma}'_b$ : contrainte admissible du béton du 1er genere

$\bar{\sigma}'_b$ = 137,7 kg/ cm2.

$\bar{\sigma}_{en}$ = 2.400 kg/cm2

$\alpha$ = 0,5.635

Tableau donnant les armatures transversales dans la zone courante :

| NIVEAU | I V | I I I | I I |
|---|---|---|---|
| M (tm) | 20,733 | 30,948 | 44,065 |
| he (m) | 2,8 | 3,2 | 2,92 |
| T (t) | 14,81 | 19,34 | 30,18 |
| $\Delta$=S (cm) | h/4= 17,5 | 17,5 | 17,5 |
| h1 (cm) | 35 | 40 | 45 |
| A t | 3,85 | 4,40 | 6,11 |
| A adoptée | 4,52 | 4,52 | 6,16 |
| ø | 4 T 12 | 4 T 12 | 4 T 14 |

Le pourcentage minimum des armatures transversales, dans la zone nodale, est donné par la formule suivante :

$$A_t = \rho_t \cdot S\,(b - 2d)$$

d = 3 cm

S = 17,5 cm ,

$$\rho_t = 0{,}12\, \frac{\bar{\sigma}_{28}}{\bar{\sigma}_{en}} = 0{,}01377$$

TABLEAU DONNANT LES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LA ZONE NODALE :

| NIVEAU | I V | I I I | I I |
|---|---|---|---|
| b (cm) | 35 | 40 | 45 |
| At (cm) | 7 | 8,19 | 9,39 |
| A t adoptée | 8,04 | 12,57 | 12,57 |
| ø | 4 T 16 | 4 T 20 | 4 T 20 |

Remarque :

- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence.
- Les barres verticales doivent être droites sans crochets.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones des noeuds.

Zone de recouvrement :

$$\nu \geq \begin{cases} 0,3 \\ \dfrac{0,4\,(\phi_{max})^2\,\sigma_{en\,l}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{en\,t}} \end{cases}$$

La longueur de la zone de recouvrement est :

$$\ell_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\overline{\sigma}_a}{\overline{\tau}_d} = \frac{2.800}{416,6}\,\phi = 42,17\,\phi$$

Calcul des espacements :

| NIVEAU | ø max | ø t | $\nu$ | $\ell_d$ | t = $\ell_d / \nu$ |
|---|---|---|---|---|---|
| IV | 2,0 | 1,2 | 1,95 | 84,34 | 43,25 |
| III | 2,0 | 1,2 | 1,95 | 84,34 | 43,25 |
| II | 2,0 | 1,4 | 1,43 | 84,34 | 58,98 |

Recommandation du R.P.A. 81 :

- Dans la zone nodale :

$t \leq 10$ cm  on prendra $t = 9$ cm

- Dans la zone courante :

$t \leq \min ( b_{1/2} ; b_{2/2} ; 10 \phi )$

$t \leq \min (35/2 = 17,5 ; 20) \Rightarrow$ **t = 17 cm.**

VERIFICATION AU SEISME :

a° sens longitudinal :

| NIVEAU | I V | I I I | I I |
|---|---|---|---|
| $\ell_c$ (m) | 2,45 | 2,73 | 2,53 |
| $\zeta'$ | 0,10 | 0,11 | 0,13 |
| $\lambda$ | 24,5 | 24,82 | 19,46 |
| T (t) | 5,364 | 10,094 | 12,146 |
| $\sigma_b$ (kg/cm2) | 5,473 | 7,795 | 7,344 |
| $\Sigma_b$ | 31,15 | 31,15 | 31,15 |

b) Sens transversal :

| NIVEAU | I V | I I I | I I |
|---|---|---|---|
| $\ell_c$ (cm) | 2,45 | 2,73 | 2,53 |
| $\zeta'$ | 0,10 | 0,11 | 0,13 |
| $\lambda$ | 24,5 | 24,82 | 19,46 |
| T (t) | 5,308 | 9,924 | 11,910 |
| $\sigma_b$ (kg/cm2) | 5,416 | 7,663 | 7,202 |
| $\Sigma_b$ | 31,15 | 31,15 | 31,15 |

## COMPARAISON DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA 81)

## AVEC LE REGLEMENT PARASISMIQUE (PS 1969)

La comparaison sera faite pour un même appui de rive de chaque niveau, celle-ci sera représentée par trois (3) graphes, ayant respectivement comme abscisse l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant sollicitant cet appui ; et comme ordonnée la quantité d'acier servant au ferraillage de l'appui concerné (appui de rive).

a) Les forces sismiques :

| NIVEAU | IV | III | II |
|---|---|---|---|
| F. PS 69 | 170,4 | 121 | 59,4 |
| F. RPA 81 | 87 | 73 | 36,4 |
| $\rho = \frac{F.P\,S}{F.RPA}$ | 1,96 | 1,66 | 1,63 |

La première constatation à faire est que les forces sismiques d'un niveau donné par le RPA 81 sont nettement inférieures à celles dû au PS 69, cela est dû :

1°) Dans la détermination de W, le RPA 81 tient compte de 50 %, alors que le PS 69 lui tient compte que de 20 % de la surcharge d'exploitation.

2°) Le PS 69 ne tient compte du type de contreventement que dans la détermination de la période T.
En plus de cela, le RPA 81 tient compte d'un facteur de qualité, c'est à dire :

- Conditions minimales des files porteuses ;
- Surabondance en plan ;
- Symétrie en plan ;
- Régularité en élévation ;
- Contrôle de la qualité des matériaux ;
- Contrôle de la qualité de construction.

Tous ces facteurs nous donnent la valeur de la pénalité :

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

3°) Pour deux bâtiments à différents usages construits dans une même zône, le PS 69 ne tiendra compte de celle-ci que dans la détermination de W.

Par contre, le R.P.A. 81 fera intervenir cette différence à deux reprises, c'est à dire :

- Dans la détermination de A, ce coef. tient compte de la zône où se situe le bâtiment ainsi que le groupe d'usage.

- Cette différence se ainsi prise en considération dans la détermination W

| | NIVEAU | IV | III | II |
|---|---|---|---|---|
| PS 69 | $\gamma_1(h) = \frac{\sum Pi \cdot Zi \cdot Wi}{\sum Zi^2 \cdot Wi}$ | 1,287 | 0,878 | 0,423 |
| RPA 81 | $\gamma_2(h) = \frac{Wi \cdot hi}{\sum Wi \cdot hi}$ | 0,430 | 0,325 | 0,159 |
| | $\rho = \frac{\gamma_1(h)}{\gamma_2(h)}$ | 2,99 | 2,70 | 2,66 |

On constate que la formule donnant $\gamma$ du PS 69 est une fonction croissante dépendant seulement de hi.

Par contre, la formule donnant $\gamma$ dans le RPA 81 est fonction de deux paramètres hi et Wi ; dans ce cas, on peut avoir hi - 1 . Wi - 1 > hi . Wi, doù $\gamma$ RPA peut être une fonction décroissante ; et comme les Wi sont presque identiques, c'est à dire dans notre cas, la fonction $\gamma$ dépend seulement de hi.

Comparaison des pentes des 2 droites :

$$\frac{\sum z_i . w_i}{\sum z_i^2 . w_i} = \frac{\sum z}{\sum z^2} = \frac{\sum z}{(\sum z)^2 - 2\sum z_i z_j} = \frac{1}{\sum z - \frac{2\sum z_i z_j}{\sum z}}$$

Pour le PS 69 :

$$a\,1 = \frac{1}{\sum z - \frac{2\sum z_i z_j}{\sum z}}$$

$$Wi - 1 = Wi \simeq Wi + 1$$

$$\frac{Wi}{\sum Wi\ hi} = \frac{1}{\sum hi} = \frac{1}{\sum z}$$

Pour le RPA 81 :

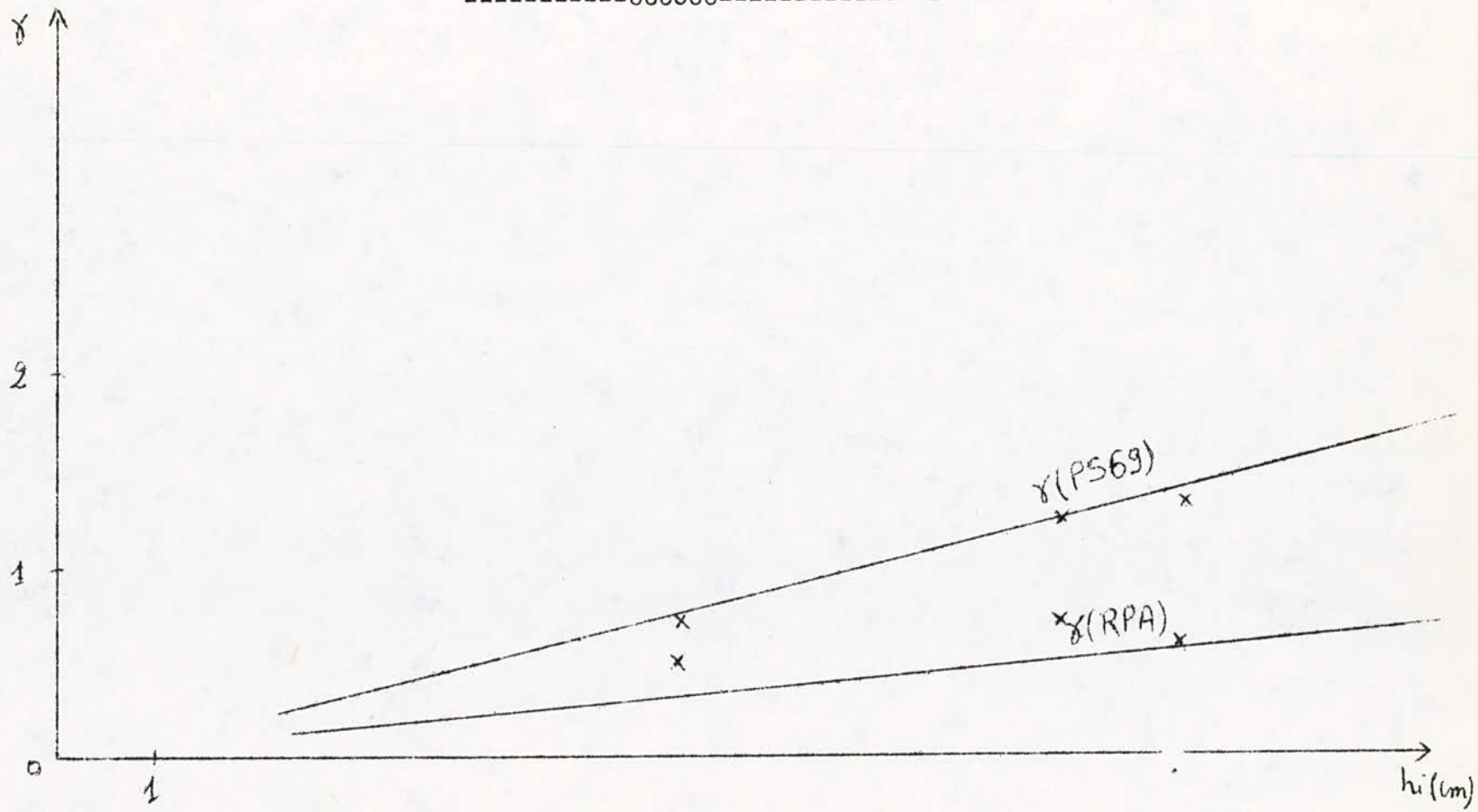
$$a\,2 = \frac{1}{\sum z}$$

$$\sum z > \sum z - \frac{2\sum z_i z_j}{\sum z} \Rightarrow a_2 < a_1$$

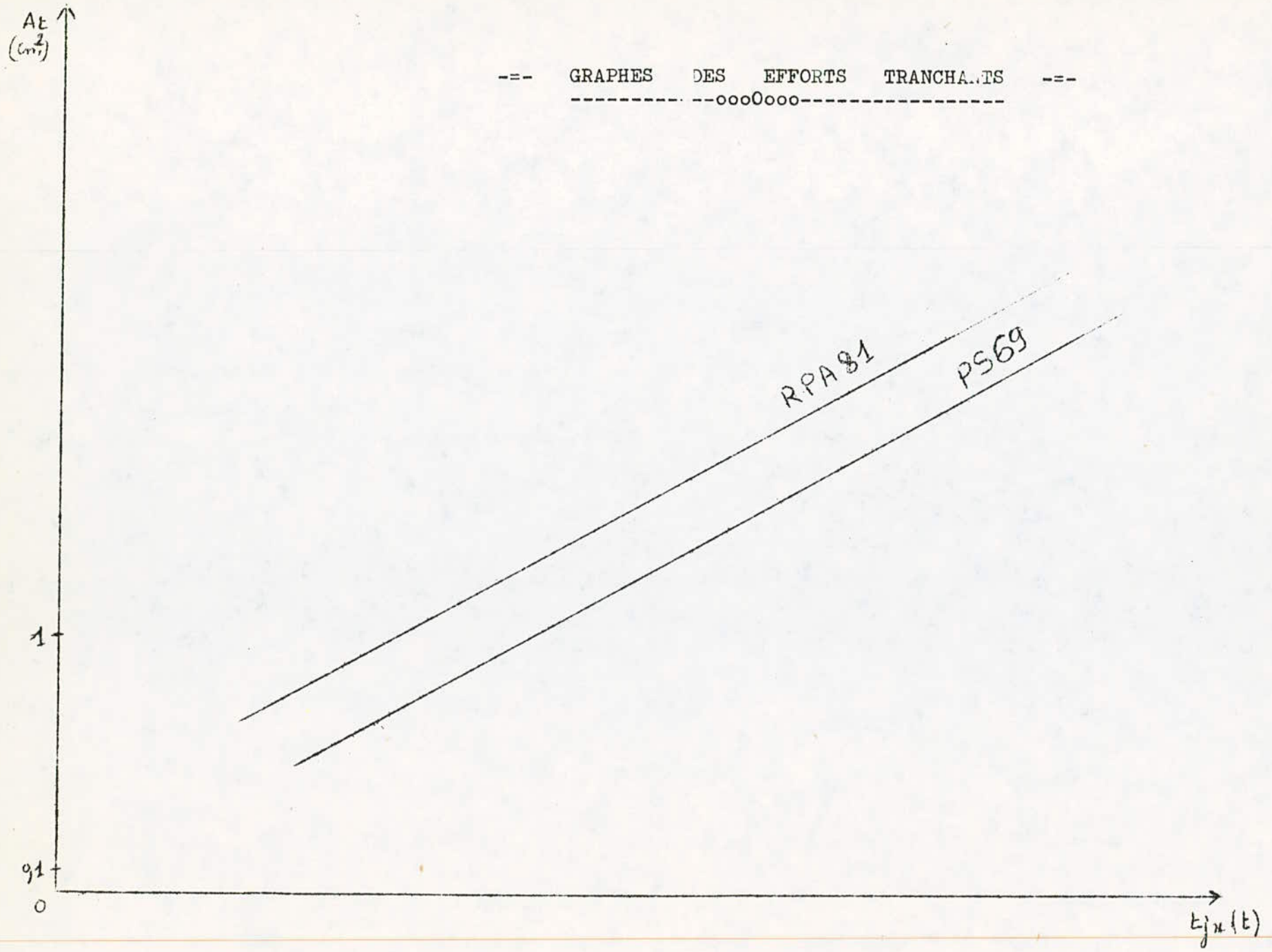
$a_2 < a_1$ ceci est constaté dans le tracé des 2 fonctions.

-=- GRAPHES DE LA FONCTION $\gamma(h_i)$ -=-

----------oooOoo----------



--=- GRAPHES DES EFFORTS TRANCHANTS -=-
----------oooOooo----------



b) Efforts tranchants :

PS 69

| NIVEAU | tjx (t) | At |
|---|---|---|
| IV | 4,290 | 0,948 |
| III | 7,025 | 1,553 |
| II | 8,785 | 1,942 |

RPA 81

| NIVEAU | tjx | At |
|---|---|---|
| IV | 2,19 | 0,760 |
| III | 3,857 | 1,17 |
| II | 4,918 | 1,327 |

On remarque que l'effort tranchant donné par la RPA 81 est presque la moitié de l'effort tranchant donné par le PS 69, ceci est voir l'explication pour les forces.

La constatation qu'on peut faire aussi est que les 2 droites obtenues (voir graphes) sont parallèles, ceci peut s'expliquer par l'utilisation de la même formule donnant les armatures transversales (voir C C B A 68).

Mais, le RPA impose aussi une quantité d'acier beaucoup plus grande qui est calculée à l'aide de l'effort tranchant lui-même, calculé par le moment résistant dans lequel on fait travailler le béton et l'acier à l'état limite.

c) Moments aux appuis (de rive) :

PS 69

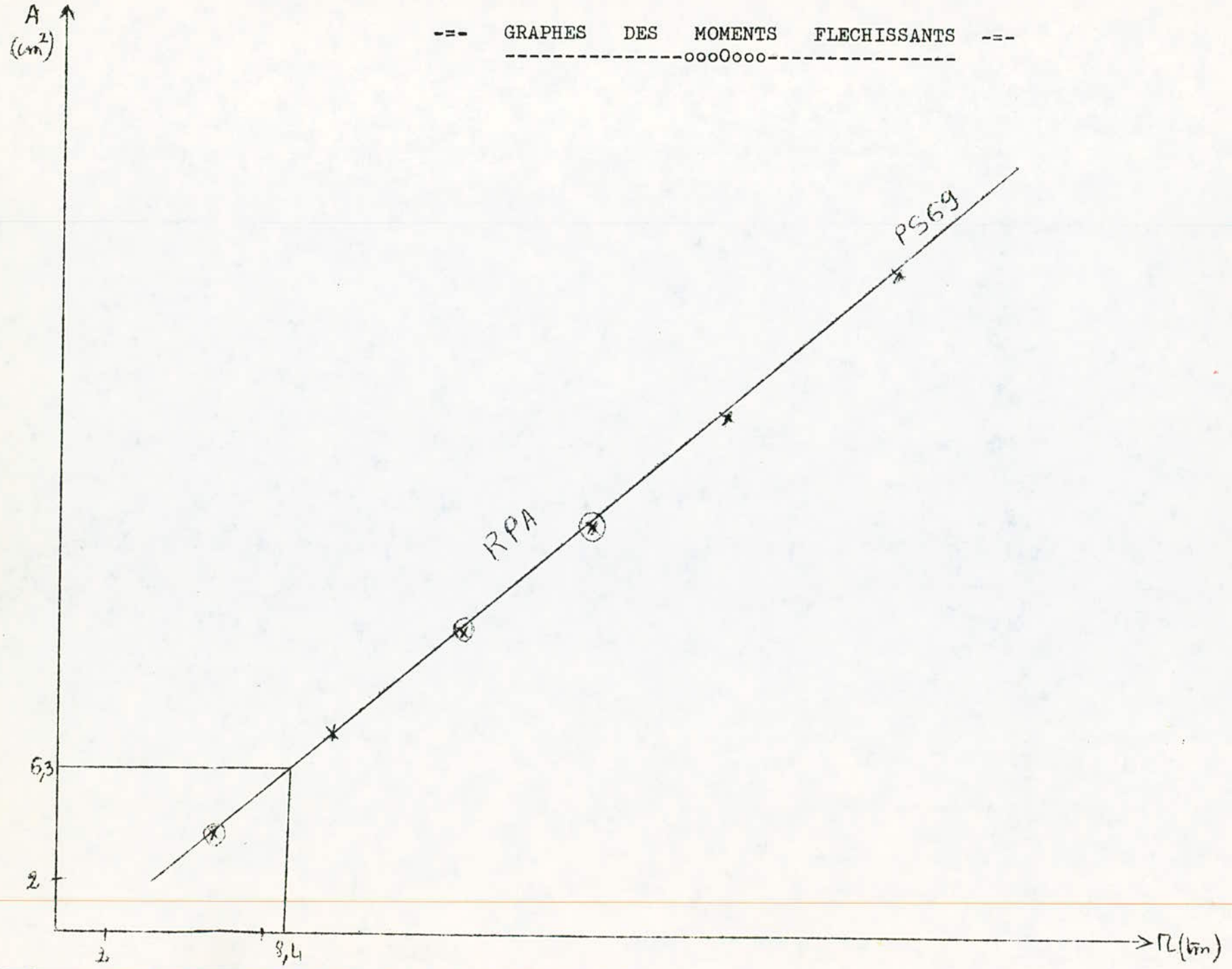
| NIVEAU | M (tm) | A (cm2) |
|---|---|---|
| IV | 10,64 | 4,077 |
| III | 25,74 | 10,23 |
| II | 32,2 | 12,97 |

RPA 81

| NIVEAU | M (tm) | A (cm2) |
|---|---|---|
| IV | 6,12 | 2,30 |
| III | 15,515 | 6,03 |
| II | 20,5 | 8,35 |

-=- GRAPHES DES MOMENTS FLECHISSANTS -=-

----------oooOooo----------



Les deux (2) graphes obtenus $M = \mathcal{L}(A)$ sont confondus, celà est dû :

- A l'utilisation de la même formule du même type d'acier et de même contrainte admissible, c'est à dire $1,5\ \bar{\sigma}a$ pour les 2 cas pour la détermination de la quantité d'acier.
  Pour le PS 69, la majoration de la contrainte admissible de sollicitation du second genre (SP2) doit être égale à la contrainte admissible du premier genre (SP1) majorée de 50 %.

  Par contre, dans le RPA 81, la contrainte maximale ne doit pas dépasser (3/2) trois demi de la contrainte admissible du premier genre, donc on peut avoir une courbe pour le RPA parallèle, mais inférieure à celle du PS 69.

- Mais, le RPA 81 nous impose un pourcentage d'armature minimum pour les poutres de 0,3 % et un maximum de 2,5 % de la section de celle-ci ; dans notre cas, la section d'armature minimale est de 6,30 cm2, celle-ci correspond à un moment de 8,50 tm, c'est à dire même si le moment est inférieur, la section d'armature à prendre pour le ferraillage des poutres est de 6,30 cm2.

d) Efforts normaux sur le poteau de rive :

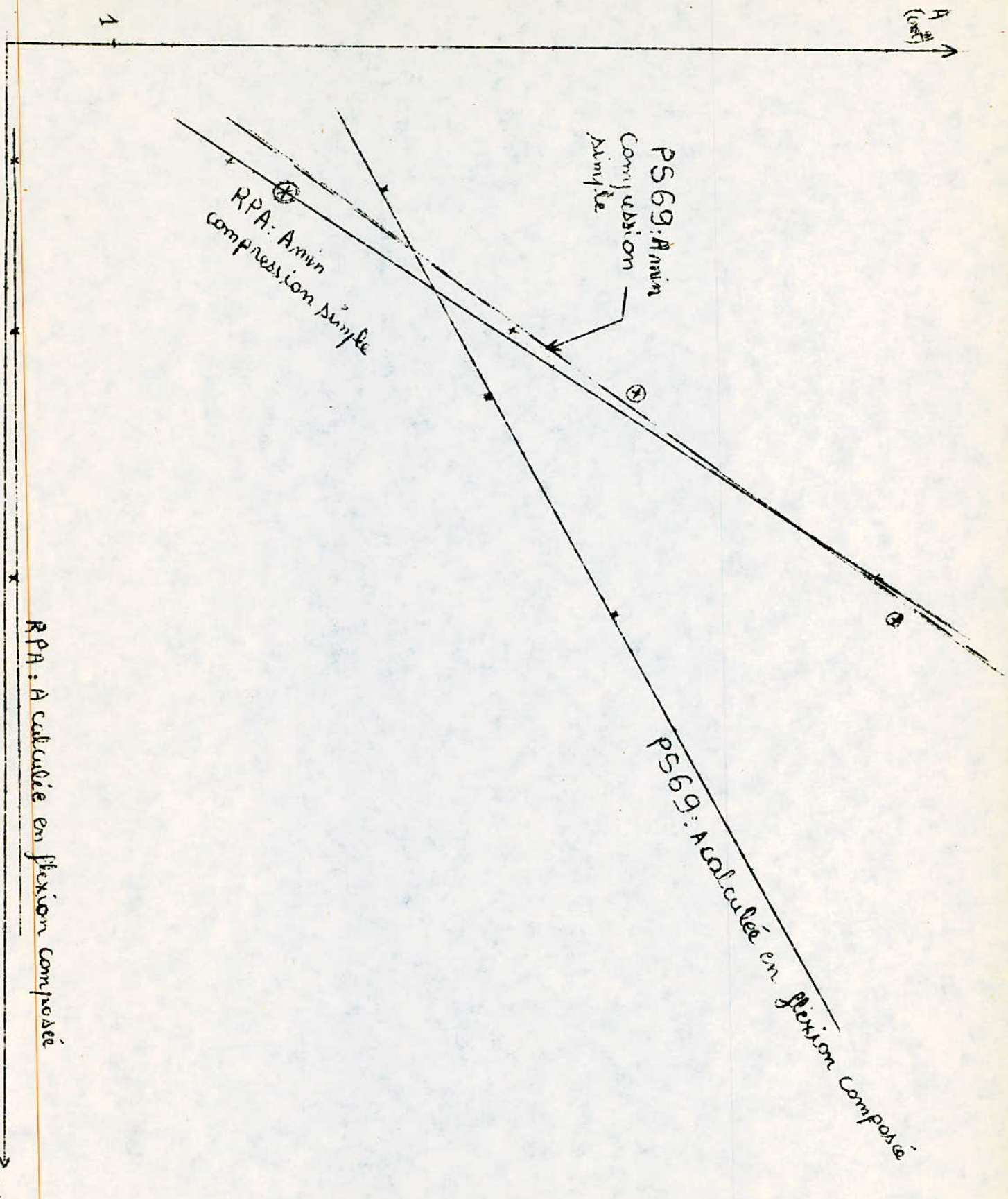
RPA 81

| POTEAU | 1 - 6 | 6 - 11 | 11 - 16 |
|---|---|---|---|
| N (t) | 10,761 | 26,681 | 49,804 |
| A (cm2) calculée | 0,041 | 0,082 | 0,114 |
| A (cm2) min CCBA | 2,013 | 4,812 | 8,295 |
| A (cm2) imposée | 12,25 | 16 | 20,25 |

PS 69

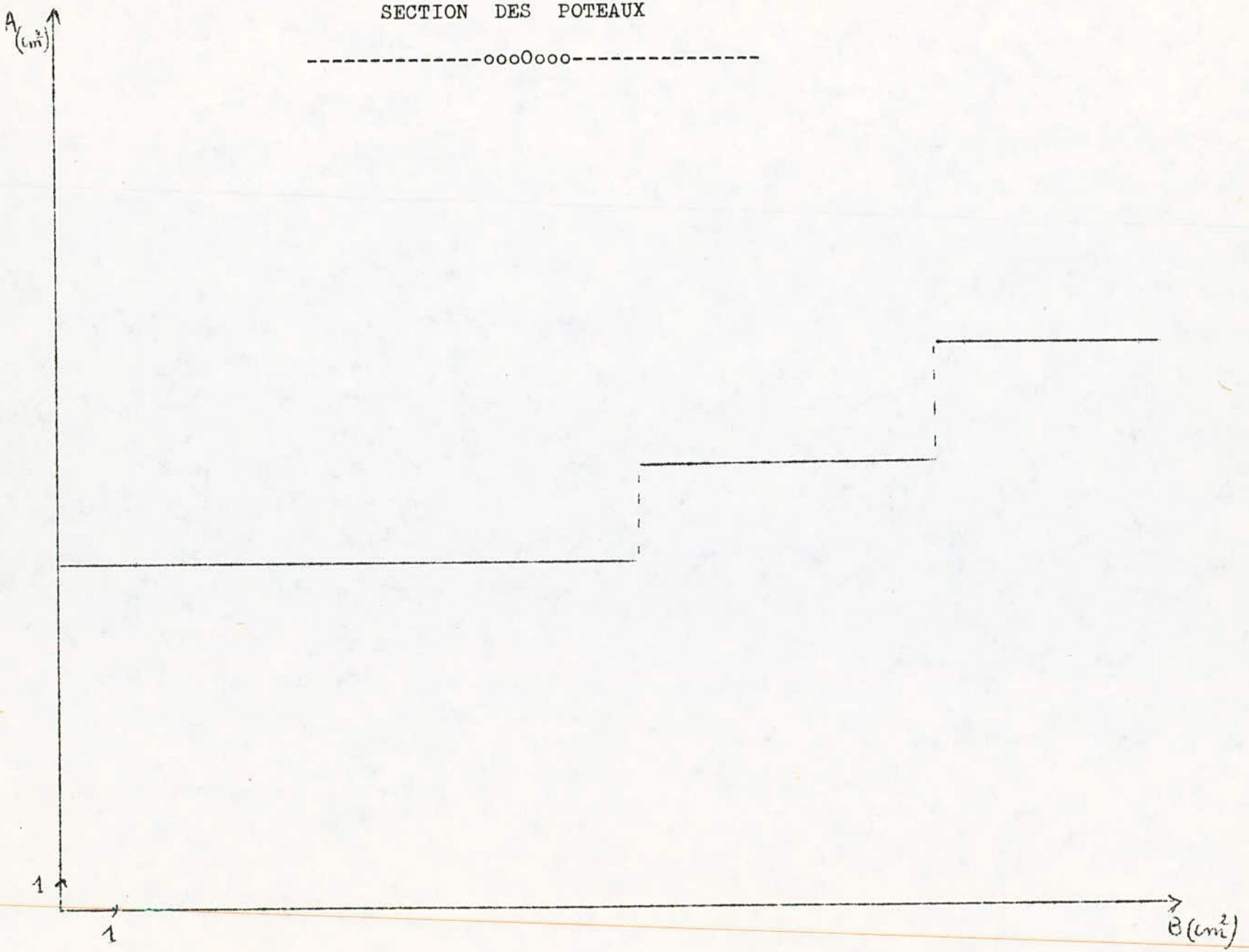
| POTEAU | 1 - 6 | 6 - 11 | 11 - 16 |
|---|---|---|---|
| N (t) | 13,903 | 33,335 | 53,88 |
| A (cm2) calcul. | 3,32 | 4,58 | |
| A (cm2) min CCBA | 2,58 | 6,02 | 8,54 |

-=- GRAPHE DES EFFORTS NORMAUX -=-
---------oooOooo----------



-=- GRAPHE : SECTION D'ARMATURE EN FONCTION DE LA -=-
SECTION DES POTEAUX

----------oooOooo----------



On constate que :

Si le poteau est calculé à la flexion composée, la section d'armature trouvée d'après le RPA 81 est nettement plus faible / à celle obtenue par le PS 69, ceci peut s'expliquer par :

Dans les 2 cas, la section du poteau est partiellement comprimée ;
les moments fléchissants donnés par le RPA 81 sont beaucoup plus grands que ceux donnés par le PS 69, cette constatation est aussi valable pour les efforts normaux.

Le moment fectif est donné par la formule ci-dessous :

$$Mat = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N \qquad \text{d'où} \qquad A1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}a.\varepsilon h}$$

La section d'acier en flexion composée sera $A = A1 - \frac{N}{\bar{\sigma}a}$

puisque l'effort normal donné par le RPA est plus grand par rapport à celui donné par le PS 69, d'où la quantité d'acier obtenue d'près le RPA sera faite .

On peut aussi constater que le tracé des 2 graphes en prenant les quantités d'acier minimales obtenues en utilisant dans les 2 cas la formule du CCBA 68 pour une section partiellement comprimée :

$$A_e \geq \frac{1,25}{1.000} \cdot 01 \cdot 02 \cdot 03 \cdot \frac{N}{Y1} \frac{ht}{\bar{\sigma}bo'}$$

Ce tracé aboutit à deux droites presque confondues, celà est dû à :

L'utilisation de la même formule dans laquelle seul N varie
On peut aussi constater que dans les 2 cas, la section d'armature trouvée pour un poteau, sollicitée à compression simple, est beaucoup plus grande par rapport à celle trouvée par un calcul à la flexion composée, ceci pour le même poteau.

Le RPA 81 impose une quantité d'acier minimale qui dépend de la zone où se situe le bâtiment (dans notre cas : zone III) et de la section du poteau en question.
C'est à dire que la section d'acier à prendre pour le ferraillage d'un poteau dépend seulement des dimensions de sa section quelque soit l'effort normal et le moment sollicitant la section.

# CONCLUSION

Notre conclusion se limitera uniquement aux résultats donnés par notre travail.

Le R. P. A./81 ne tient pas compte du taux de travail du poteau au cisaillement. L'effort tranchant est calculé à l'aide d'un moment résistant limite, celui-ci donne des armatures transversales excessives.

D'après les expertises faites par les Ingénieurs du C.T.C. au niveau d'EL - ASNAM, l'accélération verticale était importante, alors que le R. P. A./81 ne tient pas compte spécifiquement de cette accélération.

On constate qu'une construction conçue par le Règlement R. P. A./81 reviendra ~~plus~~ moins chère.