

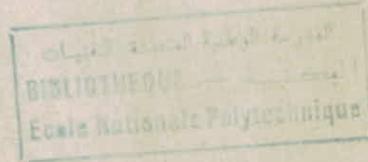
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

54/87

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : G-C



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL INFORMATIQUE D'UNE
TOUR AUX ETATS LIMITES

Proposé Par :
Dr. : Tiliouine

Etudié par :
SMADHI : AH
Abdellaoui : N

Dirigé par :
Dr. : Tiliouine

PROMOTION 86/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL INFORMATIQUE D'UNE
TOUR AUX ETATS LIMITES

Proposé Par :
Dr. : Tiliouine

Etudié par :
SMADHI : AH
Abdellaoui : N

Dirigé par :
Dr. : Tiliouine

PROMOTION 86/87

R E M E R C I E M E N T S

Que les personnes qui ont participé d'une manière ou d'une autre à l'élaboration de ce projet, veuillent bien croire à notre reconnaissance la plus sincère.

Nous exprimons tout particulièrement notre gratitude à :

- Docteur TILIOUINE : qui n'a ménagé aucun effort pour nous apprendre, conseiller et diriger,
Qu'il trouve ici le témoignage de notre reconnaissance.
- Monsieur CHEHBOUN : pour sa précieuse contribution à la réalisation de ce modeste travail,
- A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation depuis le cycle primaire,
- A ABBASSI Med, BOUCHELLAL Med, et tous ceux qui ont contribué et on espère qu'ils se connaîtront.
- A AMIMRAT Abdelkrim
- A MAIT EL Djoudi
- A Mr HASNAOUI
- A MACHACHED

N a c e r e t H a m i d

D I C A C E

- A ma mère : dont les sacrifices à mon égard n'ont de compensation, que mon admiration dévouée avec toute mon affection,
- A mon père : qui demeure pour moi, l'exemple de bonté et de sagesse, avec toute ma profonde affection,
- A mon oncle Saïd : son esprit de sacrifice, sa gentillesse et sa clairvoyance, qu'il trouve ici le témoignage de ma reconnaissance,
- A mes Frères et Soeurs,
- A ma Soeur SALIHA, Mohamed ainsi que leur fille ALDJIA,
- A toute ma famille .

Je dédie ce modeste travail

Hamid

- A la personne qui m'est très chère et qui a tant sacrifié pour moi, MA MERE,
- A ma Grand -Mère .
- A mon Frère, à ma Soeur et à toute ma famille .

Je dédie ce modeste travail

Nacer

- A tous ceux qui croient en DIEU et le craignent
- A tous nos amis

On dédie ce modeste travail

Hamid et Nacer

S O M M A I R E

- I - INTRODUCTION
- II - CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE ET PREDIMENSIONNEMENT
 - * II-1 Descente de Charge
 - * II-2 Caractéristiques mécaniques des matériaux
 - * II-3 Prédimensionnement
- III - ETUDE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE
 - * III-1 Modélisation de la structure
 - * III-2 Calcul des forces sismiques
 - * III-3 Exposé bref de calcul des caractéristiques dynamiques de la structure
 - III-3-a Méthode de Rayleigh
 - III-3-b Méthode de Stodola
 - III-3-c Méthode de Holzer
 - III-3-d Remarques concernant l'étude sismique
- IV - CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M, N, T)
 - * IV-1 Sous-charges latérales - - - - - Méthode de MUTO
 - * IV-2 Résultats
 - * IV-3 Sous-charges verticales - - - - - Méthode de CAQUOT
 - * IV-4 Résultats
- V - COMBINAISONS DES SOLLICITATIONS ET RESULTATS
- VI - INTRODUCTION SUR LE CALCUL AUX ETATS LIMITES
- VII - FERRAILLAGE DES PORTIQUES ET RESULTATS
- VIII - CALCUL DES ELEMENTS SUIVANTS
 - * VIII-1 Poutrelle
 - * VIII-2 Escalier
 - * VIII-3 Plancher-dalle
- IX - FONDATIONS
- X - CONCLUSION

Introduction :

L'évolution dans la conception des batiments tours a été accompagnée de l'évolution générale de la technique de calcul, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de l'ordinateur, dans ce qui suit nous ferons le point de la situation concernant la structure de résistance des batiments tours :

a/- Portique : qui ont connu un essor remarquable après la découverte de méthodes de calcul simplifiées (méthode de cross), cette structure continue d'être utilisée pour des immeubles de faible et moyenne hauteur; cependant elle devient onéreuse et de conception lourde pour des batiments de plus de 15 NIVEAUX.

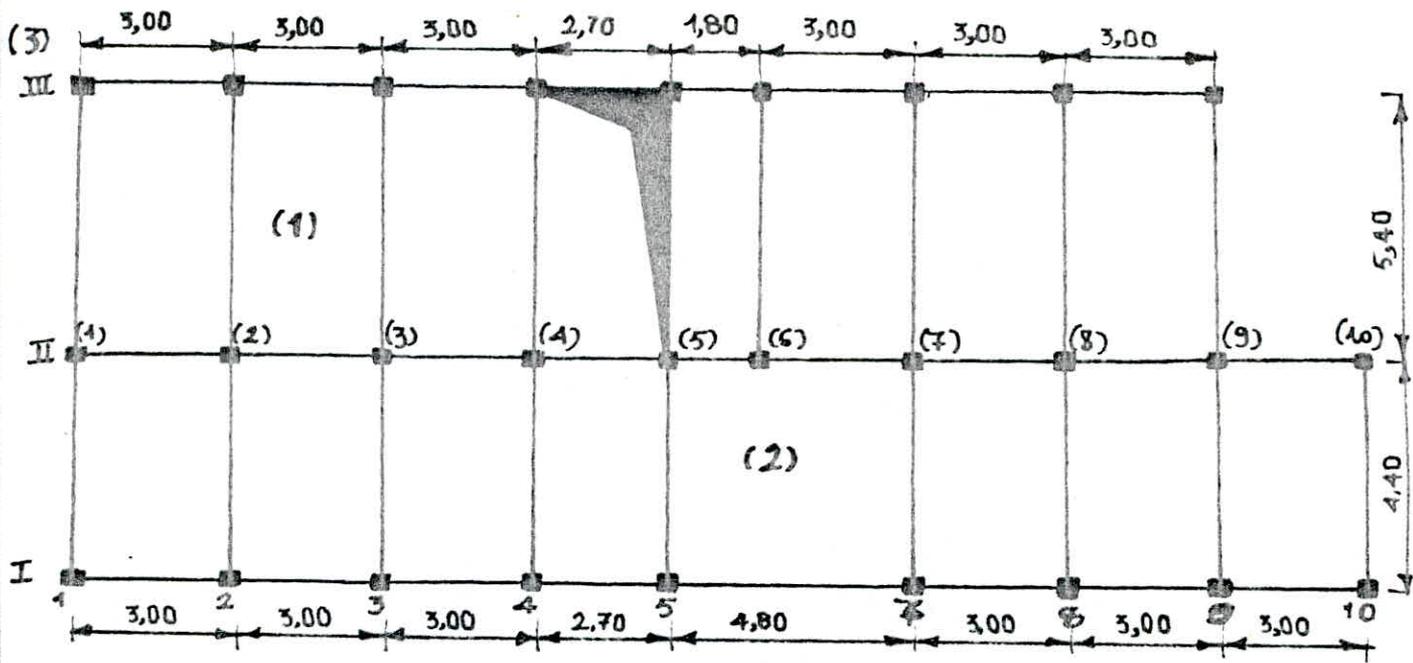
b/- Refends linéaires : au fur et à mesure que la nécessité de conduire des immeubles de plus en plus hauts se faisait sentir, les portiques ont commencés à être remplacés par des refends linéaires.

c/- Structure mixte refends-portiques : dans certains cas où les refends ne suffisent plus à assurer le contreventement, une liaison avec des portiques permet d'augmenter leur capacité de résistance.

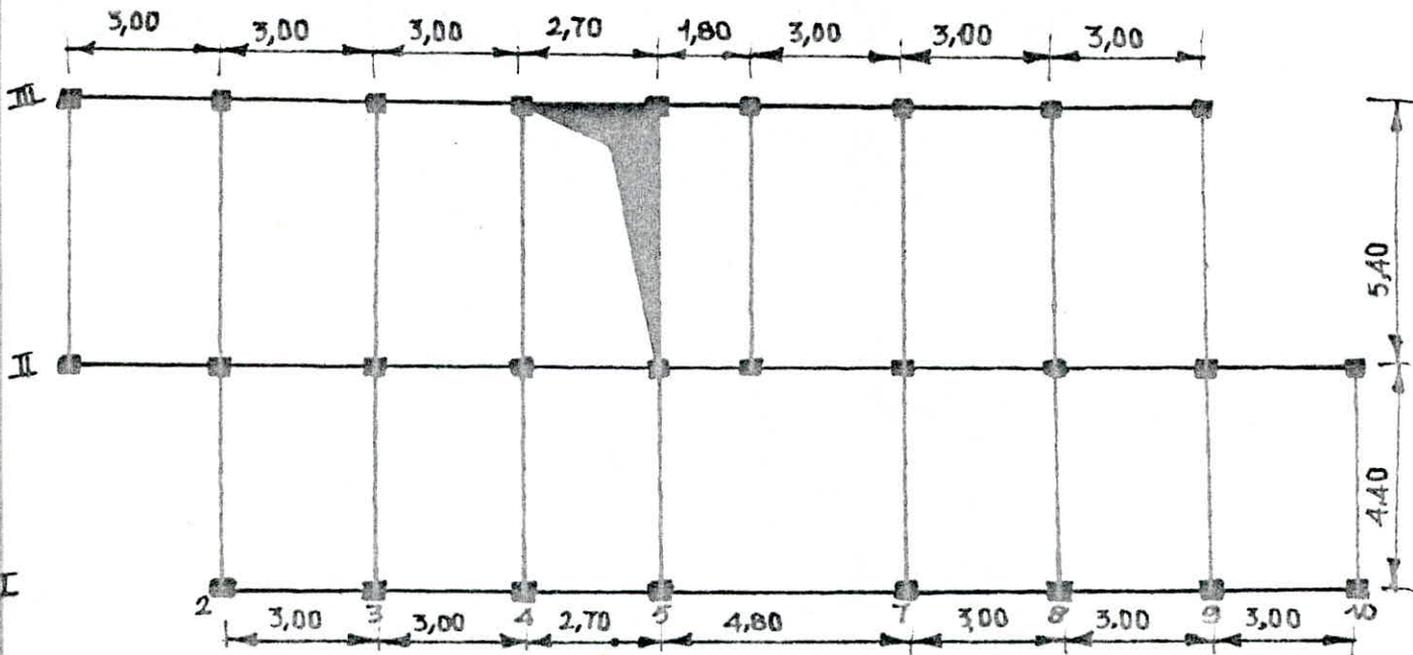
d/- Noyau central : utilisés pour des batiments qui deviennent de plus en plus élevés.

e/- Structure mixte noyau central-façade : une augmentation très importante de la capacité de résistance des batiments tours est obtenue en faisant participer la façade au contreventement.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



Vue en plan du 1^{er} étage



Vue en plan du 8^{ème} étage

Charges et Surcharges

I/ Plancher terrasse :

A/ Terrasse inaccessible :

| | | |
|---------------|----------------------------------|-----------------------|
| A-1 Charges : | - gravillon de protection (5 Cm) | 100 Kg/m ² |
| | - étanchéité multicouche (2 Cm) | 12 Kg/m ² |
| | - forme de pente (1,5 ‰) | 198 Kg/m ² |
| | - isolation thermique (4 Cm) | 16 Kg/m ² |
| | - dalle + hourdis | 275 Kg/m ² |
| | - Enduit | 20 Kg/m ² |

G = 621 Kg/m²

Q = 100 Kg/m²

A-2 Surcharges d'exploitation

II/ Plancher terrasse :

| | |
|---------------------------------------|-----------------------|
| <u>Charges</u> - Carrelage (3 Cm) | 66 Kg/m ² |
| - étanchéité multicouche (2Cm) | 12 Kg/m ² |
| - Forme de pente 1,5 ‰ | 198 Kg/m ² |
| - Isolation thermique en liège (4 Cm) | 16 Kg/m ² |
| - Dalle + hourdis (16 + 4) | 275 Kg/m ² |
| - Enduit--plâtre (2 Cm) | 20 Kg/m ² |

G = 587 Kg/m²

Q = 175 Kg/m²

Surcharges :

III/ Plancher courant :

| | | |
|------------------|-------------------------|-----------------------|
| <u>Charges :</u> | - Carrelage (2 Cm) | 40 Kg/m ² |
| | - Mortier (2 Cm) | 36 Kg/m ² |
| | - Sable (2 Cm) | 36 Kg/m ² |
| | - Hourdi + dalle (16+4) | 275 Kg/m ² |
| | - Cloisons | 75 Kg/m ² |

$$G = 482 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges : $Q = 175 \text{ Kg/m}^2$

IV/ Plancher RDC (à usage de magasin) :

| | | |
|------------------|--------------------------|-----------------------|
| <u>Charges :</u> | - Plancher dalle : 16 Cm | 400 Kg/m ² |
| | - Mortier | 40 Kg/m ² |
| | - Sable | 36 Kg/m ² |
| | - Carrelage | 40 Kg/m ² |
| | - Enduit-plâtre | 30 Kg/m ² |
| | - Cloisons | 75 Kg/m ² |

$$G = 611 \text{ Kg/m}^2$$

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

Murs extérieurs : Fait en double cloisons : une brique de 15 Cm et une de 10 Cm

| | | |
|--|---------------------------|-----------------------|
| | - Briques (15 Cm) Creuses | 130 Kg/m ² |
| | - Briques creuses (10 Cm) | 90 Kg/m ² |
| | - Enduit intérieur | 34 Kg/m ² |
| | - Enduit extérieur | 44 Kg/m ² |

$$G = 298 \text{ Kg/m}^2$$

P r é d i m e n s i o n n e m e n t

Poteaux : Ils sont prédimensionnés selon les conditions exigés par le RPA 81

La section des poteaux (b x h)

$$* \min (b, h) \geq 25 \text{ Cm Zone II}$$

$$* \frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$$

$$* \min (b, h) \geq \frac{h_e}{30} \text{ avec } h_e = 3,06 \text{ m hauteur d'étage}$$

La section du poteau la plus sollicitée doit vérifier :

$$A = bh \geq K \frac{N'}{f_{c28}} \quad K = 4 \text{ Zone II}$$

a/ Poteau central : * Surface lui revenant 14,7 m²

* Effort normal lui revenant : 240 t

$$bh \geq 4 \frac{240 \cdot 10^3}{270} = 3556$$

$$\implies h = b = 70 \text{ Cm}$$

b/ Poteau de rive : (A 4) * Surface lui revenant : 8,58 m² plancher

5,85 m² de dalle de balcon

* Effort normal lui revenant : 260 t

$$bh \geq 4 \times \frac{260 \cdot 10^3}{270} = 3852 \implies b = h = 70 \text{ Cm}$$

En adopte des poteaux de 70 X 70 m² et en diminue de 10 Cm chaque 3 étages

Poutres : Les dimensions des poutres doivent satisfaire

$$* \frac{l}{10} \geq h \geq \frac{l}{15}$$

$$* 0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$\begin{aligned} 1/ \text{ Sens transversal : } 54 &\geq h \geq 36 \text{ Cm} \implies h = 60 \text{ Cm} \\ 18 \text{ m} &\leq b \leq 42 \text{ Cm} \implies b = 30 \text{ Cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2/ \text{ Sens longitudinal : } 30 &\leq h \leq 45 \implies h = 45 \text{ Cm} \\ 13,5 &\leq b \geq 31,5 \quad b = 25 \text{ Cm} \end{aligned}$$

**ETUDE DE LA
REPONSE
DYNAMIQUE
DE LA
STRUCTURE**

I/ Modèle utilisé pour le calcul dynamique

Les constructions courantes ne présentant pas de dissymétrie excessive peuvent être, presque toujours, réduites au modèle ci-après.

En effet, les planchers constituent des diaphragmes horizontaux infiniment rigides dans leurs plans et capables d'assurer à chaque niveau :

- 1°/ La même translation horizontale pour tous les sous-ensembles de contreventement
- 2°/ Le même angle de torsion.

La validité de l'hypothèse admise ci-dessus car pour certains procédés de construction la déformabilité des planchers dans leurs plan n'est plus négligeable.

Modelisation des masses dans les ouvrages courants :

Pour les constructions courantes avec un système porteur vertical et planchers horizontaux la plupart de la masse totale est concentrée au niveau des planchers, le poids des éléments verticaux représentant 10 - 15 % du poids total.

Pour cette classe de construction nous acceptons d'habitude que toute la masse de l'étage en question est concentrée au niveau du plancher.

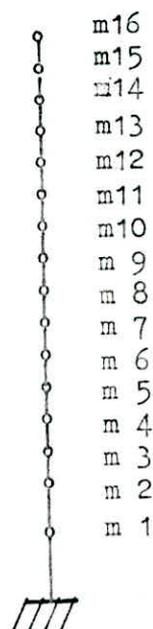
La console fictive - le support des masses est considéré sans masse.

Influence des conditions de fondation :

La modalisation correcte des liaisons entre la construction et le sol de fondation constitue une condition importante pour le choix d'un schéma dynamique suffisamment précis.

Dans le cas général la construction est considérée comme une console parfaitement encastree dans le sol. On admet que le terrain est rigide et qu'il empêche les déplacements de translation ainsi que la rotation de l'ensemble; à partir des considérations citées ci-dessus on adopte pour le calcul et l'évaluation des efforts sismiques le schéma suivant qui est la console à charges concentrées et parfaitement encastree :

| i | Masse m_i | h_i (m) |
|----|-------------|-----------|
| 1 | 313,35 t | 3,7 |
| 2 | 296,35 t | 4,08 |
| 3 | 296,35 t | 3,06 |
| 4 | 296,35 t | 3,06 |
| 5 | 304,597 t | " |
| 6 | 312,862 t | " |
| 7 | 312,862 t | " |
| 8 | 323,189 t | " |
| 9 | 333,52 t | " |
| 10 | 333,52 t | " |
| 11 | 339,877 t | " |
| 12 | 352,527 t | " |
| 13 | 352,527 t | " |
| 14 | 367,72 t | " |
| 15 | 415,917 t | " |
| 16 | 678,917 t | " |



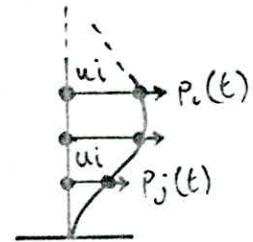
II/ Etude de la réponse dynamique de la structure

Le but du calcul parasismique est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de dimensionner les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur

a/ Formulation de l'équation du mouvement

On considère un oscillateur multiple pouvant se déformer par rapport à sa base qui reste fixe, et caractérisé par les matrices K, M et C respectivement de rigidité, de masse et d'amortissement

On applique aux noeuds des forces $p_j(t)$ variables dans le temps, soit U le vecteur du placement :



En tenant compte de l'amortissement, de la rigidité du système alors que l'équation du mouvement s'écrit :

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = P(t)$$

Oscillations libres :

hypothèse : * Pour les valeurs usuelles de l'amortissement, la période d'un oscillateur simple amorti différerait très peu de la période du même oscillateur supposé non amorti

De même, l'étude des oscillations libres de l'oscillateur multiple supposé non amorti, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées

En l'absence de forces extérieures $P(t)$ et en négligeant l'amortissement du système l'équation (*) devient :

$$M \ddot{U} + K U = 0 \quad (*, *)$$

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$U = a D \sin(\omega t + \theta)$$

a, ω, θ sont des constantes et D un vecteur dont les coordonnées sont les n déplacements des noeuds.

L'équation (*, *) s'écrit :

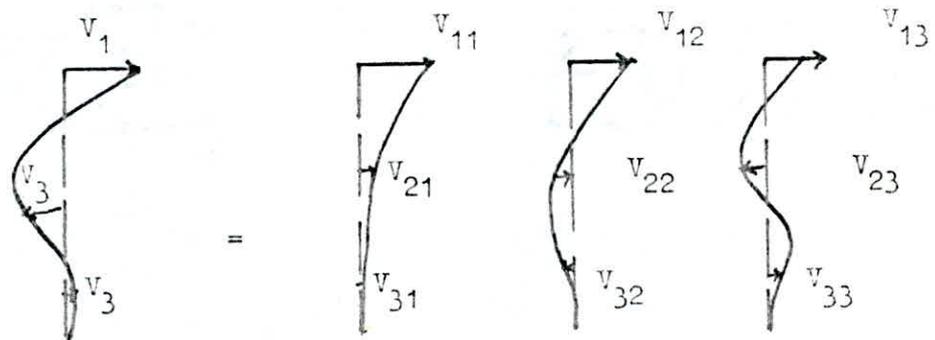
$$(K - M \omega^2) D = 0$$

Le système étant en mouvement donc la solution est différente de zéro et ça n'est possible que si le déterminant $|K - M \omega^2| = 0$

Analyse modale et étude de la réponse sismique :

Sous l'effet des charges sismiques latérales, la structure se déforme, On montre en analyse modale que cette déformée est le résultat de la combinaison linéaire des déformées de chaque mode propre de vibration c'est le principe de superposition modale

Exemple :



$$\text{On a : } V_i = \sum_{j=1}^3 V_{ij}$$

b/ Etude de la réponse dynamique de la structure

Les paramètres définissant la réponse sismique sont :

- Les pulsations propres (fréquences propres)
- Les vecteurs propres associés à chaque mode propre de vibration

Pour cela on résout l'équation $\{ [K] - \omega_i^2 [M] \} \{ D_i \} = 0$

avec : $\oplus [K]$: matrice de rigidité de la structure ,
 ω : fréquence propres (valeur)

$\oplus [M]$: matrice des masses ;

$\{ D_i \}$: vecteur propre associé

i : indice du mode

matrice

b-1/ Formulation de la matrice des masses et celle des rigidités

b-1-1 : Matrice des masses : c'est une matrice diagonale dont la formulation est la suivante :

$$[M] = \begin{cases} m_{ij} & \text{Si } i = j \\ 0 & \text{Sinon} \end{cases}$$

b-1-2 : Matrices des rigidités

- soient K_1, K_2, \dots, K_n les rigidités relatives de niveau
- soient $k_{1j}, k_{2j}, k_{3j}, \dots, k_{ij}, \dots, k_{qj}$ les raideurs des poteaux du j ième niveau : $k_{ij} = \frac{12 EI_{ij}}{h_j^3}$ qui est la rigidité à la flexion d'une barre encastree à ses deux extrémités
- la rigidité du niveau j s'écrit : $K_j = \sum_{i=1}^q \frac{12 EI_{ij}}{h_j^3}$, q nombre de poteaux à l'étage j

La matrice des rigidités est une matrice tridiagonale (dont les termes sont définis comme suit : (pour un exemple de 4 étages)

donc :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_4 & -K_4 & 0 & 0 \\ -K_4 & K_4+K_3 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_2+K_3 & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_2+K_1 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix}$$

b-2/ Méthodes utilisées pour le calcul des caractéristiques dynamiques de la structure

b-2-1 : Calcul des valeurs propres et des vecteurs propres associés par la méthode de Jaccobi :

Condition d'application :

* matrice symétrique définie positive : vérifié pour $[M]$ ainsi que pour $[K]$

Conséquence de cette propriété : toutes les valeurs propres sont réelles et positives

Exemple de matrice symétrique définie positive : $A = \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 3 \\ 1 & 3 & 5 \end{bmatrix}$

$$D_1 = 3 > 0 \quad ; \quad D_2 = \begin{vmatrix} 3 & 2 \\ 2 & 4 \end{vmatrix} = 8 > 0; \quad D_3 = \begin{vmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 3 \\ 1 & 3 & 5 \end{vmatrix} > 0$$

Algorithme de la méthode de Jaccobi :

Définir la précision de convergence requise ϵ

Pour chaque cycle S

Définir la tolérance dynamique $\epsilon_s = 10^{-25}$

Pour chaque lignes $i = 1, 2, \dots, n$

Pour chaque colonne $j = 1, 2, \dots, i + 1, n$

Calculer les facteurs de couplage :

$$f_k = \frac{K_{ij}}{\sqrt{K_{ii} K_{jj}}}, \quad f_n = \frac{M_{ij}}{\sqrt{M_{ii} M_{jj}}}$$

Si f_k ou f_n s :

$$\bullet \text{ Calculer } a \text{ et } b \text{ par : } a = \frac{C_2}{d} \quad ; \quad b = -\frac{C_1}{d}$$

avec : $C_2 = K_{jj} M_{ij} - M_{jj} K_{ij}$

$$C_1 = K_{ii} M_{ij} - M_{ii} K_{ij}$$

$$C_3 = K_{ii} M_{jj} - K_{jj} M_{ii}$$

$$d = \frac{C_3}{2} + \text{Signe}(C_3) \sqrt{\left(\frac{C_3}{2}\right)^2 + C_1 C_2}$$

• Transformer les matrices K et M

Colonne $i =$ Colonne $i + b$ colonne j

Colonne $j = a$ colonne $i +$ Colonne j

puis : ligne $i =$ ligne $i + b$ ligne j

ligne $j = a$ ligne $i +$ ligne j

• Modifier les vecteurs propres : $[X]$

colonne $i =$ colonne $i + b$ colonne j

colonne $j = a$ colonne $i +$ colonne j

Calculer les valeurs propres $\lambda_i = \frac{K_{ii}}{M_{ii}}$ et $K_\lambda = \max$

$$\left| \begin{array}{cc} s & s-1 \\ \lambda_i & -\lambda_i \end{array} \right|$$

Calculer les facteurs de couplage : $F_k = \max_{ij} \frac{|K_{ij}|}{\sqrt{K_{ii} K_{jj}}}$

$$; F_M = \max_{ij} \frac{|M_{ij}|}{\sqrt{M_{ii} M_{jj}}}$$

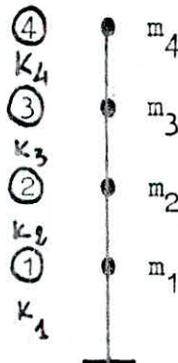
test de convergence : $F_k < \epsilon$, $F_M < \epsilon$

Formulation générale de k

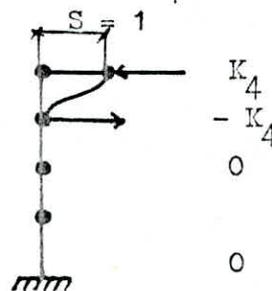
$$K_{ij} = \begin{cases} K_{n-i+2} + K_{n-i+1} & \text{Si } i = j \\ K_{n-i+2} & \text{Si } i-j = 1 \\ -K_{n-i+1} & \text{Si } i-j = -1 \\ 0 & \text{Si } |i-j| > 1 \end{cases}$$

Exemple : Matrice de rigidité pour une structure à 4 niveaux

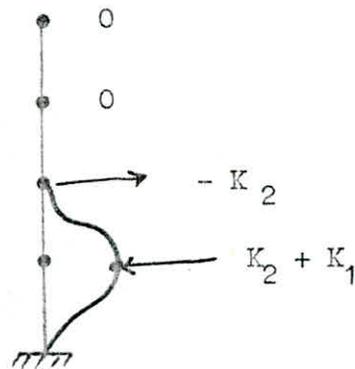
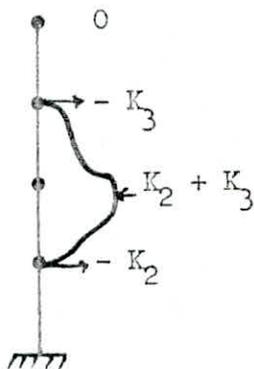
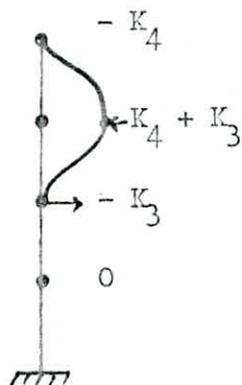
- Chaque colonne j de la matrice des rigidités est obtenue en imposant à la masse m_j un déplacement $S = 1$
- Les coefficients K_{ij} de la colonne sont obtenus par des simples équations d'équilibre



o/ 1ère colonne : On impose à la masse m_4 un déplacement unitaire $S = 1$



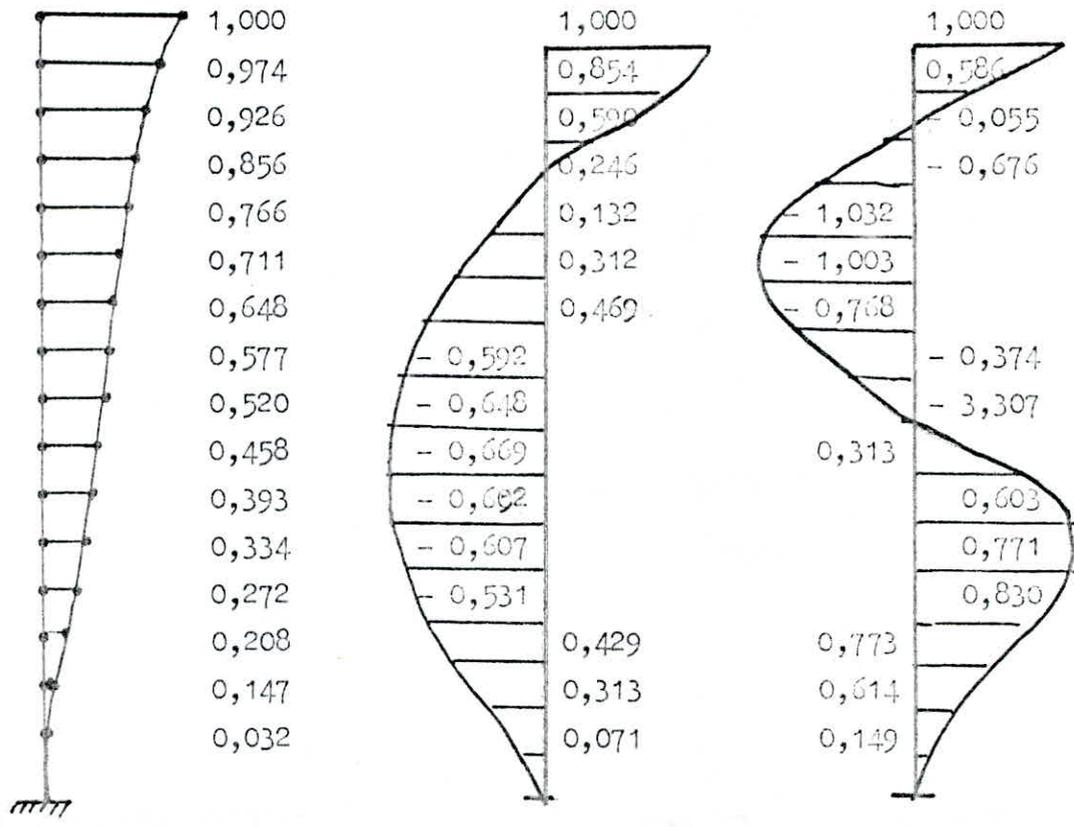
o/ 2ème colonne : On impose à la masse m_3 un déplacement unitaire $S = 1$ de même pour la 3ème et la 4ème colonne :



b-2-2/ Résultats :

α/ Dans le sens transversal de la structure :

| | 1er Mode | 2ème Mode | 3ème Mode |
|-------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| Forme propre normalisée | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| | 0,974 | 0,854 | 0,586 |
| | 0,926 | 0,590 | - 0,055 |
| | 0,856 | 0,246 | - 0,676 |
| | 0,766 | - 0,132 | - 1,032 |
| | 0,711 | - 0,312 | - 1,003 |
| | 0,648 | - 0,469 | - 0,768 |
| | 0,577 | - 0,592 | - 0,374 |
| | 0,520 | - 0,648 | - 3,307 10^{-2} |
| | 0,458 | - 0,669 | 0,313 |
| | 0,393 | - 0,652 | 0,603 |
| | 0,334 | - 0,607 | 0,771 |
| | 0,272 | - 0,531 | 0,830 |
| | 0,208 | - 0,429 | 0,773 |
| | 0,147 | - 0,313 | 0,614 |
| 0,032 | - 0,071 | 0,149 | |
| Periode | 1,606 Δ | 0,666 Δ | 0,395 |



1ère Mode

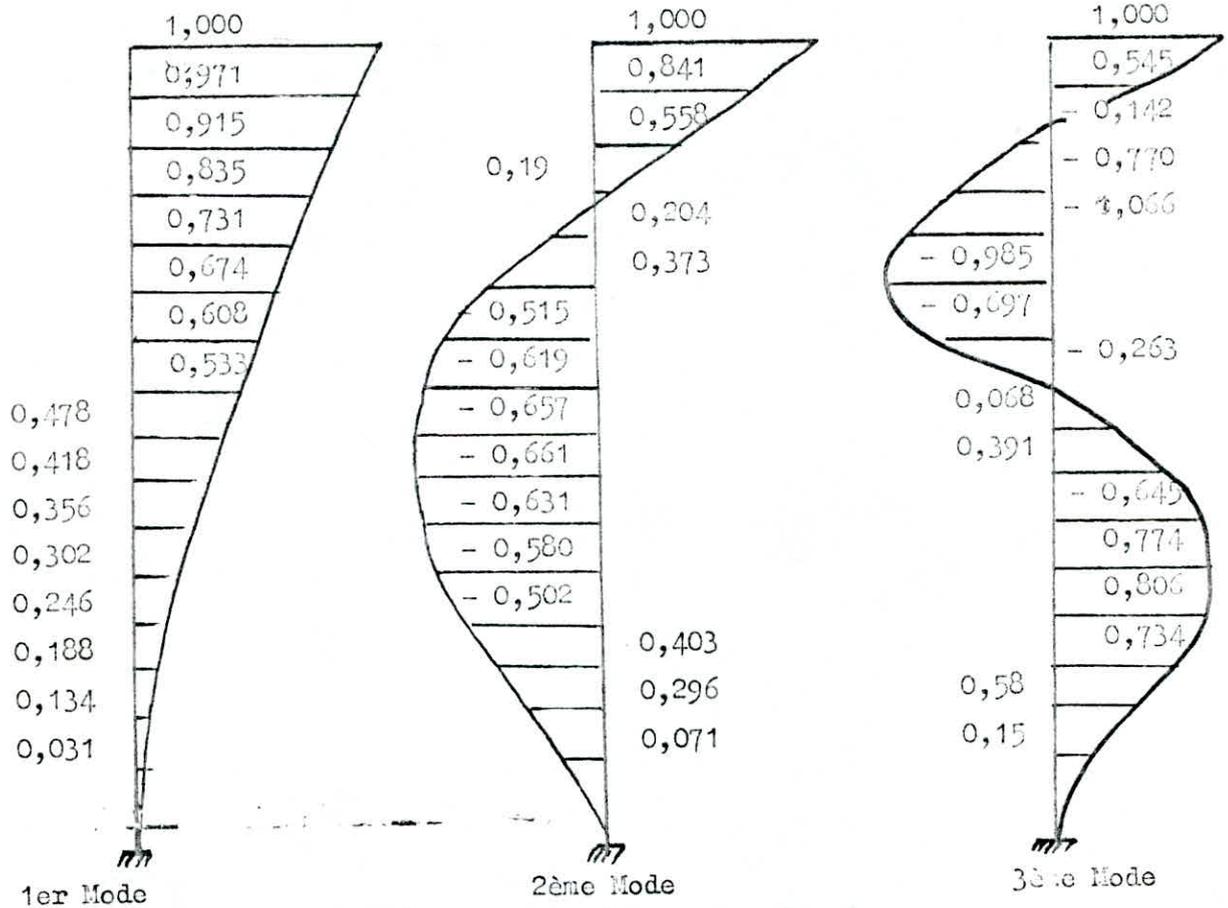
2ème Mode

3ème Mode

β/ Dans le sens longitudinal de la structure :

Les résultats sont consignés sur le tableau ci-dessous :

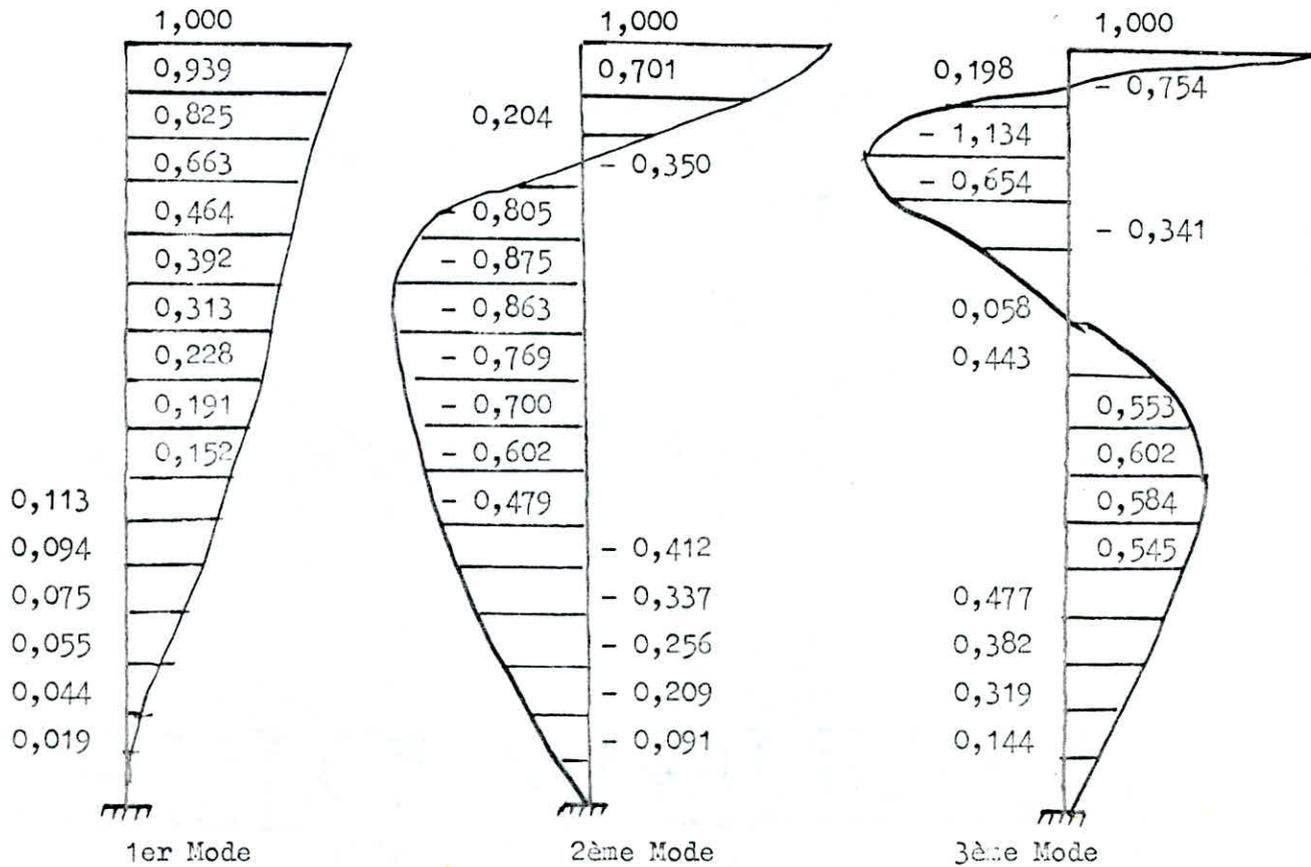
| | 1er Mode | 2ème Mode | 3ème Mode |
|-------------------------|----------|-----------|-----------|
| Forme propre normalisée | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| | 0,971 | 0,841 | 0,545 |
| | 0,915 | 0,558 | - 0,142 |
| | 0,835 | 0,190 | - 0,770 |
| | 0,731 | - 0,204 | - 1,066 |
| | 0,674 | - 0,373 | - 0,985 |
| | 0,608 | - 0,515 | - 0,697 |
| | 0,533 | - 0,619 | - 0,263 |
| | 0,478 | - 0,657 | - 0,069 |
| | 0,418 | - 0,661 | - 0,391 |
| | 0,356 | - 0,631 | - 0,645 |
| | 0,302 | - 0,580 | - 0,774 |
| | 0,246 | - 0,502 | - 0,806 |
| | 0,188 | - 0,403 | - 0,734 |
| | 0,134 | - 0,296 | - 0,580 |
| 0,031 | - 0,071 | - 0,150 | |
| Période | 1,442 | 0,616 | 0,363 |



8/ Cas de plancher indéformable

Les résultats sont consignés sur le tableau ci-dessous :

| | 1er Mode | 2ème Mode | 3ème Mode |
|-------------------------|----------|-----------|-----------|
| Forme propre normalisée | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| | 0,939 | 0,701 | 0,198 |
| | 0,825 | 0,204 | - 0,754 |
| | 0,663 | - 0,350 | - 1,134 |
| | 0,464 | - 0,805 | - 0,654 |
| | 0,392 | - 0,875 | - 0,341 |
| | 0,313 | - 0,863 | - 0,058 |
| | 0,228 | - 0,769 | - 0,443 |
| | 0,191 | - 0,700 | - 0,853 |
| | 0,152 | - 0,602 | - 0,602 |
| | 0,113 | - 0,479 | - 0,584 |
| | 0,094 | - 0,412 | - 0,545 |
| | 0,075 | - 0,337 | - 0,477 |
| | 0,055 | - 0,256 | - 0,382 |
| | 0,044 | - 0,209 | - 0,319 |
| 0,019 | - 0,091 | - 0,144 | |
| Période | 0,878 | 0,395 | 0,241 |



Calcul des forces sismiques :

L'estimation des forces d'origine sismique qui agissent sur la structure pendant un tremblement de terre constitue le problème fondamentale du génie sismique

En connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le projecteur pourrait dimensionner les ouvrages en leurs assurant la sécurité jugée nécessaire

a/ Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode :

$$F_{ij} = m_j U_{ij} = \gamma_i A B D_i Q m_j D_{ji}$$

ou : $\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j D_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j D_{ji}}$ représente le facteur de contribution pour chaque mode

A = Coefficient d'accélération de zone (Art 3.3.11.RPA)

$$(A = 0,45)$$

D = Facteur d'amplification dynamique moyen (Art 3 3 1 2 RPA)

$$(D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}} \quad \text{Sol meuble}) \quad (B = 10 \%)$$

B = Facteur de comportement de la structure

$$(B = 0,25)$$

Q = Facteur de qualité (Art 3 3 1 4 RPA)

$$\left. \begin{array}{l} (Q = 1,4 \text{ sens longitudinal}) \\ (Q = 1,3 \text{ sens transversal}) \end{array} \right\}$$

m_j = masse de l'étage j

j = rang de l'étage

Pour le cas de la tour (R + 14 + SS) :

- A = 0,15 (groupe d'usage 2 , zone II)

- D = $2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$ (sol meuble) si D > 2 ou prend D = 2

- B = 0,25 (portique autostable en béton armé)

Valeurs du facteur de Qualité Q :

Dans le sens transversal

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad (\text{Art 3 3 1 4 RPA 81})$$

ou P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

* P₁ = 0,0 (Art 3.3.1.4.1 RPA 81)

P₂ = 0,0 (" 3.3.1.4.2 ")

P₃ = 0,0 (" 3.3.1.4.3 ")

P₄ = 0,1 (" 3.3.1.4.4 ")

P₅ = 0,1 (" 3.3.1.4.5 ")

P₆ = 0,1 (" 3.3.1.4.6 ")

$$Q = 1,3$$

Dans le sens longitudinal

Même valeur des pénalités seulement P₂ = 0,1
d'où Q = 1,4

b/ Evaluation de la sollicitation maximale résultante .

La force sismique résultante à l'étage j est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_j = \sqrt{\sum_{i=1}^n F_{ji}^2}$$

c/ Résultats : (les calculs ont été fait sur ordinateur) .

Remarque : du moment où :

- * les caractéristiques dynamiques et dans le sens transversal et dans le sens longitudinal sont pratiquement les même alors on a étudié et évalué seulement les forces sismiques dans le sens longitudinal.
- * l'effet des charges sismiques sera envisagé séparément suivant les deux axes principaux :

c-1/ Plancher indéformable

| j | F _{ij} | | | F _i |
|----|-----------------|-----------|-----------|----------------|
| | 1er Mode | 2ème Mode | 3ème Mode | Combinaison |
| 16 | 39,11 | - 27,56 | 17,58 | 50,97 |
| 15 | 36,74 | - 19,32 | 3,48 | 41,66 |
| 14 | 32,27 | - 5,63 | - 13,25 | 35,34 |
| 13 | 25,96 | 9,64 | - 19,94 | 34,13 |
| 12 | 18,16 | 22,20 | - 11,50 | 30,91 |
| 11 | 15,35 | 24,14 | - 5,99 | 29,23 |
| 10 | 12,25 | 23,79 | 1,02 | 26,78 |
| 9 | 8,91 | 21,20 | 7,79 | 24,29 |
| 8 | 7,48 | 19,29 | 9,73 | 22,87 |
| 7 | 5,98 | 16,59 | 10,59 | 20,57 |
| 6 | 4,43 | 13,20 | 10,28 | 17,31 |
| 5 | 3,69 | 11,37 | 9,59 | 15,33 |
| 4 | 2,93 | 9,31 | 8,39 | 12,87 |
| 3 | 2,17 | 7,06 | 6,72 | 9,99 |
| 2 | 1,75 | 5,76 | 5,62 | 8,24 |
| 1 | 0,75 | 2,51 | 2,54 | 3,66 |

c-2/ En tenant compte de la flexibilité des poutres

| j | Fij | | | Fi |
|----|----------|---------|---------|-------------|
| | 1er Mode | 2e Mode | 3e Mode | Combinaison |
| 16 | 28,58 | - 19,17 | 10,53 | 35,99 |
| 15 | 27,76 | - 16,14 | 5,75 | 32,62 |
| 14 | 26,17 | - 10,70 | - 1,50 | 28,32 |
| 13 | 23,87 | - 3,66 | - 8,11 | 25,48 |
| 12 | 20,92 | 3,92 | -11,23 | 24,07 |
| 11 | 19,28 | 7,16 | -10,38 | 23,04 |
| 10 | 17,38 | 9,87 | - 7,35 | 21,30 |
| 9 | 15,25 | 11,86 | - 2,77 | 19,52 |
| 8 | 13,66 | 12,60 | 0,73 | 18,61 |
| 7 | 11,95 | 12,68 | 4,12 | 17,91 |
| 6 | 10,18 | 12,11 | 6,79 | 17,22 |
| 5 | 8,64 | 11,12 | 8,16 | 16,28 |
| 4 | 7,04 | 9,64 | 8,49 | 14,65 |
| 3 | 5,38 | 7,73 | 7,73 | 12,19 |
| 2 | 3,83 | 5,47 | 6,12 | 9,18 |
| 1 | 0,90 | 1,37 | 1,58 | 2,28 |

Remarque : * Plus la rigidité de la structure augmente plus l'effort sismique devient important.

Conclusion : Ce qui montre clairement que le concepteur à intérêt d'une part, à réduire au maximum les masses intéressant la structure, et d'autre part, à obtenir une accélération spectrale la plus faible possible pour l'intensité sismique la plus importante dans la zone où la structure est prévue ; ceci se traduit par la recherche d'une structure légère et souple, répondant, malgré tout, au critère de confort.

Justification de la solution des modes utiles :

La solution des modes de vibration devrait s'effectuer d'après la valeur maximum de l'énergie potentielle emmagasinée dans la structure lors du mouvement.

Pour un mode i , cette énergie a pour expression :

$$E_i = \frac{1}{2} U_i^t K U_i$$

ou U_i représente le vecteur de placement (relatifs) maxima selon le mode i et K la matrice des rigidités.

On constate en général que deux à trois modes au plus sont à retenir, l'un d'eux étant nettement prépondérant par rapport aux autres. Néanmoins, il existe un artifice de sélection des modes sans passer par le calcul des énergies potentielles et ça en calculons le coefficient de contribution modale noté ϵ et qui a pour valeur :

$$\epsilon_i = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_{ij} D_{ij} \right)^2}{\left(\sum_{j=1}^n m_{ij} \right) \left(\sum_{j=1}^n m_{ij} D_{ij}^2 \right)}$$

remarque : $\sum_{i=1}^n \epsilon_i = 1$

Les résultats obtenus (toujours sur ordinateur)

| | S e n s | 1er Mode | 2ème Mode | 3ème Mode | Σ |
|---------------------|---------------|----------|-----------|-----------|----------|
| Plancher déformable | Sens trans | 72,02 % | 12,16 % | 4,52 % | 88,70% |
| | Sens long | 70,15 % | 13,53 % | 4,88 % | 88,56% |
| P indéf | Trans Ou Long | 48,54 % | 26,18 % | 9,89 % | 84,61% |

III/ Exposés brefs de quelques méthodes de calcul des caractéristiques dynamiques de la structure

a/ Méthode de Rayleigh :

La période du premier mode est obtenue d'une manière approchée en partant d'une déformée arbitraire mais plausible. La précision obtenue est très suffisante en pratique.

On considère un oscillateur multiple à n degrés de liberté caractérisé par une matrice de rigidité $[K]$ et une matrice des masses $[M]$.

On note D le vecteur déplacement correspondant au premier mode, la pulsation de ce mode est donnée par :

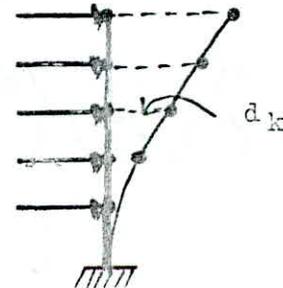
$$\omega^2 = \frac{D^t K D}{D^t M D}$$

Pour les structures courantes, la déformée du premier mode a une allure comparable à celle que l'on obtiendrait en imposant à toutes les masses la même accélération d'où la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \int_k d^2 k}{g \sum_1^n \int_k d k}}$$

avec $\int_k = m_k \cdot g$

$$\int_k = m_k \cdot g$$



b/ Méthode de Stodola :

La méthode de Stodola est fondée sur l'équation :

$$\left\{ [D] - \frac{1}{\omega^2} [I] \right\} \{ \phi \} = 0$$

qui peut s'écrire sous la forme

$$[D] \{ \phi \} = \frac{1}{\omega^2} \phi \quad (1)$$

où : $[D]$ est la matrice dynamique de la structure, elle est égale à :

$$[D] = [f][M] \quad \text{avec} \quad \begin{cases} [f] & = \text{matrice des souplesses} \\ [M] & = \text{matrice des masses} \end{cases}$$

* $[\phi]$: vecteur propre

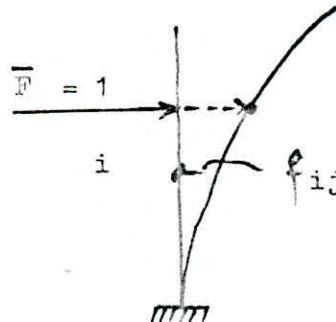
L'équation (1) ne sera satisfaite que par les vecteurs qui représentent un de vibration vrai, il en existe N et le but de la méthode de Stodok et de tous les déterminer, où d'en déterminer un certain nombre. L'équation (1) sera résolue par approximations successives en partant d'une déformée hypothétique qui représente au niveau la déformée du premier mode

Formulation de la matrice de souplesse :

C'est une matrice symétrique définie positive ayant la forme suivante :

$$x \quad f = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{1j} & f_{1n} \\ f_{i1} & f_{i2} & f_{ij} & f_{in} \\ f_{n1} & f_{n2} & f_{nj} & f_{nn} \end{bmatrix}$$

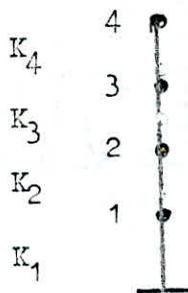
f_{ij} : étant le déplacement au i ème plancher (de la i ème masse) résultant de l'application d'une force au j ième plancher



Sa forme en fonction des rigidités K_i est donnée par :

$$[f] = \begin{pmatrix} \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \dots & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \frac{1}{K_1} \\ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \dots & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \frac{1}{K_1} \\ \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \dots & \sum_{i=1}^{n-j+1} \frac{1}{K_i} & \frac{1}{K_1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} & \dots & \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} \end{pmatrix}$$

Exemple : Soit un bâtiment de 4 étages :



Matrice correspondante : $[f] =$

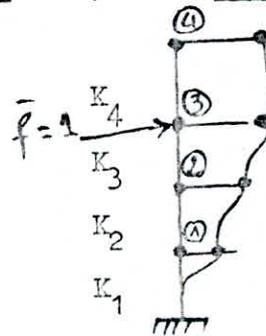
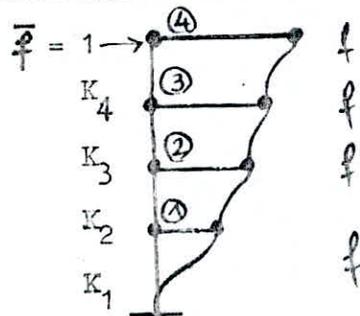
On obtient :

$$[f] = \begin{bmatrix} \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} \\ \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} \\ \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} \\ \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} \end{bmatrix}$$

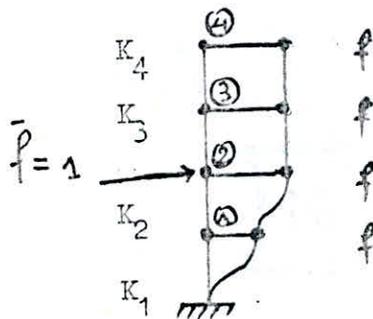
Comment arriver à cette formulation :

* Chaque colonne j correspond au vecteur déplacement de la console, la force unitaire étant appliquée à la j ième masse

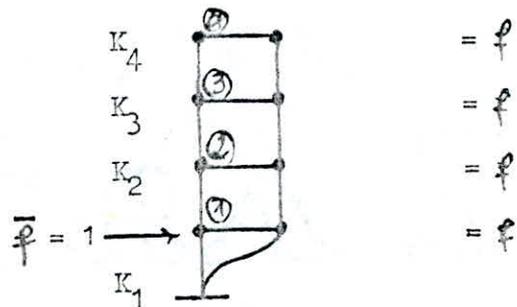
1ère colonne de la matrice ci-dessus : , 2ème colonne :



3ème colonne :



4ème colonne :



Avec la méthode de Stodok on a trouver pour la première période, c'est à dire du mode fondamental les résultats suivants :

- * plancher rigide $T = 0,935$ seconde
- * plancher déformable (Sens transversal : $T = 1,445$ Seconde
Sens longitudinal : $T = 1,588$ Seconde

On remarque bien que ces résultats sont pratiquement les mêmes que ceux obtenus par l'algorithme numérique de Jaccobi.

Aperçu bref sur la méthode de Holzer :

1/ Principe de la méthode :

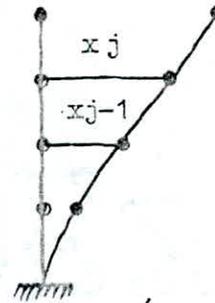
C'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour des bâtiments contreventés par des portiques

Par définition la rigidité du niveau j est donnée par :

$$R_j = \frac{T_j}{S_j} \quad (1)$$

avec S_j : déplacement relatif du j ième niveau qui est égal à :

$$S_j = x_j - x_{j-1}$$



$$(1) \iff x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j} \quad \text{Or} \quad T_j = \sum_{k=j}^n F_k$$

où F_k représente la force d'inertie donnée par : $F_k = m_k w^2 x_k(t)$
 et $x_k(t) = X_k \sin(wt + \varphi) \implies :$

$$X_{j-1} = X_j - \frac{w^2}{R_j} \sum_j^n m_k X_k \quad (2)$$

Conditions aux limites : * à la base le déplacement relatif est nul : $X_0 = 0$
 * au sommet on prend $X_n = 1$

En utilisant l'équation de récurrence (2) et les conditions aux limites définies ci-dessus, on calcule les modes de vibration d'une structure.

Remarque concernant l'étude sismique :

1/- Justification du choix des 3 premiers modes :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on a procédé comme suit :

- Calcul des efforts sismiques revenant à la combinaison des trois premiers modes.
- Calcul des efforts sismiques revenant à la combinaison des quatre premiers modes.
- Calcul des efforts sismiques revenant à la combinaison des cinq premiers modes.

A partir de ces trois combinaisons, on a remarqué que la première combinaison est pratiquement suffisante pour le calcul de ces efforts.

2/- Pour le mode fondamental le R.P.A. recommande une période de 0,1N qui est donc supérieure à celle qu'on avait trouvé en faisant un calcul dynamique ce qui donnerai des forces sismiques moins importantes que celles trouvées.

M E T H O D E D E M U T O

I/ Introduction

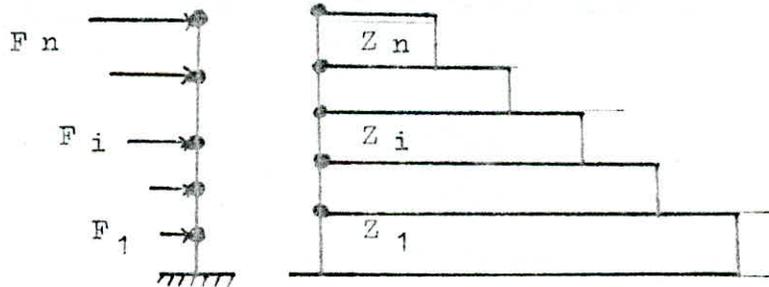
C'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (seisme, vent) basée sur les rigidités de niveau, d'étage, dont MUTO propose des formules approchées

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

I-1 Effort tranchant d'étage (j) Z_j :

C'est la somme des forces agissant au-dessus de l'étage j considéré soit :

$$Z_j = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{pour un bâtiment de n étages}$$



I-2 Effort tranchant de niveau j : T_j

C'est la somme des forces agissant au-dessus du niveau (j) considéré soit :

$$T_j = \sum_{i=1}^n f_i \quad \text{pour un portique comportant n niveau}$$

f_i : force appliquée au niveau (i) du portique

I-3 Rigidité relative de niveau (j) d'un portique

a/ définition : la rigidité relative de niveau représente l'effort tranchant qui produit un déplacement relatif unité :

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

b/ rigidité d'un poteau appartenant à un niveau (j)

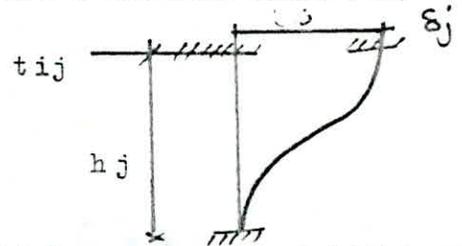
$$r_{i,j} = \frac{t_{j,i}}{\xi_j}$$

$t_{j,i}$ effort tranchant revenant au poteau i du niveau j

b-1/ Pour un poteau parfaitement encastré à ces deux extrémités

on a :

$$r_{ij} = \frac{12 E I_{ij}}{h_j^3}$$



b-2/ En tenant compte de la flexibilité des poutres, la rigidité relative du poteau devient :

$$r_{ij} = a_{ij} \frac{12 E I_{ij}}{h_j^3}$$

c/ rigidité relative de niveau d'un portique :

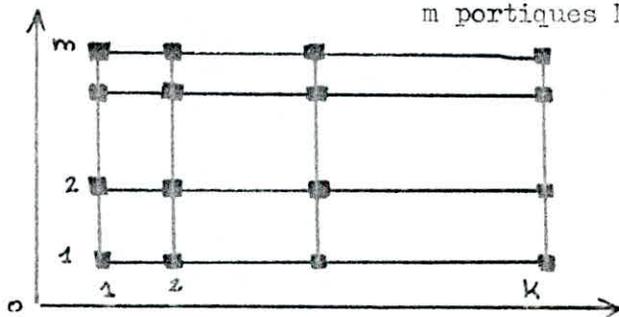
$$R_j = \sum_{i=1}^m r_{ij} = \sum_{i=1}^m a_{ij} \frac{12 E I_{ij}}{h_j^3}$$

En posant $\frac{I_{ij}}{h_j} = K_{ij}$ (raideur du poteau) alors :

$$R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \sum_{i=1}^m a_{ij} K_{ij} \quad (m = \text{nombre de poteau du niveau})$$

I-4/ Rigidité relative d'étage (j) : R_j

Soit un bâtiment ayant : k portiques transversaux
m portiques longitudinaux



dans le sens ox : $R_{jx} = \sum_{l=1}^{k^m} R_{tjx}$

dans le sens oy : $R_{jy} = \sum_{t=1}^k R_{tjy}$

- R_{lj} : rigidité relative du portique longitudinal " l " au niveau " j "
- R_{tj} : " " " transversal " t " " " j "

I-5/ Détermination du centre de torsion C_j à l'étage j :

soient (ox,oy) un repère orthonormé quelconque, les coordonnées du centre de torsion par rapport à ce repère sont données par :

$$X_{c j} = \frac{\sum_{t=1}^k R_{tjy} X_{tj}}{\sum_{t=1}^k R_{tjy}} ; \quad Y_{c j} = \frac{\sum_{l=1}^m R_{ljx} Y_{lj}}{\sum_{l=1}^m R_{ljx}}$$

I-6/ Détermination de l'effort tranchant de niveau T_j revenant à chaque portique transversal ou longitudinal

a/ Rigidité à la torsion de l'étage (j) :

$$R_{j0} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{tjy} (X_{tj})^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{ljx} (Y_{lj})^2$$

X_{tj} : distance entre le portique (t) et le centre de torsion

Y_{lj} : distance entre le portique (l) et le centre de torsion

b/ Détermination de l'effort tranchant de niveau revenant à chaque portique transversal ou longitudinal

soient : z_{jx} : effort tranchant de l'étage j dans le sens X

z_{jy} : effort tranchant de l'étage j dans le sens Y

d'où sous l'action de Z_{jx} il en résulte un effort tranchant T_{ljx} de niveau " j " dans un portique longitudinal (l) quelconque donné par :

$$T_{ljx} = z_{jx} \frac{R_{ljx}}{R_{jx}} + z_{jy} \frac{R_{ljx} Y_{lj}}{R_{jo}} Y_G$$

de même pour Z_{jy} et il en résulte un effort tranchant T_{tjy} :

$$T_{tjy} = z_{jy} \frac{R_{tjy}}{R_{jy}} + z_{jx} \frac{R_{tjy} X_{tj}}{R_{jo}} X_G$$

X_{tj} , Y_{lj} sont les coordonnées (positions) des portiques par rapport au centre de torsion

X_G et Y_G étant les coordonnées du centre de torsion par rapport au centre de masse du plancher

II/ Principe de la méthode de Muto

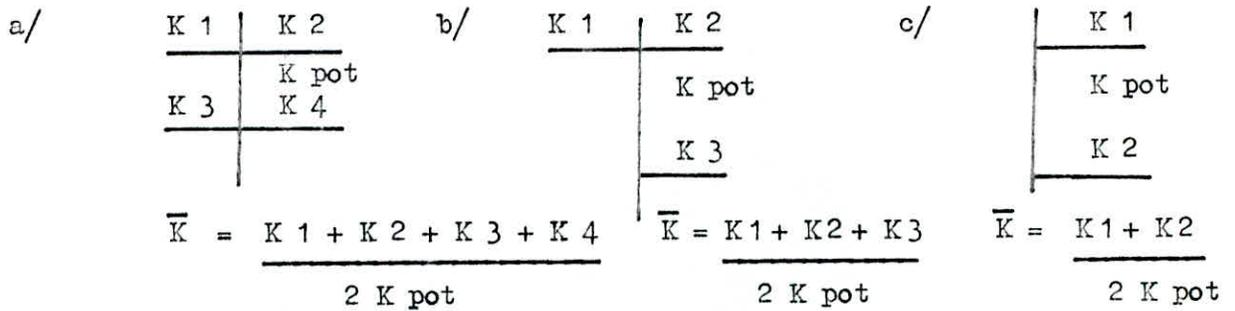
1/ Soit T_j l'effort tranchant de niveau (j) revenant à un portique quelconque, l'effort tranchant revenant à un poteau " i " est :

$$t_{ij} = \frac{a_{ij} K_{ij}}{\sum_1^m a_{ij} K_{ij}}$$

Muto propose comme valeurs des coefficients de correction a_{ij} les valeurs suivantes :

1er Cas : étage courant

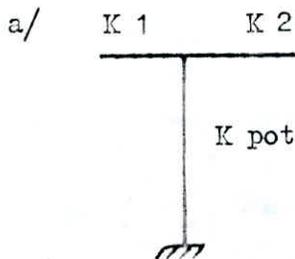
$$a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{avec } \bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutre}}}{2 K_{\text{poteau}}}$$



K 1, K2, K3, K4 étant les rigidités linéaires (I/L)

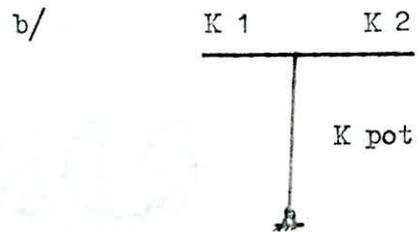
2ème cas :

Rez-de-chaussée :



$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{K 1 + K 2}{K pot}$$



$$a_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{K 1 + K 2}{K pot}$$

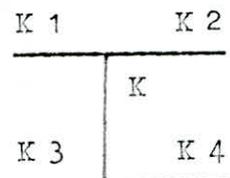
2/ La position du point d'inflexion :

La position du point de moment nul dépend des caractéristiques du portique, elle est donnée par : $z = y h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3) h$

avec :

- y_0 = fonction de $\bar{K} 1$ du nombre de niveau, du rang du niveau
- y_1 = terme de correction du à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures et donné en fonction de :

$$\alpha 1 = \frac{K 1 + K 2}{K 3 + K 4} ; \bar{K}$$

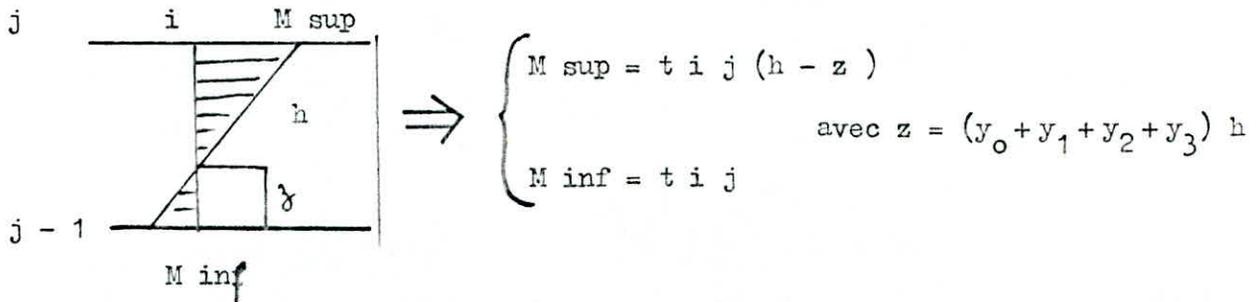


- y_2 : fonction du coefficient $\alpha_2 = \frac{h \text{ supérieur}}{h \text{ considéré}}$ et de \bar{K}

pour le dernier niveau $y_2 = 0$

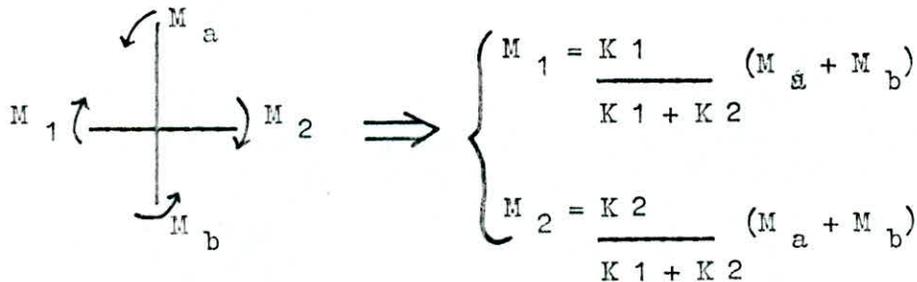
- y_3 : fonction du coefficient $\alpha_3 = \frac{h \text{ inférieur}}{h \text{ considéré}}$ et de \bar{K}

pour le premier niveau $y_3 = 0$



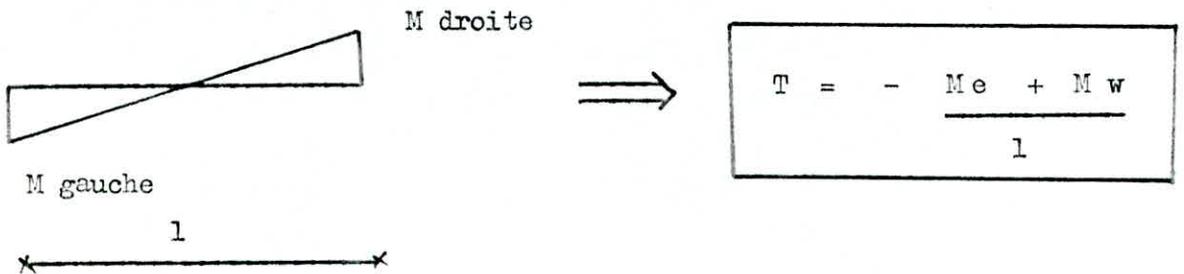
* Moment dans les poutres :

Dans un noeud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires



* Efforts tranchants :

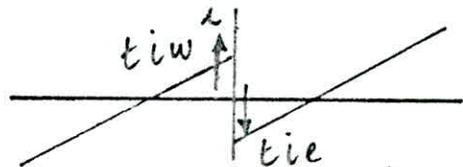
Pour une travée donnée



* Efforts normal :

pour un noeud (i) l'effort normal dans les poteaux sera :

$$N_i = t_{ie} - t_{iw}$$



Convention : d'après l'équation ci-dessus de l'effort normal on adopte pour convention :

$$- N > 0$$

$$- N > 0$$

Conditions d'application de la méthode de Muto :

- Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leurs plan ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges horizontales et verticales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent) ou triangulaire (cas du seisme).
- Pour obtenir une précision convenable il faut que la raideur (I/l) dans les poutres ne soit pas très faible devant celle des poteaux, on doit avoir $K \gg 0, 2$ pour tous les noeuds de l'ossature.
- Les raideurs (I/l) des travées adjacentes d'une poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 5 et 0,2).

III - Organigramme du programme " de la méthode du Muto "

Etape du programme :

A-1/ Calcul des rigidités linéaires des poutres et des poteaux :

$$K_{pot} = \left(\frac{I}{h} \right)_{pot.} ; \quad K_{pout} = \left(\frac{I}{l} \right)_{pout.} \quad (\text{dans les 2 sens } x, y)$$

- 2/ Calcul des coefficients \bar{K} dans les deux sens x et y
- 3/ Calcul des coefficients de correction a_j des rigidités des poteaux dans les 2 sens x et y
- 4/ Calcul des raideurs corrigées des poteaux dans les 2 sens $a_i K_j$
- 5/ Calcul de la quantité D_j : $D_j = a_{ij} K_{ij}$ dans les 2 sens

$$R_j = \frac{12 E}{h_j^2} D_j$$

6/ Calcul de la quantité $D_j = \sum D_j$ dans les 2 sens

$$R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12 E I}{h_j^2} D_{jx}$$

$$R_{jy} = \sum R_{jy} = \frac{12 E I}{h_j^2} D_{jy}$$

7/ Détermination du centre de torsion et calcul de la rigidité de torsion R_{j0} au niveau j

8/ Calcul des efforts tranchants de niveau T_j de chaque portique

9/ Calcul des efforts tranchants de niveau t_{ji} revenant à chaque poteau

10/ Détermination du point de moment nul pour chaque poteau

11/ Calcul des efforts internes M, N, T dans les poutres et dans les poteaux

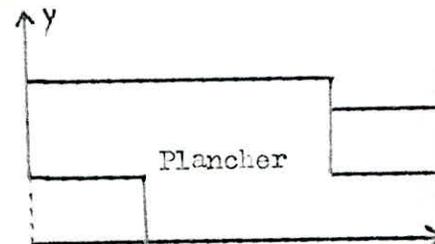
Remarque sur l'entrée des données :

* La première partie des données est inscrite dans le programme (DATA)

Ces données sont :

- nombre de niveau
- nombre de portiques longitudinaux
- " " transversaux
- longueur du bâtiment
- largeur du " "
- hauteur de chaque niveau
- coefficient de flexion E
- dimensions et portées des poutres et dimensions des poteaux
- positions des portiques transversaux et longitudinaux par rapport à un repère arbitraire
- centres de masses des différents planchers donnés sur le tableau ci-dessous :

| Rang du plancher | y_G (m) | (x_G) |
|---------------------------------|-----------|---------|
| P terrasse et P Rez-chaussée | 4,907 | 12,59 |
| 8 - - - - - 15 | 4,726 | 12,56 |
| 2 - - - - - 7 | 4,61 | 12,10 |



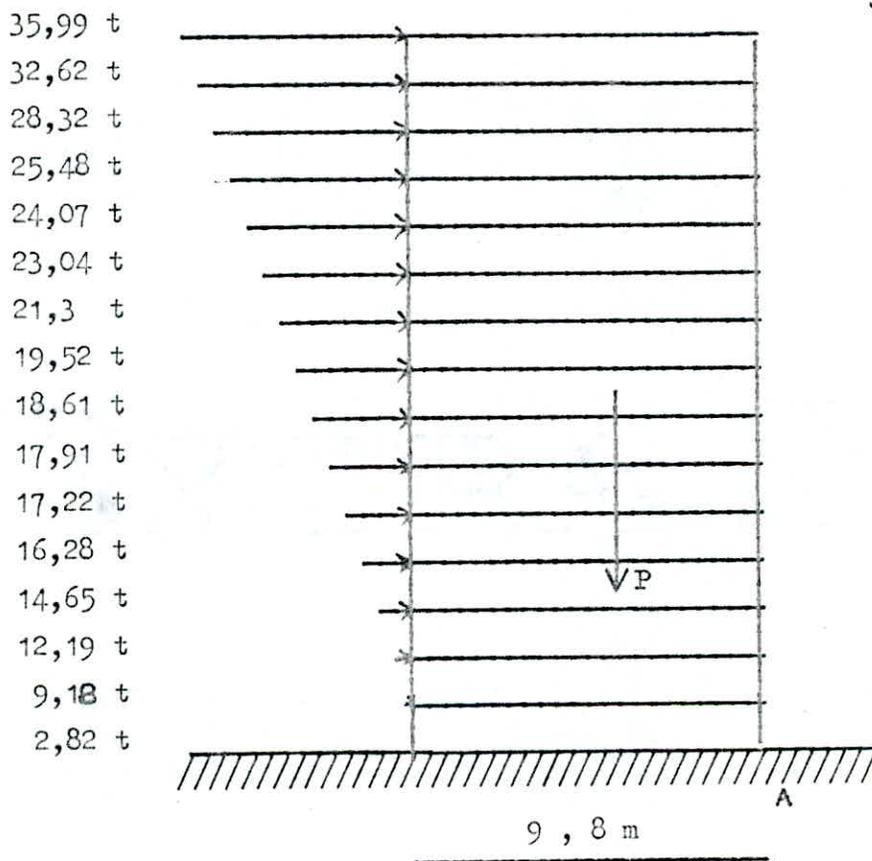
- les efforts tranchants d'étage

- * au cours de l'exécution l'ordinateur affiche sur écran les différents portiques avec les efforts tranchants de niveau correspondant et de on choisit la portique la plus sollicitée (il suffit d'écrire son numéro correspondant).
- * pour l'entrée des données nécessaires pour le calcul des points de moment nuls se fait au cours de l'exécution.
- pour les résultats concernant les caractéristiques géométriques du bâtiment il faut consulter les annexes.
- pour les résultats concernant les efforts internes M, N, T dans les portiques ils seront présentés ci-dessous.

Vérification au renversement :

Chaque ouvrage doit être calculé et conçu afin de résister aux efforts de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.

Considérons le sens transversal qui est le plus défavorable au renversement.



* P étant égal à 5630 t \Rightarrow M résistant = 275 87 t.m.

* Moment renversant : $M_{ren} = \sum_{i=1}^{16} F_i y_i = 10 622,33$ t.m.

$\frac{M_{resistant}}{M_{renver}} : 2,59 > 1,5 \Rightarrow$ donc il n'y a pas risque de renversement

Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs de niveau

Art 3-3-7-1 (RPA 81) :

Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(1,0/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif, le rapport $(1,0/2B)$ ne doit pas être plus petit que 1,0. Les déplacements relatifs de niveau ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

| J | T _j (t) | R _j (KN/m) | S _j = $\frac{T_j}{2BR_j}$ | T _j | R _j | S _j = $\frac{T_j}{2BR_j}$ | S _j = 0,0075 |
|----|--------------------|-----------------------|--------------------------------------|----------------|----------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 1 | 319,05 | 1 600 728,9 | 0,4 Cm | | 1 314 529,3 | 0,48 Cm | < 2,77 |
| 2 | 316,42 | 488 733,1 | 1,3 " | | 369 025,7 | 1,71 " | < 3,06 " |
| 3 | 307,24 | 904 302,4 | 0,67 " | | 674 526,4 | 0,91 " | < 2,29 " |
| 4 | 295,05 | 820 659,5 | 0,72 " | | 628 095,88 | 0,94 " | < " |
| 5 | 280,39 | " | 0,68 " | | " | 0,89 " | < " |
| 6 | 264,11 | " | 0,64 " | | " | 0,84 " | < " |
| 7 | 246,88 | 675 217,7 | 0,72 " | | 540 179,7 | 0,91 " | < " |
| 8 | 228,97 | 652 949,3 | 0,70 " | | 528 439,6 | 0,86 " | < " |
| 9 | 210,36 | " | 0,64 " | | " | 0,79 " | < " |
| 10 | 190,84 | 441 316,3 | 0,86 " | | 380 748,1 | 1,00 " | < " |
| 11 | 169,54 | " | 0,77 " | | " | 0,89 " | < " |
| 12 | 146,50 | " | 0,66 " | | " | 0,76 " | < " |
| 13 | 122,42 | 204 531,9 | 1,19 " | | 190 076,08 | 1,28 " | < " |
| 14 | 96,94 | " | 0,94 " | | " | 1,02 " | < " |
| 15 | 68,62 | " | 0,67 " | | " | 0,72 " | < " |
| 16 | 35,99 | " | 0,35 " | | " | 0,38 " | < " |

ANSVERSAL

SUP INF EFF NORM MUTO

Calcul Des Efforts Dans LES Poteaux(**Sous CHARGES Laterales**)

MOMENTS SUP(**1**), MOMENTS INFS(**2**), EFFORTS NORMAUX(**3**)

| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
|-------|-------|---------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|
| 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| 2.14 | 40.61 | -138.65 | 12.38 | 37.14 | 45.93 | -10.26 | 51.32 | 92.71 |
| 15.18 | 27.58 | -125.62 | 33.45 | 37.72 | 39.62 | 11.56 | 24.01 | 86.00 |
| 14.85 | 16.08 | -110.88 | 24.92 | 27.54 | 34.69 | 11.52 | 14.09 | 76.18 |
| 15.09 | 15.09 | -97.89 | 24.44 | 24.44 | 30.29 | 12.65 | 12.65 | 67.60 |
| 14.34 | 14.34 | -85.46 | 25.09 | 21.37 | 26.19 | 12.26 | 11.78 | 59.27 |
| 13.51 | 13.51 | -73.47 | 23.63 | 20.13 | 22.28 | 11.55 | 11.09 | 51.19 |
| 12.97 | 12.97 | -62.07 | 19.36 | 19.36 | 18.45 | 12.22 | 10.00 | 43.62 |
| 12.53 | 12.53 | -51.51 | 18.70 | 18.70 | 15.10 | 11.81 | 9.66 | 36.40 |
| 12.58 | 10.72 | -41.70 | 17.38 | 17.38 | 12.15 | 10.98 | 8.98 | 29.55 |
| 10.89 | 10.89 | -32.40 | 14.31 | 14.31 | 9.31 | 9.72 | 9.72 | 23.09 |
| 9.68 | 9.68 | -24.38 | 12.96 | 12.46 | 6.82 | 9.15 | 8.11 | 17.56 |
| 8.36 | 8.36 | -17.31 | 11.20 | 10.76 | 4.71 | 7.91 | 7.01 | 12.59 |
| 7.16 | 7.16 | -11.36 | 8.13 | 8.13 | 3.09 | 6.76 | 6.76 | 8.27 |
| 5.67 | 5.67 | -6.62 | 6.44 | 6.44 | 1.80 | 5.35 | 5.35 | 4.82 |
| 4.01 | 4.01 | -3.04 | 4.56 | 4.56 | 0.83 | 3.79 | 3.79 | 2.21 |
| 2.32 | 1.90 | -0.86 | 2.63 | 2.15 | 0.23 | 2.19 | 1.79 | 0.62 |

MT GAU DT EFF TRA MUTO

Calcul Des Efforts Dans LES Poutres(**Sous CHARGES Laterales**)

MOMENTS GAU(**1**), MOMENTS DRTS(**2**), EFFORTS TRANCHANTS(**3**)

| 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|------|------|
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 27.60 | 29.72 | -13.03 | 13.75 | 22.49 | -6.71 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33.61 | 31.27 | -14.74 | 25.65 | 27.38 | -9.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27.20 | 29.94 | -12.99 | 24.17 | 22.16 | -8.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 25.24 | 29.44 | -12.43 | 24.42 | 20.57 | -8.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24.92 | 27.86 | -11.99 | 23.35 | 20.30 | -8.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 23.69 | 26.48 | -11.40 | 21.55 | 19.30 | -7.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20.97 | 25.50 | -10.56 | 21.89 | 17.09 | -7.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19.88 | 23.25 | -9.80 | 20.79 | 16.20 | -6.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17.46 | 23.47 | -9.30 | 20.69 | 14.23 | -6.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14.75 | 20.57 | -8.03 | 17.83 | 12.02 | -5.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13.07 | 18.04 | -7.07 | 16.16 | 10.65 | -4.97 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10.65 | 15.52 | -5.95 | 14.66 | 8.68 | -4.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8.02 | 12.83 | -4.74 | 12.11 | 6.54 | -3.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6.06 | 9.69 | -3.58 | 9.14 | 4.93 | -2.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.70 | 5.91 | -2.18 | 5.58 | 3.01 | -1.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.45 | -2.32 | -0.86 | 2.19 | 1.18 | -0.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Calcul des efforts internes sous
charges verticales

I/ Exposé de la méthode (" Caquot ")

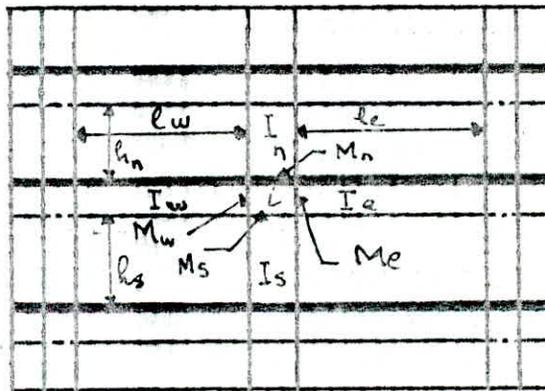
La méthode exposée ci-après ne s'applique qu'à des poutres de plancher associé à un hourdis et soumises à des charges verticales.

Hypothèses ou domaine d'application de la méthode :

- Les poutres sont solidaires des poteaux
- Les poteaux ont une inertie constante

Le principe consiste à considérer chaque nœud (croisement poutre-poteau) et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui.

Considérons la construction représentée ci-dessous et un nœud i de cette construction :



- h_n , la hauteur du poteau au-dessus du nœud (nord)
- h_s , la hauteur du poteau au-dessous du nœud (sud)
- l_w , la portée de la travée située à gauche du nœud (West)
- l_e , la portée de la travée située à droite du nœud (Est)

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par l'
 $l'_w = 0,8 l_w$; $l'_e = 0,8 l_e$

On détache de chaque sens (au-dessus et au-dessous) de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux :

$$h'_m = 0,8 h_m$$

$$h'_s = 0,8 h_s$$

0,9h_n Lorsque le noeud appartient à l'avant dernier plancher. soit :

q_w : la charge uniformément répartie parosité de longueur sur la travée de gauche :

q_e : sur celle de droite

Q_w : Charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance a w de nu d'appui

Q_e : Charge concentrée sur celle de droite à une distance a e de nu de l'appui

$$\text{On pose : } M'_w = \frac{q_w l'^2_w}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w$$

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

Les valeurs k_w, k_e , sont données en fonction de a w, l'w et ae, l'e par une échelle fonctionnelle (CCRA 68 p.141, 143, 146)

I w, Ie, Is, In : Moment d'inertie respectivement des poutres et des poteaux

$$\text{On, pose : } K_w = \frac{I_w}{l'_w} ; K_e = \frac{I_e}{l'_e} ; K_s = \frac{I_s}{l'_s} ; K_n = \frac{I_n}{l'_n} \quad \begin{array}{l} \text{raideurs} \\ \text{respectivement} \end{array}$$

des poutres et des poteaux

$$\text{On pose } D = K_w + K_e + 4K_n + K_g$$

Les moments dans les sections entourant un noeud sont donnés en valeurs absolues et ont pour valeurs :

- au nu de l'appui dans la travée gauche : $M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$

- au nu de l'appui dans la travée de droite : $M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$

- à la base de poteau : $M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$

- au niveau de la section supérieure du poteau : $M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$

Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres

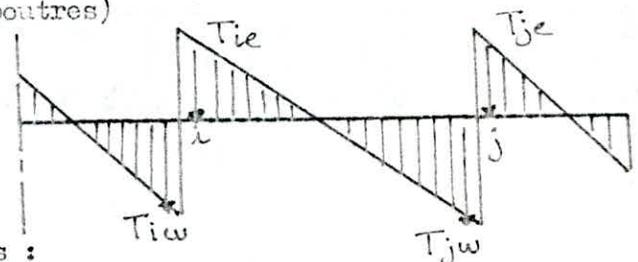
Par simplification on ne fait pas état, dans le calcul des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poteaux

Efforts normaux dans les poteaux

Les efforts normaux dans les poteaux sont donnés par les réactions d'appui i, j (Efforts tranchants dans les poutres)

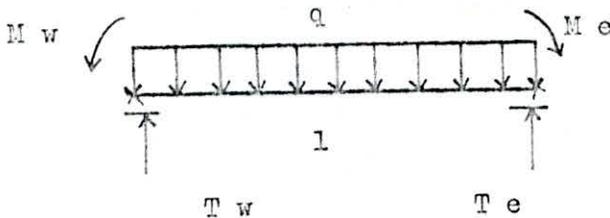
$$T V i = |T i e| + |T i w|$$

$$N j = |T j e| + |T j w|$$



Efforts tranchants dans les poutres :

Calculés en considérant la travée indépendante :



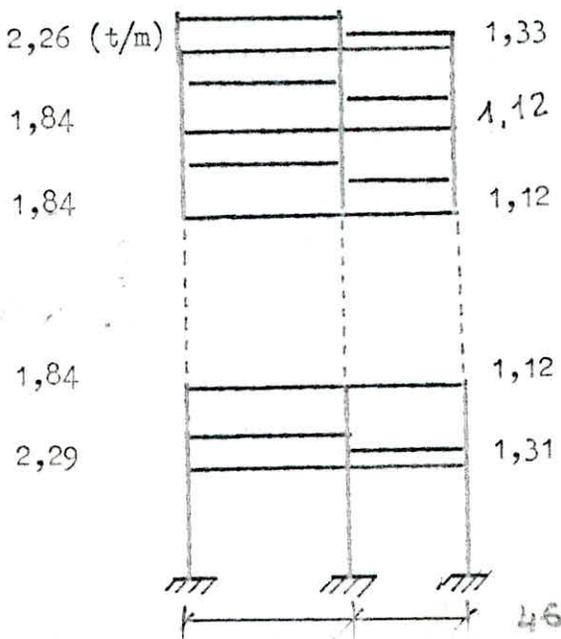
$$T w = q \frac{l}{2} - \frac{M e - M w}{l}$$

$$T e = q \frac{l}{2} + \frac{M e - M w}{l}$$

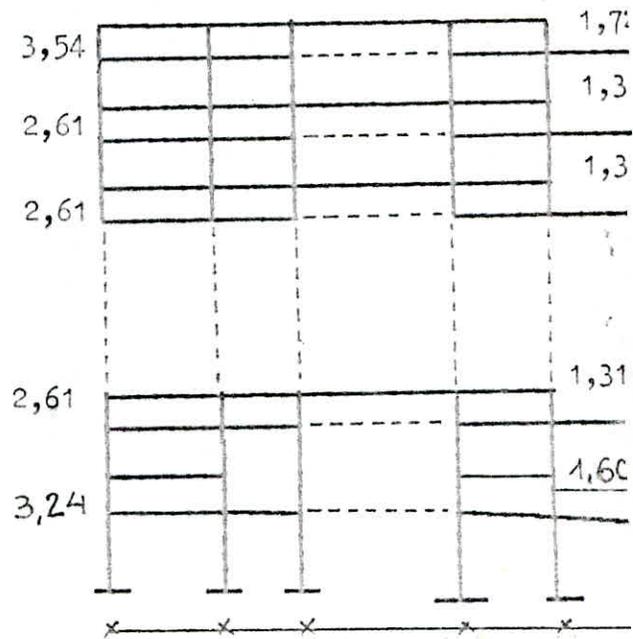
II/ Calcul des charges et surcharges respectivement des portiques longitudinaux et transversaux.

A- Sous-charges

A-1/ Portique transversal

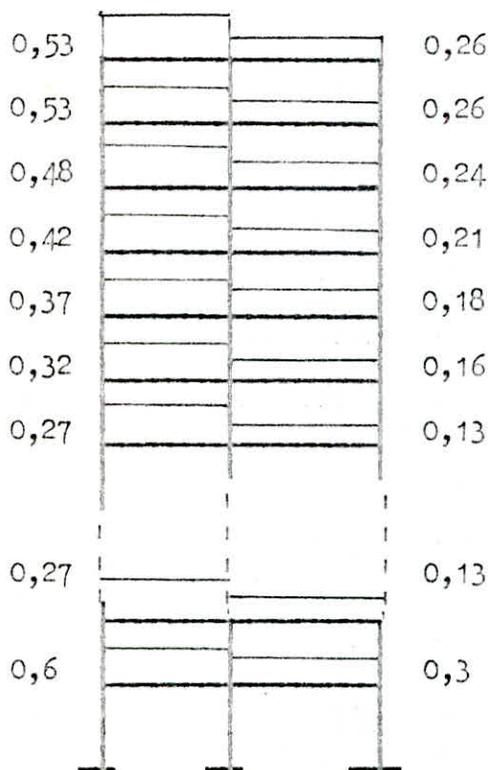


A-2/ Portique longitudinal

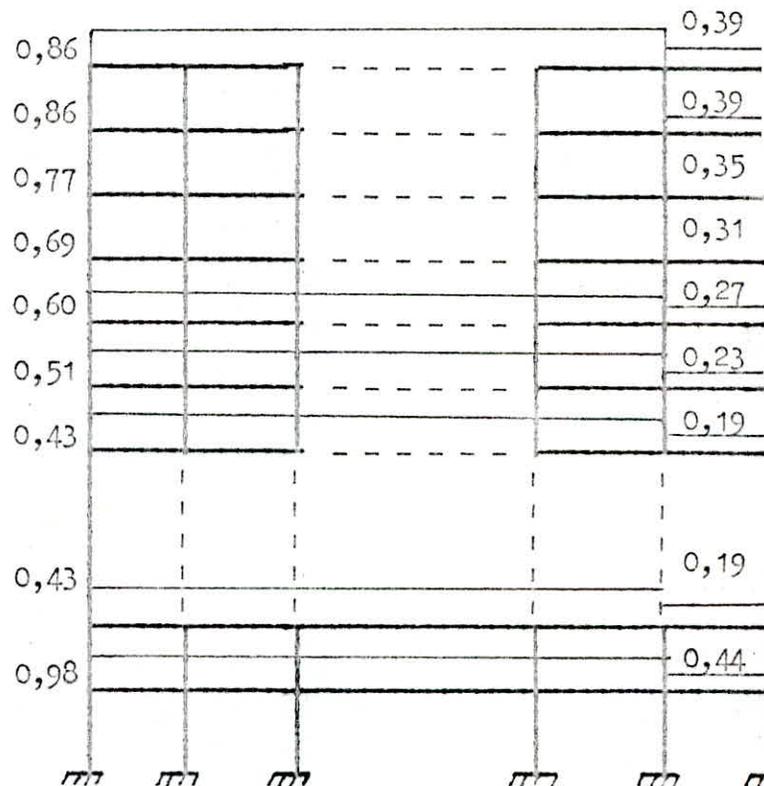


B/ Sous-surcharge

B-1/ Portique transversal



B-2/ Portique longitudinal



C/ Loi de dégression :

La loi de dégression est fixée par les normes. Dans le cas courant où la surcharge est la même pour tous les étages, cette loi de dégression conduit aux valeurs suivantes :

- plancher terrasse (S toute la surcharge)
- le premier plancher à partir de la terrasse (S)
- le deuxième plancher à partir " " (0,9 S)
- le troisième " " " " (0,8 S)
- le quatrième " " " " (0,7 S)
- le cinquième " " " " (0,6 S)
- le sixième plancher à partir de la terrasse (0,5 S)
- pour tous les planchers suivants (0,5 S : Valeur minimale)

Remarques :

On remarque bien que lors du calcul des surcharges (t/ml) revenant à chacun des portiques, transversal et longitudinal, on a tenu compte de la loi de dégression.

MT NORD SUD EFF NORM (CHA)CAQUOT

Calcul Des Efforts Dans LES Poteaux(***Sous CHARGES***)

MOMENTS NORDS(**1**),MOMENTS SUDS(**2**),EFFORTS NORMAUX(**3**)

| 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
|------|------|-------|------|------|--------|-------|-------|-------|
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 0.41 | 0.00 | 51.95 | 0.56 | 0.00 | 117.59 | -0.42 | 0.00 | 68.70 |
| 0.63 | 0.82 | 49.76 | 0.87 | 1.13 | 111.97 | -0.64 | -0.83 | 65.53 |
| 1.47 | 0.94 | 46.17 | 2.04 | 1.30 | 102.73 | -1.50 | -0.96 | 60.33 |
| 0.51 | 0.95 | 43.98 | 0.71 | 1.31 | 97.11 | -0.52 | -0.96 | 57.16 |
| 1.14 | 1.14 | 40.33 | 1.54 | 1.54 | 87.93 | -1.17 | -1.17 | 51.96 |
| 0.70 | 0.70 | 38.11 | 0.93 | 0.93 | 82.34 | -0.72 | -0.72 | 48.80 |
| 0.71 | 1.47 | 34.40 | 0.92 | 1.91 | 73.21 | -0.73 | -1.52 | 43.60 |
| 0.60 | 0.60 | 32.09 | 0.74 | 0.74 | 67.72 | -0.63 | -0.63 | 40.43 |
| 0.99 | 0.99 | 28.29 | 1.22 | 1.22 | 58.68 | -1.04 | -1.04 | 35.23 |
| 0.31 | 0.77 | 25.92 | 0.37 | 0.90 | 53.24 | -0.33 | -0.82 | 32.07 |
| 0.71 | 0.71 | 21.90 | 0.79 | 0.79 | 44.41 | -0.88 | -0.88 | 26.89 |
| 0.43 | 0.43 | 19.45 | 0.48 | 0.48 | 39.04 | -0.53 | -0.53 | 23.73 |
| 0.28 | 0.87 | 15.33 | 0.30 | 0.94 | 30.29 | -0.39 | -1.23 | 18.57 |
| 0.22 | 0.22 | 12.73 | 0.22 | 0.22 | 25.08 | -0.35 | -0.35 | 15.40 |
| 0.35 | 0.35 | 8.46 | 0.36 | 0.36 | 16.52 | -0.58 | -0.58 | 10.20 |
| 0.23 | 0.26 | 5.37 | 0.23 | 0.26 | 10.34 | -0.38 | -0.43 | 6.44 |

MT NORD SUD EFF NORM (SURC)CAQUOT

Calcul Des Efforts Dans LES Poteaux(***Sous SURCHARGES***)

MOMENTS NORDS(**1**),MOMENTS SUDS(**2**),EFFORTS NORMAUX(**3**)

| 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 0.05 | 0.00 | 10.33 | 0.07 | 0.00 | 22.87 | -0.05 | 0.00 | 13.45 |
| 0.07 | 0.09 | 10.07 | 0.10 | 0.13 | 22.22 | -0.07 | -0.10 | 13.08 |
| 0.22 | 0.14 | 9.55 | 0.30 | 0.19 | 20.86 | -0.22 | -0.14 | 12.32 |
| 0.06 | 0.11 | 9.29 | 0.08 | 0.15 | 20.21 | -0.06 | -0.11 | 11.95 |
| 0.17 | 0.17 | 8.76 | 0.23 | 0.23 | 18.86 | -0.17 | -0.17 | 11.19 |
| 0.10 | 0.10 | 8.44 | 0.13 | 0.13 | 18.07 | -0.10 | -0.10 | 10.7 |
| 0.12 | 0.25 | 7.79 | 0.16 | 0.33 | 16.48 | -0.13 | -0.26 | 9.83 |
| 0.10 | 0.10 | 7.42 | 0.12 | 0.12 | 15.59 | -0.10 | -0.10 | 9.32 |
| 0.20 | 0.20 | 6.66 | 0.25 | 0.25 | 13.78 | -0.21 | -0.21 | 8.28 |
| 0.06 | 0.14 | 6.21 | 0.07 | 0.17 | 12.76 | -0.06 | -0.15 | 7.68 |
| 0.16 | 0.16 | 5.30 | 0.18 | 0.18 | 10.74 | -0.20 | -0.20 | 6.50 |
| 0.09 | 0.09 | 4.77 | 0.10 | 0.10 | 9.59 | -0.11 | -0.11 | 5.83 |
| 0.07 | 0.23 | 3.70 | 0.08 | 0.24 | 7.31 | -0.10 | -0.32 | 4.48 |
| 0.05 | 0.05 | 3.09 | 0.05 | 0.05 | 6.10 | -0.08 | -0.08 | 3.74 |
| 0.10 | 0.10 | 1.86 | 0.10 | 0.10 | 3.63 | -0.17 | -0.17 | 2.25 |
| 0.05 | 0.05 | 1.26 | 0.05 | 0.05 | 2.42 | -0.07 | -0.08 | 1.51 |

EFF TRA EST WEST (CH)CAQUOT

Efforts Tranchés Des Les Poutres (*Charges*)
 =====
 Efft Trant Est(**1**), Efft Trant West(**2**)

| 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
|------|------|------|------|------|------|
| t | t | t | t | t | t |
| 2.19 | 0.00 | 2.88 | 2.73 | 0.00 | 3.17 |
| 3.59 | 0.00 | 4.73 | 4.51 | 0.00 | 5.20 |
| 2.19 | 0.00 | 2.88 | 2.74 | 0.00 | 3.17 |
| 3.65 | 0.00 | 4.74 | 4.45 | 0.00 | 5.20 |
| 2.22 | 0.00 | 2.88 | 2.71 | 0.00 | 3.17 |
| 3.71 | 0.00 | 4.74 | 4.39 | 0.00 | 5.20 |
| 2.31 | 0.00 | 2.88 | 2.61 | 0.00 | 3.16 |
| 3.80 | 0.00 | 4.74 | 4.30 | 0.00 | 5.20 |
| 2.37 | 0.00 | 2.88 | 2.56 | 0.00 | 3.17 |
| 4.02 | 0.00 | 4.76 | 4.07 | 0.00 | 5.18 |
| 2.45 | 0.00 | 2.89 | 2.48 | 0.00 | 3.15 |
| 4.12 | 0.00 | 4.77 | 3.98 | 0.00 | 5.17 |
| 2.60 | 0.00 | 2.88 | 2.33 | 0.00 | 3.16 |
| 4.27 | 0.00 | 4.74 | 3.83 | 0.00 | 5.20 |
| 3.09 | 0.00 | 3.42 | 2.76 | 0.00 | 3.76 |
| 5.37 | 0.00 | 5.76 | 4.58 | 0.00 | 6.44 |

Efforts Tranchés Des Les Poutres (*S.CHARGES*)
 =====
 Efft Trant Est(**1**), Efft Trant West(**2**)

| 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
|------|------|------|------|------|------|
| t | t | t | t | t | t |
| 0.25 | 0.00 | 0.33 | 0.32 | 0.00 | 0.37 |
| 0.53 | 0.00 | 0.69 | 0.66 | 0.00 | 0.76 |
| 0.25 | 0.00 | 0.33 | 0.32 | 0.00 | 0.37 |
| 0.54 | 0.00 | 0.69 | 0.65 | 0.00 | 0.76 |
| 0.32 | 0.00 | 0.41 | 0.39 | 0.00 | 0.45 |
| 0.64 | 0.00 | 0.82 | 0.76 | 0.00 | 0.90 |
| 0.37 | 0.00 | 0.46 | 0.42 | 0.00 | 0.51 |
| 0.76 | 0.00 | 0.95 | 0.86 | 0.00 | 1.05 |
| 0.44 | 0.00 | 0.54 | 0.48 | 0.00 | 0.59 |
| 0.92 | 0.00 | 1.09 | 0.93 | 0.00 | 1.18 |
| 0.52 | 0.00 | 0.62 | 0.53 | 0.00 | 0.68 |
| 1.07 | 0.00 | 1.24 | 1.04 | 0.00 | 1.35 |
| 0.60 | 0.00 | 0.67 | 0.54 | 0.00 | 0.73 |
| 1.23 | 0.00 | 1.36 | 1.10 | 0.00 | 1.50 |
| 0.60 | 0.00 | 0.67 | 0.54 | 0.00 | 0.74 |
| 1.26 | 0.00 | 1.35 | 1.07 | 0.00 | 1.51 |

COMBINAISON DES EFFORTS INTERNES DEJA CALCULES

Les règles B-A-E-L prévoient que les calculs de béton armé seront conduits en application de la théorie des états-limites.

On distingue :

- Les états-limites ultimes, qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage
- Les états-limites de service, qui constituent les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites.

Combinaisons qui serviront au calcul du ferrailage :

- La combinaison à considérer vis à vis des états-limites ultimes est :

$$1.35 G + 1,5 Q_B$$

- Pour les états-limites de service les combinaisons d'actions à considérer est

$$G + Q_B.$$

- Actions accidentelles : Ces actions, représentées par F_A , sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application à titre d'exemple : le séisme. Ces actions ne sont à considérer que pour les états-limites ultimes. Les valeurs à prendre en compte sont fixées par les textes réglementaires, tels que les règles parasismiques.

Art.3.3.2 (RPA 81) :

Les combinaisons à prendre en compte sont :

| | | |
|----------------|---|-----------------|
| <u>Poutres</u> | : | $G + Q + E$ |
| | | $0,8 G \pm E$ |
| <u>Poteaux</u> | : | $G + Q + 1,2 E$ |
| | | $0,8 G \pm E$ |

où : G = Charge permanente

Q = Charge d'exploitation

E = Effets du séisme

Les résultats des différentes combinaisons sont donnés dans les pages qui suivent.

Sollicitation(1.35G+1.50P+0.00Si)

Les Moments Superieurs et Inferieurs et Efforts Normaux des POTEAUX

| I | | | II | | | III | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------|------|--------|
| MS | MI | N | MS | MI | N | MS | MI | N |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 0.00 | -0.62 | 85.62 | 0.00 | -0.86 | 193.05 | 0.00 | 0.64 | 112.92 |
| -1.25 | -0.96 | 82.28 | -1.72 | -1.32 | 184.49 | 1.27 | 0.98 | 108.10 |
| -1.47 | -2.31 | 76.64 | -2.04 | -3.21 | 169.98 | 1.50 | 2.35 | 99.92 |
| -1.44 | -0.78 | 73.31 | -1.99 | -1.08 | 161.42 | 1.47 | 0.79 | 95.10 |
| -1.79 | -1.79 | 67.58 | -2.41 | -2.41 | 147.00 | 1.84 | 1.84 | 86.93 |
| -1.09 | -1.09 | 64.10 | -1.46 | -1.46 | 138.26 | 1.12 | 1.12 | 81.98 |
| -2.36 | -1.14 | 58.13 | -3.08 | -1.49 | 123.56 | 2.45 | 1.18 | 73.61 |
| -0.95 | -0.95 | 54.45 | -1.18 | -1.18 | 114.81 | 1.00 | 1.00 | 68.57 |
| -1.63 | -1.63 | 48.18 | -2.02 | -2.02 | 99.89 | 1.71 | 1.71 | 59.98 |
| -1.25 | -0.51 | 44.32 | -1.48 | -0.60 | 91.01 | 1.33 | 0.55 | 54.82 |
| -1.21 | -1.21 | 37.51 | -1.34 | -1.34 | 76.07 | 1.49 | 1.49 | 46.05 |
| -0.73 | -0.73 | 33.41 | -0.81 | -0.81 | 67.09 | 0.89 | 0.89 | 40.78 |
| -1.52 | -0.48 | 26.24 | -1.63 | -0.52 | 51.86 | 2.15 | 0.68 | 31.78 |
| -0.37 | -0.37 | 21.83 | -0.37 | -0.37 | 43.01 | 0.60 | 0.60 | 26.41 |
| -0.63 | -0.63 | 14.22 | -0.64 | -0.64 | 27.75 | 1.04 | 1.04 | 17.15 |
| -0.43 | -0.38 | 9.13 | -0.43 | -0.38 | 17.59 | 0.71 | 0.63 | 10.97 |

Sollicitation(1.35G+1.50P+0.00Si)

Les Moments Gauches ,Droits et en Travees
(POUTRES) du haut en bas

| I | | II | |
|-------|------|-------|-------|
| t.m | t.m | t.m | t.m |
| -2.21 | 0.39 | 3.38 | -3.43 |
| -3.78 | 0.60 | 5.68 | -5.85 |
| -2.22 | 0.37 | 3.37 | -3.44 |
| -3.59 | 0.84 | 5.86 | -5.66 |
| -2.18 | 0.51 | 3.55 | -3.43 |
| -3.50 | 1.07 | 6.17 | -5.64 |
| -1.91 | 0.85 | 3.88 | -3.22 |
| -3.26 | 1.45 | 6.62 | -5.49 |
| -1.76 | 1.06 | 4.15 | -3.14 |
| -2.41 | 2.23 | 7.41 | -4.91 |
| -1.45 | 1.34 | 4.45 | -2.95 |
| -2.00 | 2.55 | 7.92 | -4.70 |
| -0.73 | 1.74 | 5.09 | -2.49 |
| -1.26 | 3.00 | 8.77 | -4.29 |
| -0.81 | 2.02 | 5.88 | -2.84 |
| -0.85 | 3.82 | 10.94 | -4.65 |

Efforts_tranch._gau._dt._(t)

| I | | II | |
|-------|-------|-------|--------|
| ETG | ETD | ETG | ETD |
| 3.343 | 4.168 | 4.391 | 4.827 |
| 5.634 | 7.078 | 7.430 | 8.171 |
| 3.336 | 4.174 | 4.390 | 4.827 |
| 5.731 | 6.981 | 7.435 | 8.165 |
| 3.475 | 4.233 | 4.509 | 4.952 |
| 5.969 | 7.073 | 7.631 | 8.375 |
| 3.680 | 4.161 | 4.587 | 5.035 |
| 6.276 | 7.095 | 7.823 | 8.587 |
| 3.861 | 4.178 | 4.639 | 5.167 |
| 6.808 | 6.893 | 8.049 | 8.767 |
| 4.093 | 4.144 | 4.839 | 5.270 |
| 7.174 | 6.923 | 8.305 | 8.996 |
| 4.414 | 3.955 | 4.897 | 5.373 |
| 7.609 | 6.819 | 8.443 | 9.264 |
| 5.083 | 4.533 | 5.623 | 6.179 |
| 9.134 | 7.788 | 9.802 | 10.966 |

LES MOMENTS DS LES POUTRES GAUCH,DTE ET EN

Les Moments Gauches ,Droits et en Travees!
(POUTRES)

| I | | II | | | |
|--------|--------|------|--------|--------|------|
| t.m | t.m | t.m | t.m | t.m | t.m |
| -29.22 | -29.44 | 2.48 | -16.26 | -20.84 | 0.00 |
| -36.37 | -30.83 | 4.15 | -29.92 | -24.57 | 0.00 |
| -28.83 | -29.67 | 2.47 | -26.69 | -20.51 | 0.00 |
| -27.86 | -28.83 | 4.28 | -28.56 | -17.88 | 0.00 |
| -26.51 | -27.48 | 2.59 | -25.86 | -18.67 | 0.00 |
| -26.24 | -25.70 | 4.50 | -25.65 | -16.66 | 0.00 |
| -22.36 | -24.88 | 2.83 | -24.23 | -15.62 | 0.00 |
| -22.25 | -22.19 | 4.82 | -24.78 | -13.71 | 0.00 |
| -18.75 | -22.70 | 3.02 | -22.98 | -12.86 | 0.00 |
| -16.50 | -18.95 | 5.38 | -21.40 | -9.86 | 0.00 |
| -14.13 | -17.06 | 3.24 | -18.31 | -9.35 | 0.00 |
| -12.10 | -13.68 | 5.73 | -18.06 | -6.63 | 0.00 |
| -8.56 | -11.57 | 3.69 | -13.91 | -5.67 | 0.00 |
| -6.97 | -7.52 | 6.34 | -12.24 | -3.44 | 0.00 |
| -4.28 | -4.44 | 4.28 | -7.64 | -2.04 | 0.00 |
| -2.07 | 0.45 | 7.94 | -5.56 | -0.09 | 0.00 |

EFFORTS TRANCHANTS GAUCHE ET DROIT

| Efforts_tranch._gau._dt._(t) | | | |
|------------------------------|--------|--------|--------|
| I | | II | |
| ETG | ETD | ETG | ETD |
| -10.580 | 16.080 | -3.496 | 10.246 |
| -10.629 | 19.913 | -4.394 | 15.788 |
| -10.544 | 16.044 | -5.365 | 12.115 |
| -8.242 | 17.526 | -2.902 | 14.296 |
| -9.455 | 15.087 | -4.790 | 11.702 |
| -7.052 | 16.556 | -2.003 | 13.667 |
| -7.876 | 13.596 | -3.871 | 10.891 |
| -5.238 | 14.962 | -1.162 | 13.096 |
| -6.492 | 12.344 | -3.047 | 10.229 |
| -3.085 | 13.029 | 0.314 | 11.890 |
| -4.097 | 10.081 | -1.450 | 8.794 |
| -0.754 | 10.962 | 1.691 | 10.837 |
| -1.538 | 7.610 | 0.101 | 7.351 |
| 1.922 | 8.506 | 3.497 | 9.301 |
| 1.515 | 5.481 | 2.501 | 6.085 |
| 5.770 | 6.506 | 6.487 | 8.579 |

LES MOMENTS DS LES POUTRES GAUCH,DTE ET EN

Les Moments Gauches ,Droits et en Travees!
(POUTRES)

| I | | II | | | |
|-------|-------|------|-------|-------|------|
| t.m | t.m | t.m | t.m | t.m | t.m |
| 25.99 | 30.01 | 2.48 | 11.24 | 24.14 | 0.00 |
| 30.85 | 31.70 | 4.15 | 21.37 | 30.20 | 0.00 |
| 25.58 | 30.22 | 2.47 | 21.65 | 23.82 | 0.00 |
| 22.62 | 30.05 | 4.28 | 20.29 | 23.26 | 0.00 |
| 23.33 | 28.23 | 2.59 | 20.84 | 21.94 | 0.00 |
| 21.14 | 27.26 | 4.50 | 17.44 | 21.94 | 0.00 |
| 19.58 | 26.12 | 2.83 | 19.54 | 18.55 | 0.00 |
| 17.52 | 24.30 | 4.82 | 16.80 | 18.69 | 0.00 |
| 16.18 | 24.24 | 3.02 | 18.41 | 15.60 | 0.00 |
| 13.00 | 22.18 | 5.38 | 14.27 | 14.17 | 0.00 |
| 12.02 | 19.01 | 3.24 | 14.02 | 11.95 | 0.00 |
| 9.20 | 17.37 | 5.73 | 11.26 | 10.73 | 0.00 |
| 7.49 | 14.10 | 3.69 | 10.30 | 7.41 | 0.00 |
| 5.14 | 11.86 | 6.34 | 6.04 | 6.43 | 0.00 |
| 3.11 | 7.38 | 4.28 | 3.51 | 3.98 | 0.00 |
| 0.83 | 5.08 | 7.94 | -1.19 | 2.27 | 0.00 |

EFFORTS TRANCHANTS GAUCHE ET DROIT

| Efforts_tranch._gau._dt._(t) | | | |
|------------------------------|--------|--------|--------|
| I | | II | |
| ETG | ETD | ETG | ETD |
| 15.476 | -9.976 | 9.927 | -3.177 |
| 18.858 | -9.574 | 15.247 | -3.853 |
| 15.430 | -9.930 | 11.795 | -5.045 |
| 16.614 | -7.330 | 13.762 | -2.368 |
| 14.533 | -8.901 | 11.378 | -4.466 |
| 15.751 | -6.247 | 13.125 | -1.461 |
| 13.246 | -7.526 | 10.564 | -3.544 |
| 14.366 | -4.642 | 12.540 | -0.606 |
| 12.113 | -6.261 | 9.888 | -2.706 |
| 12.967 | -3.023 | 11.369 | 0.835 |
| 10.044 | -4.060 | 8.481 | -1.137 |
| 11.143 | -0.935 | 10.336 | 2.192 |
| 7.943 | -1.871 | 7.006 | 0.446 |
| 9.077 | 1.351 | 8.708 | 4.090 |
| 5.881 | 1.115 | 5.681 | 2.905 |
| 7.482 | 4.794 | 7.734 | 7.332 |

***** 1.00G 1.00P -1.20Si*****

Sollicitation(1.00G+ 1.00P-1.20Si)

LES MOMENTS DS LES POTEaux SUP, INF ET EFFORTS NORMAUX

Les Moments Superieurs Inferieurs et Efforts Normaux des POTEaux

| I | | | II | | | III | | |
|--------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Ms | Mi | N | Ms | Mi | N | Ms | Mi | N |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| -2.57 | -49.19 | -104.10 | -14.85 | -45.19 | 195.58 | 12.32 | -61.12 | 193.41 |
| -19.13 | -33.80 | -90.92 | -41.39 | -46.23 | 181.73 | -12.94 | -28.10 | 181.82 |
| -18.89 | -20.99 | -77.34 | -31.40 | -35.40 | 165.23 | -12.73 | -15.18 | 164.07 |
| -19.17 | -18.68 | -64.20 | -30.79 | -30.12 | 153.67 | -14.10 | -14.59 | 150.24 |
| -18.52 | -18.52 | -53.47 | -31.87 | -27.41 | 138.23 | -13.36 | -12.79 | 134.28 |
| -17.01 | -17.01 | -41.62 | -29.43 | -25.22 | 127.15 | -13.04 | -12.50 | 120.96 |
| -17.28 | -16.39 | -32.29 | -25.47 | -24.31 | 111.83 | -12.88 | -11.14 | 105.78 |
| -15.73 | -15.73 | -22.30 | -23.30 | -23.30 | 101.43 | -13.44 | -10.86 | 93.44 |
| -16.28 | -14.04 | -15.10 | -22.33 | -22.33 | 87.04 | -11.93 | -9.53 | 78.98 |
| -13.98 | -13.44 | -6.75 | -18.24 | -17.61 | 77.18 | -10.69 | -11.26 | 67.45 |
| -12.49 | -12.49 | -2.06 | -16.53 | -15.92 | 63.34 | -9.90 | -8.66 | 54.46 |
| -10.56 | -10.56 | 3.45 | -14.03 | -13.50 | 54.28 | -8.84 | -7.76 | 44.67 |
| -9.69 | -8.94 | 5.40 | -10.93 | -10.13 | 41.31 | -6.55 | -7.61 | 32.97 |
| -7.07 | -7.07 | 7.88 | -7.99 | -7.99 | 33.34 | -5.98 | -5.98 | 24.93 |
| -5.27 | -5.27 | 6.68 | -5.93 | -5.93 | 21.14 | -3.80 | -3.80 | 15.11 |
| -3.09 | -2.55 | 5.60 | -3.47 | -2.86 | 13.04 | -2.11 | -1.69 | 8.70 |

***** 1.00G 1.00P 1.20Si*****

Sollicitation(1.00G+1.00P+1.20Si)

LES MOMENTS DS LES POTEaux SUP, INF ET EFFORTS NORMAUX

Les Moments Superieurs Inferieurs et Efforts Normaux des POTEaux

| I | | | II | | | III | | |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|
| Ms | Mi | N | Ms | Mi | N | Ms | Mi | N |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 2.57 | 48.28 | 228.65 | 14.85 | 48.93 | 85.34 | -12.32 | 62.05 | -29.11 |
| 17.31 | 32.40 | 210.57 | 38.88 | 44.29 | 86.65 | 14.81 | 29.54 | -24.59 |
| 16.74 | 17.62 | 188.77 | 28.41 | 30.71 | 81.96 | 14.92 | 18.62 | -18.77 |
| 17.06 | 17.54 | 170.74 | 27.87 | 28.54 | 80.98 | 16.25 | 15.76 | -12.01 |
| 15.90 | 15.90 | 151.64 | 28.34 | 23.88 | 75.36 | 16.06 | 15.48 | -7.97 |
| 15.42 | 15.42 | 134.71 | 27.29 | 23.09 | 73.67 | 14.67 | 14.13 | -1.89 |
| 13.84 | 14.73 | 116.68 | 20.98 | 22.14 | 67.56 | 16.45 | 12.86 | 1.08 |
| 14.34 | 14.34 | 101.32 | 21.58 | 21.58 | 65.19 | 14.90 | 12.33 | 6.07 |
| 13.91 | 11.67 | 84.99 | 19.39 | 19.39 | 57.88 | 14.42 | 12.02 | 8.05 |
| 12.16 | 12.70 | 71.02 | 16.09 | 16.73 | 54.82 | 12.63 | 12.06 | 12.05 |
| 10.73 | 10.73 | 56.45 | 14.58 | 13.97 | 46.98 | 12.06 | 10.82 | 12.32 |
| 9.51 | 9.51 | 44.99 | 12.86 | 12.33 | 42.98 | 10.14 | 9.06 | 14.45 |
| 7.50 | 8.25 | 32.65 | 8.57 | 9.38 | 33.90 | 9.66 | 8.60 | 13.12 |
| 6.54 | 6.54 | 23.76 | 7.45 | 7.45 | 29.02 | 6.86 | 6.86 | 13.36 |
| 4.36 | 4.36 | 13.97 | 5.00 | 5.00 | 19.16 | 5.29 | 5.29 | 9.79 |
| 2.47 | 2.00 | 7.65 | 2.84 | 2.30 | 12.48 | 3.14 | 2.60 | 7.21 |

Efforts tranche to Ests, West (1),(2) Combination G+P

| Efforts tranche to Ests, West | | Combination G+P | | | |
|-------------------------------|--------|-----------------|--------|--------|--------|
| (1) | (2) | (1) | (2) | | |
| 2.4478 | 0.0000 | 3.2153 | 3.0522 | 0.0000 | 3.5347 |
| 4.1148 | 0.0000 | 5.4264 | 5.1692 | 0.0000 | 5.9076 |
| 2.4481 | 0.0000 | 3.2150 | 3.0569 | 0.0000 | 3.5350 |
| 4.1857 | 0.0000 | 5.4304 | 5.0983 | 0.0000 | 5.9636 |
| 2.5392 | 0.0000 | 3.2943 | 3.0928 | 0.0000 | 3.6177 |
| 4.3497 | 0.0000 | 5.5610 | 5.1543 | 0.0000 | 6.1030 |
| 2.6848 | 0.0000 | 3.3465 | 3.0352 | 0.0000 | 3.6735 |
| 4.5642 | 0.0000 | 5.6891 | 5.1598 | 0.0000 | 6.2449 |
| 2.8105 | 0.0000 | 3.4205 | 3.0415 | 0.0000 | 3.7615 |
| 4.9412 | 0.0000 | 5.8415 | 5.0028 | 0.0000 | 6.3625 |
| 2.9735 | 0.0000 | 3.5152 | 3.0105 | 0.0000 | 3.8288 |
| 5.1948 | 0.0000 | 6.0138 | 5.0132 | 0.0000 | 6.5142 |
| 3.2023 | 0.0000 | 3.5534 | 2.8697 | 0.0000 | 3.8986 |
| 5.4997 | 0.0000 | 6.1025 | 4.9283 | 0.0000 | 6.0955 |
| 3.6982 | 0.0000 | 4.0907 | 3.2978 | 0.0000 | 4.4953 |
| 6.6262 | 0.0000 | 7.1107 | 5.6498 | 0.0000 | 7.9553 |

G+P

Sens. transversal : Moments Nord-s (1); Moments Sud-s (2); efforts normaux (3); Sens Longitudinal voir annex. (3)

| (1) | (2) | (3) | (1) | (2) | (3) | (1) | (2) | (3) |
|-------|-------|--------|-------|-------|---------|--------|--------|--------|
| 0.703 | 1.074 | 62.276 | 0.969 | 1.493 | 140.459 | -0.718 | -1.095 | 82.152 |
| 1.695 | 1.055 | 59.928 | 2.342 | 1.460 | 134.191 | -1.718 | -1.076 | 78.617 |
| 0.569 | 1.310 | 55.713 | 0.788 | 1.761 | 123.596 | -0.591 | -1.347 | 72.649 |
| 1.310 | 0.795 | 53.270 | 1.761 | 1.068 | 117.324 | -1.347 | -0.817 | 69.114 |
| 0.795 | 1.721 | 49.084 | 1.068 | 2.244 | 106.795 | -0.817 | -1.783 | 63.151 |
| 0.830 | 0.696 | 46.545 | 1.082 | 0.863 | 100.408 | -0.860 | -0.732 | 59.533 |
| 0.696 | 1.184 | 42.195 | 0.863 | 1.467 | 89.693 | -0.732 | -1.245 | 53.430 |
| 1.184 | 0.910 | 39.511 | 1.467 | 1.074 | 83.011 | -1.245 | -0.971 | 49.756 |
| 0.373 | 0.876 | 34.946 | 0.440 | 0.974 | 72.462 | -0.398 | -1.079 | 43.512 |
| 0.876 | 0.527 | 32.136 | 0.974 | 0.586 | 66.000 | -1.079 | -0.649 | 39.750 |
| 0.527 | 1.099 | 27.195 | 0.586 | 1.180 | 55.156 | -0.649 | -1.557 | 33.388 |
| 0.348 | 0.266 | 24.221 | 0.374 | 0.270 | 48.630 | -0.493 | -0.436 | 29.559 |
| 0.266 | 0.457 | 19.026 | 0.270 | 0.464 | 37.603 | -0.436 | -0.749 | 23.045 |
| 0.457 | 0.311 | 15.824 | 0.464 | 0.315 | 31.190 | -0.749 | -0.514 | 19.146 |
| 0.276 | 0.620 | 10.324 | 0.280 | 0.607 | 20.149 | -0.457 | -1.094 | 12.451 |
| 0.000 | 0.456 | 6.626 | 0.000 | 0.629 | 12.761 | 0.000 | -0.466 | 7.955 |

Moments-els (1); Wests (2); et moments en traverses (3) : G+P

| | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1.615 | 0.000 | 2.075 | 2.512 | 0.285 | 2.475 | 0.000 | 1.650 | 0.000 |
| 2.759 | 0.000 | 3.507 | 4.274 | 0.440 | 4.147 | 0.000 | 2.813 | 0.000 |
| 1.624 | 0.000 | 2.076 | 2.521 | 0.274 | 2.467 | 0.000 | 1.657 | 0.000 |
| 2.620 | 0.000 | 3.490 | 4.134 | 0.612 | 4.277 | 0.000 | 2.694 | 0.000 |
| 1.589 | 0.000 | 2.117 | 2.508 | 0.371 | 2.595 | 0.000 | 1.634 | 0.000 |
| 2.550 | 0.000 | 3.562 | 4.107 | 0.780 | 4.498 | 0.000 | 2.643 | 0.000 |
| 1.393 | 0.000 | 2.139 | 2.347 | 0.622 | 2.832 | 0.000 | 1.465 | 0.000 |
| 2.368 | 0.000 | 3.636 | 3.991 | 1.057 | 4.815 | 0.000 | 2.490 | 0.000 |
| 1.283 | 0.000 | 2.190 | 2.289 | 0.775 | 3.019 | 0.000 | 1.363 | 0.000 |
| 1.752 | 0.000 | 3.735 | 3.565 | 1.617 | 5.376 | 0.000 | 2.153 | 0.000 |
| 1.054 | 0.000 | 2.278 | 2.145 | 0.973 | 3.235 | 0.000 | 1.299 | 0.000 |
| 1.447 | 0.000 | 3.963 | 3.401 | 1.847 | 5.731 | 0.000 | 2.050 | 0.000 |
| 0.532 | 0.000 | 2.442 | 1.804 | 1.264 | 3.692 | 0.000 | 0.872 | 0.000 |
| 0.914 | 0.000 | 4.193 | 3.039 | 2.170 | 6.340 | 0.000 | 1.498 | 0.000 |
| 0.537 | 0.000 | 2.820 | 2.063 | 1.468 | 4.279 | 0.000 | 0.971 | 0.000 |
| 0.620 | 0.000 | 5.058 | 3.374 | 2.768 | 7.935 | 0.000 | 1.094 | 0.000 |

Remarque: Pour le sens longitudinal "voir annex"

Sollicitation(0.80G+ 0.00P+1.00Si)

LES MOMENTS DS LES POTEAUX SUP, INF ET EFFORTS NORMAUX

Les Moments Superieurs Inferieurs et Efforts Normaux des POTEAUX

| I | | | II | | | III | | |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|
| Ms | Mi | N | Ms | Mi | N | Ms | Mi | N |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| 2.14 | 40.29 | 180.21 | 12.38 | 36.69 | 48.14 | -10.26 | 51.65 | -37.75 |
| 14.53 | 27.08 | 165.43 | 32.54 | 37.02 | 49.96 | 12.23 | 24.53 | -33.58 |
| 14.10 | 14.91 | 147.81 | 23.88 | 25.91 | 47.49 | 12.29 | 15.28 | -27.92 |
| 14.34 | 14.69 | 133.07 | 23.40 | 23.88 | 47.40 | 13.42 | 13.06 | -21.87 |
| 13.43 | 13.43 | 117.73 | 23.86 | 20.14 | 44.15 | 13.20 | 12.72 | -17.70 |
| 12.96 | 12.96 | 103.95 | 22.88 | 19.38 | 43.59 | 12.12 | 11.67 | -12.15 |
| 11.80 | 12.40 | 89.59 | 17.83 | 18.62 | 40.13 | 13.44 | 10.59 | -8.74 |
| 12.05 | 12.05 | 77.18 | 18.11 | 19.11 | 39.07 | 12.31 | 10.17 | -4.06 |
| 11.79 | 9.93 | 64.34 | 16.41 | 16.41 | 34.80 | 11.81 | 9.81 | -1.37 |
| 10.28 | 10.64 | 53.14 | 13.58 | 14.01 | 33.28 | 10.37 | 9.98 | 2.57 |
| 9.10 | 9.10 | 41.89 | 12.33 | 11.82 | 28.71 | 9.85 | 8.82 | 3.95 |
| 8.01 | 8.01 | 32.87 | 10.82 | 10.38 | 26.52 | 8.33 | 7.44 | 6.39 |
| 6.46 | 6.94 | 23.62 | 7.38 | 7.89 | 21.15 | 7.74 | 7.07 | 6.58 |
| 5.50 | 5.50 | 16.80 | 6.26 | 6.26 | 18.27 | 5.63 | 5.63 | 7.50 |
| 3.73 | 3.73 | 9.81 | 4.27 | 4.27 | 12.39 | 4.25 | 4.25 | 5.95 |
| 2.11 | 1.71 | 5.15 | 2.42 | 1.96 | 8.04 | 2.53 | 2.09 | 4.53 |

***** 0.80G 0.00P -1.00Si*****

Sollicitation(0.80G+ 0.00P-1.00Si)

LES MOMENTS DS LES POTEAUX SUP, INF ET EFFORTS NORMAUX

Les Moments Superieurs Inferieurs et Efforts Normaux des POTEAUX

| I | | | II | | | III | | |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Ms | Mi | N | Ms | Mi | N | Ms | Mi | N |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m | t |
| -2.14 | -40.94 | -97.09 | -12.38 | -37.59 | 140.00 | 10.26 | -50.98 | 147.68 |
| -15.83 | -28.09 | -85.82 | -34.35 | -38.41 | 129.20 | -10.89 | -23.50 | 138.43 |
| -15.60 | -17.26 | -73.94 | -25.96 | -29.18 | 116.88 | -10.76 | -12.89 | 124.45 |
| -15.85 | -15.50 | -62.71 | -25.49 | -25.01 | 107.98 | -11.87 | -12.23 | 113.33 |
| -15.26 | -15.26 | -53.20 | -26.32 | -22.60 | 96.54 | -11.32 | -10.84 | 100.84 |
| -14.07 | -14.07 | -42.98 | -24.38 | -20.88 | 88.16 | -10.97 | -10.52 | 90.22 |
| -14.14 | -13.53 | -34.55 | -20.88 | -20.09 | 77.02 | -11.01 | -9.41 | 78.50 |
| -13.01 | -13.01 | -25.84 | -19.30 | -19.30 | 69.28 | -11.31 | -9.16 | 68.75 |
| -13.37 | -11.50 | -19.07 | -18.36 | -18.36 | 59.10 | -10.15 | -8.15 | 57.74 |
| -11.50 | -11.14 | -11.66 | -15.03 | -14.60 | 51.91 | -9.06 | -9.45 | 48.74 |
| -10.25 | -10.25 | -6.86 | -13.60 | -13.09 | 42.35 | -8.45 | -7.41 | 39.07 |
| -8.71 | -8.71 | -1.75 | -11.59 | -11.15 | 35.94 | -7.48 | -6.58 | 31.58 |
| -7.86 | -7.38 | 0.91 | -8.88 | -8.36 | 27.32 | -5.77 | -6.44 | 23.13 |
| -5.84 | -5.84 | 3.57 | -6.61 | -6.61 | 21.86 | -5.07 | -5.07 | 17.14 |
| -4.30 | -4.30 | 3.73 | -4.84 | -4.84 | 14.04 | -3.32 | -3.32 | 10.38 |
| -2.52 | -2.08 | 3.44 | -2.84 | -2.34 | 8.50 | -1.84 | -1.48 | 5.78 |

| I | | II | | | |
|--------|--------|------|--------|--------|------|
| t.m | t.m | t.m | t.m | t.m | t.m |
| -28.76 | -29.52 | 1.77 | -15.55 | -21.31 | 0.00 |
| -35.53 | -30.96 | 2.89 | -28.63 | -25.42 | 0.00 |
| -28.87 | -29.74 | 1.77 | -25.98 | -20.98 | 0.00 |
| -27.07 | -29.01 | 2.98 | -27.31 | -18.69 | 0.00 |
| -26.03 | -27.60 | 1.82 | -25.11 | -19.16 | 0.00 |
| -25.42 | -25.95 | 3.07 | -24.35 | -17.50 | 0.00 |
| -21.93 | -25.07 | 1.95 | -23.50 | -16.08 | 0.00 |
| -21.46 | -22.54 | 3.21 | -23.45 | -14.54 | 0.00 |
| -18.33 | -22.95 | 2.03 | -22.24 | -13.31 | 0.00 |
| -15.89 | -19.51 | 3.50 | -20.15 | -10.61 | 0.00 |
| -13.77 | -17.39 | 2.13 | -17.57 | -9.80 | 0.00 |
| -11.57 | -14.35 | 3.64 | -16.82 | -7.38 | 0.00 |
| -8.37 | -12.01 | 2.40 | -13.28 | -5.97 | 0.00 |
| -6.62 | -8.34 | 3.94 | -11.06 | -4.00 | 0.00 |
| -4.09 | -4.93 | 2.86 | -6.96 | -2.36 | 0.00 |
| -1.85 | -0.52 | 5.14 | -4.37 | -0.47 | 0.00 |

EFFORTS TRANCHANTS GAUCHE ET DROIT

| Efforts_tranch._gau._dt._(t) | | | |
|------------------------------|--------|--------|--------|
| I | | II | |
| ETG | ETD | ETG | ETD |
| -11.273 | 15.216 | -4.407 | 9.245 |
| -11.873 | 18.350 | -6.035 | 13.984 |
| -11.236 | 15.178 | -6.276 | 11.114 |
| -9.508 | 15.985 | -4.544 | 12.492 |
| -10.216 | 14.153 | -5.778 | 10.616 |
| -8.437 | 14.914 | -3.774 | 11.723 |
| -8.710 | 12.653 | -4.911 | 9.749 |
| -8.762 | 13.239 | -3.061 | 11.010 |
| -7.410 | 11.352 | -4.163 | 9.001 |
| -4.807 | 11.284 | -1.722 | 9.671 |
| -5.111 | 9.054 | -2.650 | 7.488 |
| -2.652 | 9.129 | -0.507 | 8.456 |
| -2.661 | 6.604 | -1.146 | 5.984 |
| -0.162 | 6.639 | 1.184 | 6.764 |
| 0.292 | 4.390 | 1.147 | 4.598 |
| 3.438 | 4.517 | 3.985 | 5.778 |

| (POUTRES) | | | | | |
|-----------|-------|------|-------|-------|------|
| I | | II | | | |
| t.m | t.m | t | t.m | t.m | t.m |
| 26.44 | 29.92 | 1.77 | 11.95 | 23.67 | 0.00 |
| 31.68 | 31.57 | 2.89 | 22.67 | 29.35 | 0.00 |
| 26.04 | 30.14 | 1.77 | 22.36 | 23.35 | 0.00 |
| 23.42 | 29.87 | 2.98 | 21.54 | 22.45 | 0.00 |
| 23.80 | 28.12 | 1.82 | 21.60 | 21.45 | 0.00 |
| 21.95 | 27.01 | 3.07 | 18.75 | 21.10 | 0.00 |
| 20.01 | 25.93 | 1.95 | 20.27 | 18.10 | 0.00 |
| 18.31 | 23.95 | 3.21 | 18.13 | 17.86 | 0.00 |
| 16.60 | 23.99 | 2.03 | 19.15 | 15.15 | 0.00 |
| 13.61 | 21.62 | 3.50 | 15.51 | 13.42 | 0.00 |
| 12.38 | 18.68 | 2.13 | 14.75 | 11.51 | 0.00 |
| 9.73 | 16.69 | 3.64 | 12.50 | 9.98 | 0.00 |
| 7.68 | 13.65 | 2.40 | 10.93 | 7.10 | 0.00 |
| 5.49 | 11.03 | 3.94 | 7.21 | 5.87 | 0.00 |
| 3.30 | 6.89 | 2.86 | 4.19 | 3.66 | 0.00 |
| 1.05 | 4.11 | 5.14 | 0.00 | 1.89 | 0.00 |

EFFORTS TRANCHANTS GAUCHE ET DROIT

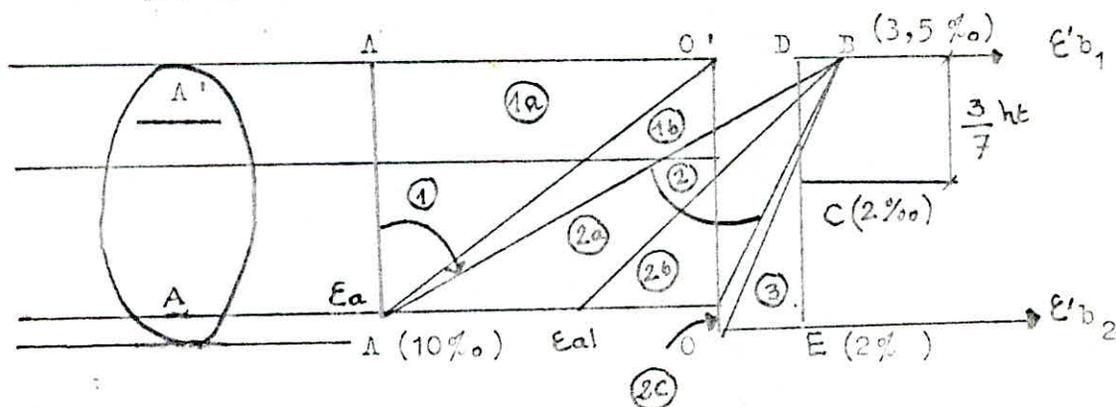
| Efforts_tranch._gau._dt._(t) | | | |
|------------------------------|---------|--------|--------|
| I | | II | |
| ETG | ETD | ETG | ETD |
| 14.782 | -10.840 | 9.016 | -4.178 |
| 17.614 | -11.137 | 13.606 | -5.657 |
| 14.738 | -10.796 | 10.885 | -6.047 |
| 15.348 | -8.871 | 12.120 | -4.172 |
| 13.771 | -9.829 | 10.390 | -5.552 |
| 14.366 | -7.889 | 11.354 | -3.405 |
| 12.411 | -8.469 | 9.524 | -4.685 |
| 12.842 | -6.365 | 10.640 | -2.691 |
| 11.196 | -7.254 | 8.772 | -3.933 |
| 11.244 | -4.767 | 9.332 | -1.383 |
| 9.029 | -5.087 | 7.282 | -2.443 |
| 9.245 | -2.768 | 8.138 | -0.189 |
| 6.820 | -2.877 | 5.760 | -0.921 |
| 6.994 | -0.517 | 6.396 | 1.553 |
| 4.658 | 0.024 | 4.327 | 1.418 |
| 5.150 | 2.806 | 5.231 | 4.532 |

BASES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

I/ Hypothèses fondamentales concernant les conditions de déformation des sections

L'étude des sections de formes quelconques, soumises à des sollicitations normales dans l'état-limite s'effectue à partir des six hypothèses suivantes:

- 1/ Pour les pièces dans lesquelles le rapport l_0 de la distance entre points de moments nuls l_0 à la hauteur utile h est supérieur à 2, le principe de la conservation des sections planes jusqu'à l'état-limite ultime est admis (comme pour le CCBA 68)
- 2/ La résistance du béton tendu est négligée
- 3/ Chaque armature subit la même variation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non-fissurée s'il s'agit d'une armature tendue)
- 4/ Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 - $3,5 \cdot 10^{-3}$ En flexion
 - $2 \cdot 10^{-3}$ en compression centrée
- 5/ L'allongement relatif de l'armature la plus tendue est limitée à $10 \cdot 10^{-3}$
- 6/ Les droites matérialisant les diagrammes de déformation part obligatoirement par l'un des trois points A, B ou C définis ci-après (règle des trois pivots)



la figure ci-dessus définit trois régions :

Région (1) - Pivot A :

Cette région correspondant au triangle A A'B, est caractérisée par un allongement ultime de l'acier situé du côté le plus tendu constamment égal à 10 ‰. toute droite de déformation passe par A. Elle comprend :

- une région 1a où la sollicitation est une traction simple ou une flexion accompagnée de traction, l'axe neutre est en dehors de la section ; celle-ci est entièrement tendue.
- une région 1b où la sollicitation correspondante est une flexion simple ou composée, l'axe neutre est à l'intérieur de la section , celle-ci comporte une zone comprimée et une zone tendue.

Région (2) - Pivot B :

Cette région est caractérisée par un raccourcissement ultime du béton comprimé constamment égal à 3,5 ‰ : Toute droite de déformation appartenant à cette région passe par le point B correspondant à cette valeur. La sollicitation correspondante est une flexion simple ou composée. L'axe neutre est à l'intérieur de la section ; celle-ci comporte une zone comprimée et une zone tendue.

La région 2 se compose :

- une région 2 a , où l'allongement de l'acier situé du côté le plus tendu compris entre 10 ‰ et ϵ_{al} , valeur correspondant à la résistance de calcul de l'acier considéré.
- Une région 2 b, où l'allongement du même acier est compris entre ϵ_{al} et 0.
- une région 2 c où tous les aciers subissent des raccourcissements. Une petite partie de la section.

Région(3) - Pivot C :

Cette région est caractérisée par un raccourcissement ultime du béton comprimé variant de 3,5 ‰ à 2 ‰ ; toute droite de la déformation appartenant à cette région passe par le point C intérieur à la section, défini sur la figure ci-avant. L'axe neutre est en dehors ; celle-ci est entièrement comprimée.

II/Données de base concernant les matériaux :

1- Distribution des contraintes de compression du béton

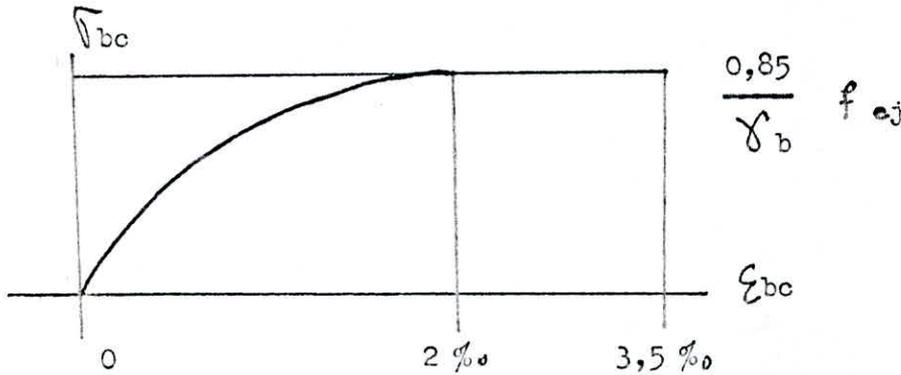
- a/ Le diagramme déformations-contraintes du béton est, dans tous les cas, celui dit " parabole-rectangle ".

Il comporte un arc de parabole d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} , suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet.

L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'au point de coordonnées :

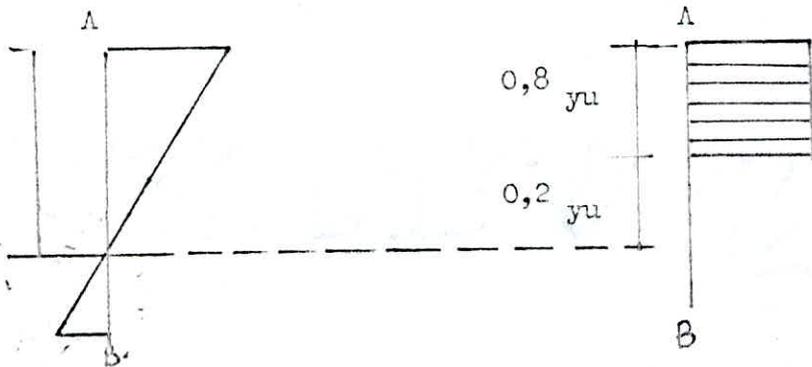
$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0,85 \cdot f_{ej}$$

Le segment s'étend de la valeur 2 ‰ à la valeur 3,5 ‰ de la déformation



Le coefficient γ_b est généralement pris égal à 1,50, sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1,15.

b/ Pour le calcul des sections soumises à la flexion droite, le diagramme parabole-rectangle peut, en région 2 et, dans certains cas en région 1, être remplacé par un diagramme simplifié rectangulaire défini comme suit, en fonction de la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.



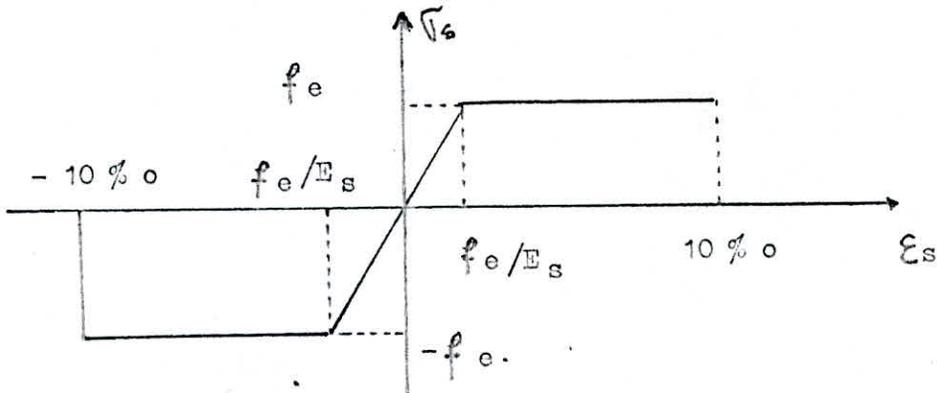
- Sur une distance $0,2 y_u$ à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle
- Sur la distance restante, $0,8 y_u$, la contrainte a pour valeur :
 - $0,85 \frac{f_{ej}}{b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée
 - $0,8 \frac{f_{ej}}{b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée

2- Diagrammes déformations-contraintes des aciers

Deux cas sont à considérer :

- a/ Aciers naturels ou fortement écroulés (aciers lisses et treillis soudés)

Le diagramme est symétrique par rapport à l'axe des coordonnées
Le segment oblique est la " droite de Hooke " de pente E_s



- b/ Aciers écroulés par traction ou (et) torsion

Ce diagramme est constitué par une droite allant de l'origine au point d'ordonnée $0,7 f_e$ et de pente E_s .

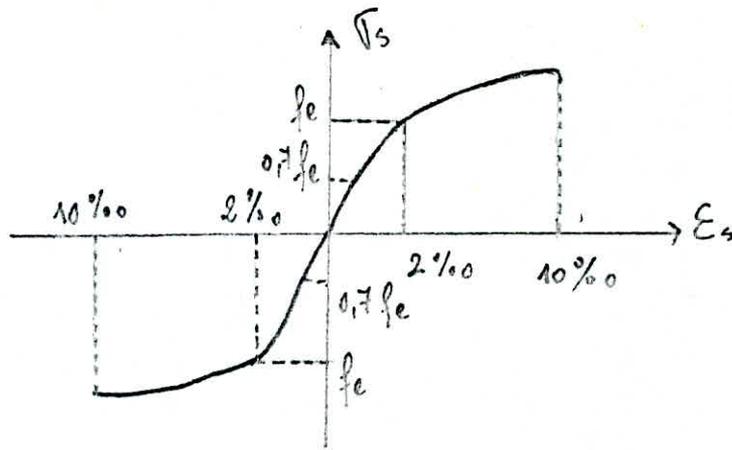
Au-delà, on prend la courbe d'équation :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_e} - 0,7 \right)^5 \quad (1 a)$$

De même que pour le béton, on peut utiliser un diagramme simplifié, comprenant deux droites, d'équation :

$$(1) - \sigma_s = E_s \sigma_s$$

$$(2) \frac{\sigma_s}{f_e} = \left(0,008 - \frac{f_e}{E_s} \right) = 0,1 \epsilon_s + 0,0078 - \frac{1,1 f_e}{E_s}$$



(1 a)

Lorsque la nature de l'acier est ignorée, on adopte un diagramme correspondant à la combinaison la plus défavorable des deux diagrammes possible (diagramme des aciers écrouis pour les contraintes inférieures à f_e , et diagramme des aciers naturels pour les contraintes supérieures)

c/ Diagrammes de calcul : ils se déduisent de ceux donnés ci-dessus en effectuant une affinité parallèlement à la droite de Hooke, dans le rapport l'équation de la droite (2) devient alors :

$$(2') \quad \frac{\sigma_s}{f_e} \left[0,1 \frac{f_c}{E_s} + 1,15 \left(0,008 - 1,1 \frac{f_c}{E_s} \right) \right] = 0,1 \epsilon_s + 0,0078 - 1,1 \frac{f_c}{E_s}$$

III/ Particularités des vérifications et comparaisons

Règles CCRA

- a/ Calcul du type élastique
- b/ Loi adoptée déformation-contrainte est la loi de Hooke
Introduction du coefficient d'équivalence

$$\eta = \frac{E a}{E b}$$

- c/ Limitation des contraintes à des valeurs admissibles

Règles BAEL (état ultime limite)

- a/ Calcul du type rupture
- b/ Adoption pour les matériaux, des lois contraintes-déformations plus ou moins idéalisées à partir des lois réelles

- c/ Limitations des déformations relatives des matériaux

Hypothèses de base

- 1 - Sections planes
- 2 - Il n'y a pas de glissement entre acier-béton
- 3 - La résistance à la traction du béton est négligée
- 4 - La contrainte maximale du béton comprimée est limitée à :

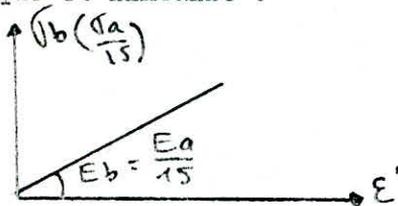
$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,3 \sigma'_{28j} \text{ (compression simple)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \text{ en flexion simple pour une section rectangulaire}$$

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

en flexion composée et pour une section rectangulaire

- 5 - La contrainte de l'acier tendue est limitée à $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_{e1}$
- 6 - Les diagrammes contraintes-déformation pour le béton et l'acier sont par le jeu du coefficient = 15 confondus en un diagramme unique et linéaire :



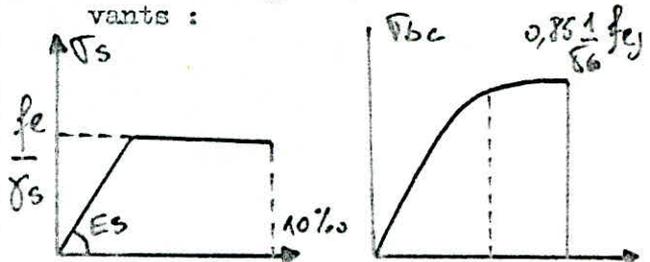
- 7 - Par suite de l'affinité qui existe entre les deux diagrammes, le diagramme des déformations n'a pas besoin d'être considéré

- 1 - Sections planes
- 2 - Il n'y a pas de glissement entre acier-béton
- 3 - La résistance à la traction du béton est négligée
- 4 - Le raccourcissement maximal du béton comprimée est limité à :

$$\epsilon_c = 2 \text{ ‰ en compression simple}$$

$\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰ en flexion simple ou flexion composée lorsque la section n'est pas entièrement comprimée}$

- 5 - L'allongement de l'acier tendu est limitée à $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$
- 6 - Les diagrammes contraintes-déformation idéalisés pour l'acier et pour le béton (diagramme "parabole rectangle") sont les suivants :



- 7 - Pour obtenir le diagramme des contraintes une affinité n'est pas possible (sur les diagrammes des déformations) il faut obligatoirement utiliser les lois définies avant (règles des 3 pivots)

FERRAILLAGE

DES

PORTIQUES

Ferraillage des poutres et des poteaux

Les poutres se calculent en flexion simple. Il ne sera tenu compte que des moments et des efforts tranchants sollicitant celles-ci. On ne fait pas état dans les calculs des poutres des efforts normaux (Art E 248 BAEL 83).

On calcul les poutres sous deux sollicitations :

1°/ Etat-limite ultime en situation double : *variable.*

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 27}{1,5} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

2°/ Etat-limite ultime en situation accidentelle :

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 27}{1,15} = 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

3°/ Etat-limite de Service (ELS) : pour la vérification de :

- * l'état limite de compression
- * l'état limite de déformation
- * l'état limite d'ouvertures des fissures

Recommandation du RPA 81 (Art 4.2.3.2) :

- * le pourcentage minimum total des Aciers de la poutre de 0,3 % pour les aciers de haute adhérence.
- * poteaux : on doit respecter les recommandations du RPA 81 (Art.4.2.3.1.1, Art.4.2.3.1.2)

Justification à l'état limite de service :

Nous avons précédemment précisé les combinaisons d'action à considérer dans le cas d'une justification à l'état limite de service :

Combinaison de base : $G + Q$

Hypothèse caractéristique de l'état limite de service :

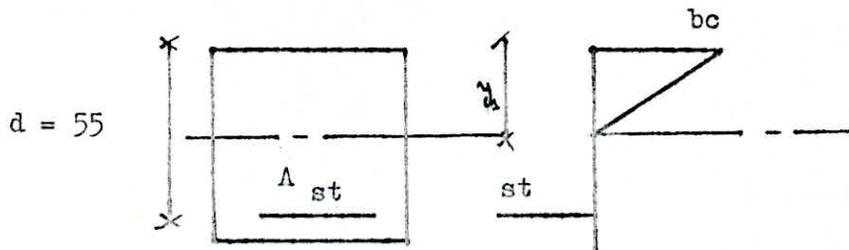
- 1- Les limites imposées pour les contraintes sont telles que les matériaux restent dans leur domaine élastique.
- 2- Le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b}$ est conventionnellement fixé à 15

a/ Vérification à l'ELS : On vérifie pour la section la plus défavorable soumise à un moment maximal :

* Section : $30 \times 60 \text{ Cm}^2$

* Moment : $7,93 \text{ tm} ; 79,3 \text{ k N.m.}$

$$N_{bc} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} ; N_{st} = A_{st} \sigma_{st}$$



soit : $\alpha = \frac{n \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}} = 0,423 ; \bar{x} = d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 47,23 \text{ Cm}$

Moment résistant du béton :

$$M_{r,bc} = \frac{1}{2} b d^2 \bar{\sigma}_{bc} \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 22,98 \text{ t m} = 229,8 \text{ k N m}$$

$$M_{r,bc} > 79,3 \text{ t m} \implies A' = 0 \text{ et } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \bar{x}} = \frac{79,3 \times 10^3}{0,47 \times 280 \times 10} = 6,025 \text{ cm}^2$$

C'est vérifié car cette section est ferrillée avec :

$$A = A' = 3 \text{ T } 16 = 6,03 \text{ Cm}^2$$

Remarque : Toutes les autres sections sont automatiquement vérifiées, car la section étudiée est la plus sollicitée en ELS.

b/ Vérification de compression du béton :

Pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont en acier Fe E 40 , on admet qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la contrainte du béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{x}{d} \leq \frac{M_u / M_{ser} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100}$$

: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé, pour l'état limite ultime

M_u : Moment de flexion pour l'ELU

M_s : Moment de flexion pour l'ELS

La section la plus défavorable :

* Section 30 X 60 : A = 6 T 20 $\rho_1 = \frac{100 \times 18,85}{30 \times 55} = 1,142$

c/ Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification particulière à effectuer néanmoins il faut respecter les règles générales qui sont :

- * pourcentage suffisant d'Armatures tendues
- * répartition convenable des armatures

d/ Etat limite de déformation (A.4.6.2 BAEL 83) :

On considère qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche des poutres si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \begin{cases} - \text{Sens transversal : } \frac{0,6}{4,4} = 0,13 > \frac{1}{16} \\ - \text{Sens longitudinal : } \frac{0,45}{1,8} = 0,25 > \frac{1}{16} \end{cases}$$

$$** \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \begin{cases} - \text{Sens transversal : } M_t = 7,93 \\ - \text{Sens longitudinal : } \end{cases}$$

*** $\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ Cette condition ne passe pas d'où la nécessité de faire la vérification de la flèche

- la valeur de la flèche maximale, f_i , sous-charge de faible durée d'application :

$$f_i = \frac{M^2}{10 E_i I_{f_i}}$$

- la valeur de la flèche sous charge de longue durée :

$$f = \frac{M^2}{10 E_v I_{f_s}} \quad , M \text{ étant le moment maximale en travée sous l'effet du système de charges envisagé}$$

Remarques concernant la lecture des résultats

(page :

- * "espa 8": espacement des At si on prend des T8 (cm)
- * "espa 10": espacement des At si on prend des T10 (cm)
- * "repetition": le nombre de repetition d'un espacement ainsi que ceux qui le suivent "suivant la serie de caquot" donne par l'entier le plus pret de $(N \cdot l)$ avec l portée de la poutre, $*N$: entier = 1, 2, ..., 9 (voir exemple)
- * "M": le moment resistant du beton si $M_{ext} > M_1^f$ ($M_1^f = M^f$ resistant du beton)
ou le moment exterieur si les $A^2 = 0$ $[M] = [Nm]$
- * "M1": c'est le moment donne par $M_2^f = M_{ext} - M_1^f$ $[M1] = [Nm]$
- * "N": l'effort normal $\left\{ \begin{array}{l} N > 0 \text{ compression} \\ N < 0 \text{ traction} \end{array} \right.$ $[N] = [N]$
- * "T": l'effort tranchant. $[T] = [N]$
- * "mu" = μ (B.A.E.L)
- * "arm tend": "arm comp" sont respectivement les Armatures tendues et comprimées pour une Flexion Simple ou Flexion Composée avec section partiellement comprimée. $[arm] = [cm^2]$
- * "arm 1"; "arm 2" sont respectivement les armatures superieures et inferieures
- * de compression si $N > 0$ (S.E.C) de traction si $N < 0$ (S.E.T) $[arm] = [cm^2]$

Exemple: soit le dernier resultat de la page

espa 8 = 18,17, repetition = 5, 10, 16, 21, 27, 32, 37, 43, 48

donc on prend pour l'espacement, si on considere des T8, le 1^{er} espacement directement inferieur à 18,75, 16 cm

d'où on aura les espacements : 5x16, 10x20, 16x25, 21x35, 27x40

et tout le reste de la distance est en 40 cm car c'est l'espacement max donne en B.A.E.L

| espa 8 espa 10 | | repetition | | | | | | | | | | |
|------------------|-------|------------|---|----|----|----|----|----|----|----|----|---|
| 1.65 | 2.58 | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 17.06 | 26.65 | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 23.95 | 37.42 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 52.05 | 81.30 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 21.36 | 33.37 | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | |
| 11.87 | 18.54 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 22.98 | 35.89 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 18.17 | 28.39 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |

| ** M ** | ** M1 ** | ** N ** | ** T ** |
|----------|----------|---------|----------|
| 170300.0 | 0.0 | 0.0 | 11500.0 |
| 31700.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 156200.0 | 0.0 | 0.0 | 109600.0 |
| 16300.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 195200.0 | 0.0 | 0.0 | 153500.0 |
| 24400.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 272800.0 | 0.0 | 0.0 | 332400.0 |
| 28900.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 171100.0 | 0.0 | 0.0 | 137000.0 |
| 363700.0 | 0.0 | 0.0 | 103600.0 |
| 109600.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 308300.0 | 0.0 | 0.0 | 199100.0 |
| 87700.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 269200.0 | 0.0 | 0.0 | 157800.0 |

| mu | arm tend | arm comp | arm 1 | arm2 |
|--------|----------|----------|-------|-------|
| 0.2783 | 14.695 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0518 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2552 | 13.211 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0266 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3190 | 17.518 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0399 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4458 | 26.154 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0472 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2796 | 14.781 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2717 | 23.112 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0819 | 6.096 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2303 | 18.928 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0655 | 4.860 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2011 | 16.166 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |

| espa 8 espa 10 | | repetition | | | | | | | | | | |
|------------------|-------|------------|---|---|---|----|----|----|----|----|----|--|
| 52.89 | 82.63 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 26.15 | 40.85 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 24.53 | 38.33 | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | |
| 58.28 | 91.04 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 30.78 | 48.09 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 54.12 | 84.54 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 29.40 | 45.93 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 54.12 | 84.54 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 28.93 | 45.19 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 48.40 | 75.61 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 26.83 | 41.91 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 44.99 | 70.29 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 24.58 | 38.40 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |
| 42.95 | 67.10 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 12 | 14 | 16 | |
| 24.58 | 38.40 | 0 | 2 | 5 | 8 | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 24 | |

| ** M ** | ** M1 ** | ** N ** | ** T ** |
|----------|----------|---------|----------|
| 293200.0 | 0.0 | 0.0 | 337800.0 |
| 182900.0 | 0.0 | 0.0 | 167500.0 |
| 135000.0 | 0.0 | 0.0 | 157200.0 |
| 315000.0 | 0.0 | 0.0 | 372100.0 |
| 206900.0 | 0.0 | 0.0 | 197000.0 |
| 181000.0 | 0.0 | 0.0 | 345600.0 |
| 293400.0 | 0.0 | 0.0 | 188200.0 |
| 202400.0 | 0.0 | 0.0 | 345600.0 |
| 293400.0 | 0.0 | 0.0 | 185200.0 |
| 212300.0 | 0.0 | 0.0 | 309200.0 |
| 309400.0 | 0.0 | 0.0 | 171800.0 |
| 194100.0 | 0.0 | 0.0 | 287500.0 |
| 255500.0 | 0.0 | 0.0 | 157500.0 |
| 193700.0 | 0.0 | 0.0 | 274500.0 |
| 236700.0 | 0.0 | 0.0 | 157500.0 |

| mu | arm tend | arm comp | arm 1 | arm2 |
|--------|----------|----------|-------|-------|
| 0.4791 | 27.783 | 4.275 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2989 | 16.088 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2206 | 11.105 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.5147 | 29.524 | 6.015 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3381 | 18.955 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2958 | 15.873 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4794 | 27.799 | 4.290 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3307 | 18.393 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4794 | 27.799 | 4.290 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3469 | 19.647 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.5056 | 29.077 | 5.568 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3172 | 17.387 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4175 | 24.772 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3165 | 17.340 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3868 | 23.054 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |

| ** M ** | ** M1 ** | ** N ** | ** T ** |
|-----------|----------|-----------|---------|
| 1081375.0 | 506500.0 | 1825000.0 | 0.0 |
| 278002.0 | 514000.0 | -749200.0 | 0.0 |
| 367767.4 | 44200.0 | 2614500.0 | 0.0 |
| 1246867.6 | 423300.0 | 2614500.0 | 0.0 |
| 171284.0 | 419000.0 | -736400.0 | 0.0 |
| 836116.9 | 256400.0 | 2147100.0 | 0.0 |
| 126900.0 | 0.0 | -606900.0 | 0.0 |
| 444960.0 | 186300.0 | 1149600.0 | 0.0 |
| 31157.5 | 92200.0 | -271300.0 | 0.0 |
| 341460.0 | 162900.0 | 992000.0 | 0.0 |
| 74206.0 | 86500.0 | -68300.0 | 0.0 |
| 233438.0 | 122900.0 | 818800.0 | 0.0 |
| 31700.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 28900.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 33600.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 36800.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

| mu | arm tend | arm comp | arm 1 | arm2 |
|--------|----------|----------|--------|--------|
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 14.700 | 14.700 |
| 0.0530 | 33.277 | 14.700 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 14.700 | 14.700 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 14.700 | 14.700 |
| 0.0326 | 29.763 | 14.700 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 10.800 | 10.800 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 10.800 | 15.480 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 7.500 | 7.500 |
| 0.0163 | 9.606 | 7.500 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 4.800 | 4.800 |
| 0.0758 | 7.516 | 4.800 | 0.000 | 0.000 |
| 0.5651 | 5.247 | 7.630 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0518 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0472 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0549 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0601 | 3.000 | 3.000 | 0.000 | 0.000 |

| espa 8!espa 10! | | repetition | | | | | | | | | | |
|-----------------|-----------|------------|------------|----------|----|----|----|----|----|----|----|--|
| 17.81 | 27.83 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 21.74 | 33.97 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 17.77 | 27.75 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 19.14 | 29.90 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 16.72 | 26.12 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 18.14 | 28.34 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 15.22 | 23.77 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 16.52 | 25.81 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 13.90 | 21.72 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 14.89 | 23.27 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 11.50 | 17.96 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 12.78 | 19.96 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 9.05 | 14.14 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 10.64 | 16.61 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 8.89 | 10.76 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| 9.79 | 15.29 | 0 | 5 | 10 | 16 | 21 | 27 | 32 | 37 | 43 | 48 | |
| ** M ** | ** M1 ** | ** N ** | ** T ** | | | | | | | | | |
| 1 | 292200.0 | 0.0 | 0.0 | 154700.0 | | | | | | | | |
| 2 | 363700.0 | 0.0 | 0.0 | 138500.0 | | | | | | | | |
| 3 | 302200.0 | 0.0 | 0.0 | 154300.0 | | | | | | | | |
| 4 | 300500.0 | 0.0 | 0.0 | 166100.0 | | | | | | | | |
| 5 | 282300.0 | 0.0 | 0.0 | 145300.0 | | | | | | | | |
| 6 | 272600.0 | 0.0 | 0.0 | 157500.0 | | | | | | | | |
| 7 | 261200.0 | 0.0 | 0.0 | 132400.0 | | | | | | | | |
| 8 | 243000.0 | 0.0 | 0.0 | 143600.0 | | | | | | | | |
| 9 | 242400.0 | 0.0 | 0.0 | 121100.0 | | | | | | | | |
| 10 | 221800.0 | 0.0 | 0.0 | 129600.0 | | | | | | | | |
| 11 | 190100.0 | 0.0 | 0.0 | 100400.0 | | | | | | | | |
| 12 | 180600.0 | 0.0 | 0.0 | 111400.0 | | | | | | | | |
| 13 | 141000.0 | 0.0 | 0.0 | 79400.0 | | | | | | | | |
| 14 | 122400.0 | 0.0 | 0.0 | 93000.0 | | | | | | | | |
| 15 | 76400.0 | 0.0 | 0.0 | 60800.0 | | | | | | | | |
| 16 | 55600.0 | 0.0 | 0.0 | 85700.0 | | | | | | | | |
| 17 | 25700.0 | 0.0 | -1041000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 18 | 1694501.3 | 25700.0 | 2286500.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 19 | 187407.5 | 491900.0 | -1041000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 20 | 1160701.3 | 491900.0 | 2286500.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 21 | 720337.5 | 148500.0 | 1955000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 22 | 1023737.5 | 451900.0 | 1955000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 23 | 614281.5 | 191700.0 | 1707400.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 24 | 32805.0 | 191700.0 | -642000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 25 | 730481.5 | 307900.0 | 1707400.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 26 | 149005.0 | 307900.0 | -642000.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 27 | 409077.0 | 172800.0 | 1166800.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 28 | 107412.8 | 172800.0 | -322900.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 29 | 490977.0 | 254700.0 | 1166800.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 30 | 189312.7 | 254700.0 | -322900.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 31 | 254852.4 | 139800.0 | 710200.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 32 | 128865.0 | 139800.0 | -67500.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 33 | 307431.6 | 482400.0 | 771300.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 34 | 136569.8 | 96900.0 | 326500.0 | 0.0 | | | | | | | | |
| 35 | 159491.7 | 109300.0 | 413100.0 | 0.0 | | | | | | | | |

| nu | arm tend | arm comp | arm 1 | arm2 |
|--------|----------|----------|--------|--------|
| 0.2183 | 17.773 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2717 | 23.112 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2258 | 18.483 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2245 | 18.365 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2109 | 17.076 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2037 | 16.401 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1952 | 15.619 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1816 | 14.391 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1811 | 14.351 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1657 | 12.993 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1420 | 10.965 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1349 | 10.370 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1053 | 7.950 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0914 | 6.845 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0571 | 4.860 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0415 | 4.860 | 4.860 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 18.701 | 16.227 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 13.650 | 13.650 |
| 0.0414 | 38.397 | 13.650 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 13.650 | 13.650 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 13.650 | 13.650 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 13.650 | 13.650 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 9.900 | 9.900 |
| 0.0118 | 20.183 | 9.900 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 9.900 | 9.900 |
| 0.0537 | 26.467 | 9.900 | 0.000 | 0.000 |
| 0.0000 | 0.000 | 0.000 | 6.750 | 6.750 |
| 0.0693 | 16.402 | 6.750 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3169 | 6.750 | 6.750 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1222 | 22.224 | 6.750 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3213 | 5.058 | 4.320 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1625 | 13.240 | 4.320 | 0.000 | 0.000 |
| 0.3876 | 11.121 | 4.320 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4081 | 10.369 | 2.430 | 0.000 | 0.000 |
| 0.4766 | 10.531 | 3.366 | 0.000 | 0.000 |

Pour ne pas avoir à faire les calculs pour l'E.L.S

Il nous suffit de faire la vérification de la condition suivante

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad (\text{dalles})$$

mais pour les pièces soumises à la flexion simple ou composées (poutres, poteaux)

on doit vérifier : $\frac{M_{ser}}{b d^2} \leq 3,14$ car $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

| | M_u (Nm) | M_{serv} (Nm) | δ | $\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | μ | α | Vérification | $\frac{M_{ser}}{b d^2}$ |
|-----------------------------|------------|-----------------|----------|--------------------------------------------|-------|----------|--------------|-------------------------|
| Poteaux les plus sollicités | 506500 | 9600 | 52,7 | 26,15 | 0,08 | 0,05 | O.K. | 0,022 |
| | 514000 | 8500 | 60,4 | - | - | - | O.K. | 0,020 |
| | 423300 | 1500 | 182,2 | - | - | - | O.K. | 0,004 |
| | 419000 | 1500 | 279,3 | - | - | - | O.K. | 0,004 |
| | 256400 | 10800 | 23,73 | 11,64 | 0,01 | 0,01 | O.K. | 0,03 |
| | 126900 | 10800 | 11,75 | 5,64 | 0,01 | 0,01 | O.K. | 0,03 |
| | 186300 | 6900 | 27 | - | - | - | O.K. | 0,075 |
| | 92200 | 10300 | 8,94 | 4,24 | 0,02 | 0,03 | O.K. | 0,113 |
| | 162900 | 10300 | 16,42 | - | - | - | O.K. | 0,113 |
| | 86500 | 10300 | 8,39 | - | - | - | O.K. | 0,168 |
| 122900 | 7700 | 15,93 | - | - | - | O.K. | 0,179 | |
| Travées sollicitées | 31700 | 3900 | 8,12 | 3,84 | 0,006 | 0,007 | O.K. | 0,09 |
| | 28900 | 12000 | 2,4 | 0,97 | 0,02 | 0,02 | O.K. | 0,3 |
| | 33600 | 38000 | 0,88 | 0,21 | 0,06 | 0,08 | O.K. | 0,95 |
| | 36800 | 12300 | 2,99 | - | - | - | O.K. | 0,30 |

| | Mu (Nm) | Mserv(Nm) | γ | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c \cdot \sigma}{\lambda 00}$ | μ | α | Vérification | M/bd ² |
|------------------------|---------|-----------|----------|------------------------------------------------------------|-------|----------|--------------|-------------------|
| Poutres longitudinales | 170300 | 21000 | 8,10 | - | - | - | OK | 0,525 |
| | 31700 | 3900 | 8,12 | - | - | - | OK | 0,097 |
| | 156200 | 5800 | 26,93 | - | - | - | OK | 0,145 |
| | 16300 | 23200 | 0,7 | 0,12 | 0,03 | 0,03 | OK | 0,580 |
| | 195200 | 17700 | 11,02 | - | - | - | OK | 0,442 |
| | 24400 | 12100 | 2,01 | - | - | - | OK | 0,302 |
| | 272800 | 17800 | 15,32 | - | - | - | OK | 0,445 |
| | 28900 | 20900 | 1,38 | - | - | - | OK | 0,522 |
| | 171100 | 22500 | 7,6 | - | - | - | OK | 0,562 |
| Poutres transversales | 308300 | 2860 | 108,1 | - | - | - | OK | 0,030 |
| | 363700 | 16150 | 2,25 | 0,895 | 0,01 | 0,01 | OK | 0,174 |
| | 109600 | 20750 | 5,28 | - | - | - | OK | 0,228 |
| | 308300 | 2860 | 108,1 | - | - | - | OK | 0,030 |
| | 87700 | 24750 | 3,54 | - | - | - | OK | 0,272 |
| | 269200 | 16500 | 16,31 | - | - | - | OK | 0,181 |

Poutres transversales :

| Niveau (*) | Appui | Travée | Espacement des At (*) (*) |
|------------|------------------|------------------|-------------------------------|
| 1 | 8 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25, 16, ... |
| 2 | 8 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 20 X 5, 25 X 10, 35 X 16, ... |
| 3 | 6 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25 X 16, ... |
| 4 | 6 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25 X 16, ... |
| 5 | 6 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25 X 16, ... |
| 6 | 5 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25 X 16, ... |
| 7 | 5 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 13 X 5, 16 X 10, 25 X 16, ... |
| 8 | 5 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 16 X 5, 20 X 10, 25 X 16, ... |
| 9 | 5 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 13 X 5, 16 X 10, 20 X 16, ... |
| 10 | 4 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 13 X 5, 16 X 10, 20 X 16, ... |
| 11 | 4 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 11 X 5, 13 X 10, 16 X 16, ... |
| 12 | 4 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 11 X 5, 13 X 10, 16 X 16, ... |
| 13 | 4 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 8 X 5, 10 X 10, 13 X 16, ... |
| 14 | 4 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 10 X 5, 13 X 10, 13 X 16, ... |
| 15 | 3 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 8 X 5, 10 X 10, 13 X 16, ... |
| 16 | 3 T 20 3 T 20 | 3 T 20 3 T 20 | 8 X 5, 10 X 10, 13 X 16, ... |

Remarque : On voit que les Armatures dans les poutres changent peu par niveau donc dans l'autre sens (longitudinal) on prend le même ferrailage pour cinq niveau

(*) Le niveau (1) est le niveau haut sous sol

Le niveau (16) est le plancher terrasse

(**) Cet espacement est le même a gauche qu'à droite de l'appui

Poutres longitudinales :

| | Appuis 1, 3, 5, 19, 17, 15 | | Appuis 7, 9, 11, 13 | | Travées |
|---------|----------------------------|-----------------------------|----------------------|-------------------------------|------------------|
| Niveaux | Armature Longitudin. | Espacement des At | Armature Longitudin. | Espacement des At | |
| 1 - 5 | 5 T 20 3 5 20 | 7X3, 8X6, 10X9 11X12 ... | 9 T 20 3 T 16 | 25X3, 35X6 40X9, ... | 3 T 16 3 T 16 |
| 6 - 10 | 4 T 20 3 T 16 | 7X3, 8X6, 9X9 10X12 ... | 7 T 20 3 T 16 | 25 X 3, 35 X 6 40 X 9, ... | 3 T 16 3 T 16 |
| 11 - 16 | 3 T 20 3 T 16 | 7X3, 8X6, 9X9 10X12 ... | 5 T 20 3 T 16 | 25 X 3, 35 X 6 40 X 9, ... | 3 T 16 3 T 16 |

Poteaux :

| | | | A | A' |
|---------------------|---------|-----|------------|--------|
| Niveau de 1 à 4 | Rive | Sup | 6 T 20 | 6 T 20 |
| | | Inf | 9 T 20 | 6 T 20 |
| | Central | Sup | 6T20+2T16 | 3 T 20 |
| | | Inf | 12 T 20 | 3 T 20 |
| Niveau de 5 à 8 | Rive | Sup | 6 T 20 | 3 T 20 |
| | | Inf | 9 T 20 | 3 T 20 |
| | Central | Sup | 5 T 20 | 3 T 20 |
| | | Inf | 6 T 20 | 3 T 20 |
| Niveau de 9 à 16 | Rive | Sup | 5 T 20 | 3 T 14 |
| | | Inf | 5 T 20 | 3 T 14 |
| | Central | Sup | 3T20, 3T14 | 3 T 14 |
| | | Inf | 3T20, 3T14 | 3 T 14 |

Pour les armatures transversales des poteaux ($\phi t = 8 \text{ mm}$)

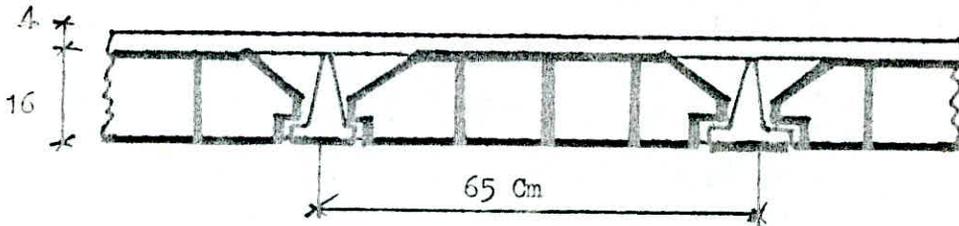
- jusqu'au 8ème niveau * Espacement - 30 Cm en zone courante
- 14 Cm en zone de recouvrement
- au-delà du 8ème niveau * Espacement - 21 Cm en zone courante
- 10 Cm en zone de recouvrement



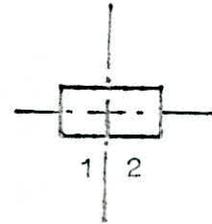
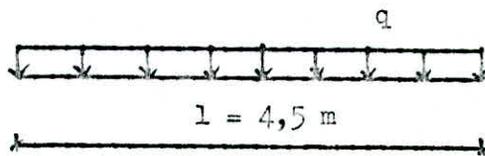
POUTRELLES

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16+4) Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du bâtiment

Le calcul se fera en deux parties La première étape avant le coulage du hourdis (de la table de compression), la deuxième étape après le coulage de celle-ci



1ère Etape : La poutrelle est simplement appuyée Elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le hourdis



Charges supportée par la poutrelle :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 904 \times 2100 = 12 \text{ Kg/ml}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 95 = 61,75 \text{ Kg/ml}$

Surcharges d'exploitation : $100 \times 0,65 = 65 \text{ Kg/ml}$

soit $q = 1,35 G + 1,5 Q = 1970,6 \text{ N/ml}$

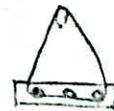
$$M = q \frac{l^2}{8} = 4989,09 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4989,09}{12 \cdot 22 \cdot 15,3} = 6,79$$

$$M_R = \mu R_{bc} b d^2 = 0,186 \times 15,3 \times 12 \times 4 = 136,58 \text{ N m}$$

Comme $M_R < M_u$ donc les armatures comprimées sont nécessaires d'où la nécessité de prévoir des échaffaudages pour aider la poutrelle de supporter la charge lui revenant

on obtient les résultats suivants: entrée $3\phi 10$

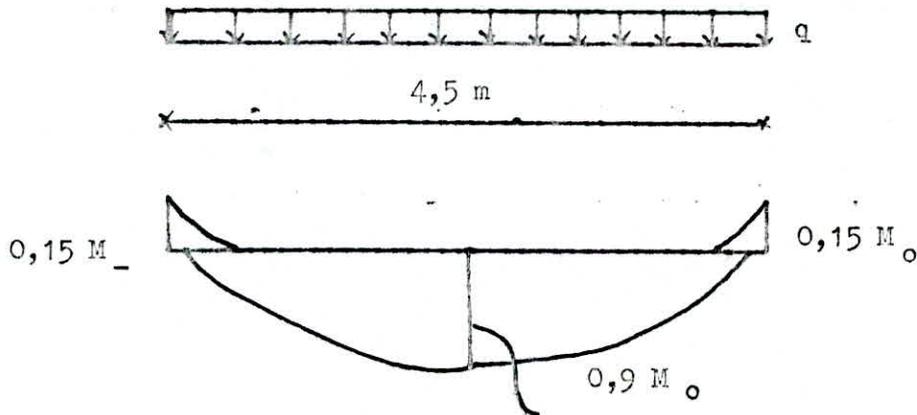


sur appuis + $1\phi 10$



2ème Etape : Du fait que l'application de la méthode forfaitaire (B 6 221 BAEL 83) concernant la distribution des moments n'est pas possible car : $\frac{l_i}{l_{i+1}} > 1,25$

Conclusion : Le calcul sera fait pour la poutrelle de 4,5 m de portée avec une réduction de 10 % du moment en travée, et un moment sur appui de 0,15 M_o



a/ Détermination de la charge q :

$$q = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 621 + 1,5 \times 100) = 642,42 \text{ Kg/ml}$$

b/ Ferraillage de la poutrelle :

b-1/ Section I - I

- Largeur b de la table de compression :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l}{10}, \frac{65 - b_o}{2}, \frac{2}{3} \frac{l}{2} \right)$$

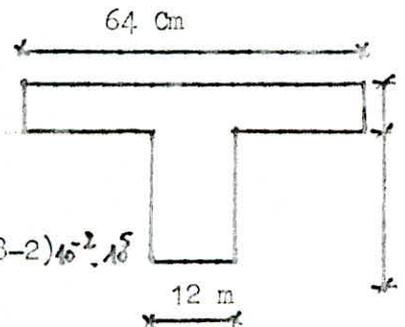
$$b_1 \leq \min (45 \text{ Cm}, 26 \text{ Cm}, 150)$$

$$b_1 = 26 \text{ Cm}$$

$$\text{d'où } b = 2 \times 26 + 12 = 64 \text{ Cm}$$

soit M_t le moment équilibré par la table :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,64 \times 0,04 \times 27 \times (18 - 2) \times 1,8^2 = 5529 + 6, \text{ Nm}$$



Vérification nécessaire :

Conditions de non-fragilité :

$$1^{\circ}/ \text{ en travée : } \frac{\Lambda \Delta}{b d} = \frac{2,33}{10^{-2} \times 0,12 \times 0,18} = 10,8 \cdot 10^{-3} \geq 0,23 \frac{3,22}{4,00} = 1,85 \cdot 10^{-3}$$

$$2^{\circ}/ \text{ à l'appui : } \frac{\Lambda \xi}{b d} = \frac{0,79}{0,12 \cdot 0,18} = 3,63 \cdot 10^{-3} \geq 1,85 \cdot 10^{-3}$$

Vérification à l'effort tranchant : (A.5.12 BAEL 83)

1^o/ Vérification du béton :

Pour les armatures d'âmes " droites ", il faut que, dans la section du nu d'appui (BAEL A 5 121) : $\tau_v \leq \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MA}) = 3,51 \text{ MPA}$
contrainte tangente conventionnelle du béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{14,4}{12 \times 18} \times 10 = 0,66 < 3,51 \text{ MPA}$$

2^o/ Vérification au voisinage de l'appui

$$\frac{V_u}{a b} = \frac{14,4}{12 \times 18} \times 10 = 0,66 < 0,4 f_{c28} = 7,2$$

$$\text{Armatures transversales : } \rho_t \leq \frac{0,8 f_e \Lambda t}{(\tau_u - 0,5 k) b_0}$$

Avec $K_0 = 0$ pour Λt on prend $2 \phi 6$

$$\Rightarrow \rho_t \leq 22,6$$

$$\text{on a } \rho_t \leq \frac{\Lambda t \cdot f_a}{0,4 b_0} = 46$$

donc on prend $\rho_t = 20 \text{ Cm}$

3^o/ Traction des armatures :

La fissuration est peu nuisible donc la contrainte des aciers n'est pas limitée dans ce cas.

A/ Calcul de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = 270 \text{ Cm}$$

d'où $9 < e < 13,5$ (Cm) donc on prend $e = 12$ Cm

B/ Charges et surcharges des escaliers :

I - Charges :

| | | | | |
|---------------|---|------------------------------|-------------|----------|
| * Paillasse | : | 0,12 X 4,42 X 1,4 X 2500 | = 1856,4 Kg | |
| * Marches | : | 13 X 0,08 X 0,3 X 1,4 X 2500 | = 1092,4 Kg | |
| * Carrellages | : | 3,9 X 1,4 X 40 | = | 217,9 Kg |

$$G = 3166,8 \text{ Kg}$$

$$G/ml = 3166,8/4,42 = 716,47 \text{ Kg/ml}$$

II - Surcharges :

$$- 400 \times 1,4 \times 3,9 = 2184 \text{ Kg}$$

$$S = 2184 \text{ Kg}$$

$$S/ml = 2184/4,42 = 491,1 \text{ Kg/ml}$$

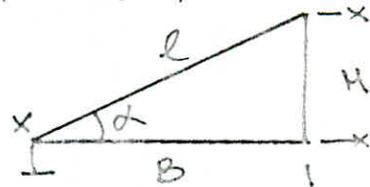
C/ Calcul à l'état limite ultime de résistance :

$$p = 1,35 G + 1,5 P$$

$$p = 1,35 \times 716,47 + 1,5 \times 491,1 = 1703,88 \text{ Kg/ml} = 1,7 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{P \cdot \cos(\alpha) \cdot l^2}{10} \quad \text{avec} \quad \cos(\alpha) = \frac{B}{l}$$

$$= 0,61$$



$$\Rightarrow M = \frac{1,7 \times 0,61 \times (4,42)^2}{10} = 2,945 \text{ t m}$$

$$= \frac{M}{b d^2} = \frac{29450}{15,3 \times 140 \times (10,8)^2} = 911$$

$$= 0,392 \text{ (Tableau P Charon)}$$

donc $\mu < \mu_e$ les Armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,11 \implies \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,146$$

$$\text{d'où } \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,942$$

$$\implies A = \frac{M}{\sigma_{pt} \beta b_s d} = \frac{29450}{0,942 \cdot 348 \cdot 10,8} = 8,16 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,23 = \frac{f_t}{f_c} \cdot b \cdot d \implies A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{3,22}{400} \cdot 140 \cdot 10,8 = 2,79$$

donc on prend pour les armatures principales en travée

$$A_{pt} = 7 \text{ T } 14 = 10,77 \text{ cm}^2$$

Sur appui : pour tenir compte de la continuité au niveau de la liaison de la paillasse palier on considère un moment $M_A = 0,3 M$.

$$\text{d'où } M_A = 8835 \text{ N m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = 0,03 < \mu_e$$

$$\text{d'où } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,04 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,0982 \implies A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = 2,39 \text{ cm}^2$$

vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,23 = \frac{3,22}{400} \cdot 140 \cdot 10,8 = 2,79$$

donc on prend pour les armatures sur appui 5 ϕ 10 = 3,93 cm²

donc on aura un espacement = 28 cm < espacement admissible

D/ Calcul à l'état limite de service

Comme on a une dalle et la fissuration est peu nuisible on a

$$\sigma_{s1,4} \text{ d'où } \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,4}{2} + \frac{27}{100} = 0,47$$

$$\alpha = 0,47 \implies \mu = 0,306$$

donc comme 0,306 on peut se dispenser de vérifier à l'ELS

E/ Vérification à l'effet tranchant :

$$V_u = \frac{p_u l}{2} = \frac{1,7 \cdot 4,42}{2} = 3,757 = 37570 \text{ N}$$

on doit vérifier $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad 3,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37570}{1400 \times 108} \quad \text{on a pris } V \text{ (N) donc } b, d \text{ en mm}$$

pour avoir τ_u en MPa

$$\tau_u = 0,24 < 3,51 \quad \text{donc les } A_t \text{ sont inutiles}$$

Ferrailage de la paillasse :

On a les armatures principales $7 \phi 14$
les armatures de répartition $1 \phi 10/ml$
les armatures d'appui : $5 \phi 10$
les armatures de montage et constructives

* Etude de la dalle du palier de repos :

On considère la dalle comme console encastrée au mur avec une charge uniformément répartie et une charge concentrée à l'extrémité

Considérons une bande d'un mètre de largeur

charges et surcharges $p : 1,35 G + 1,5 P$

$$\text{donc } p = \frac{469,32 \times 1,35 + 1,5 \times 400}{1,4} = 936,57 \text{ Kg}$$

$$P = V (\text{pailles}) = \frac{3,757 \times 1}{1,4} = 2678, \text{ Kg}$$

Calcul à l'état limite ultime de résistance :

$$M_o = P l + \frac{p l^2}{2} = 106457,4 \text{ N m}$$

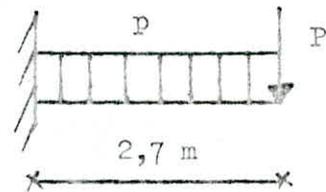
$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b d^2} = 0,355 < \mu_l = 0,392$$

donc on n'a pas des Armatures comprimées

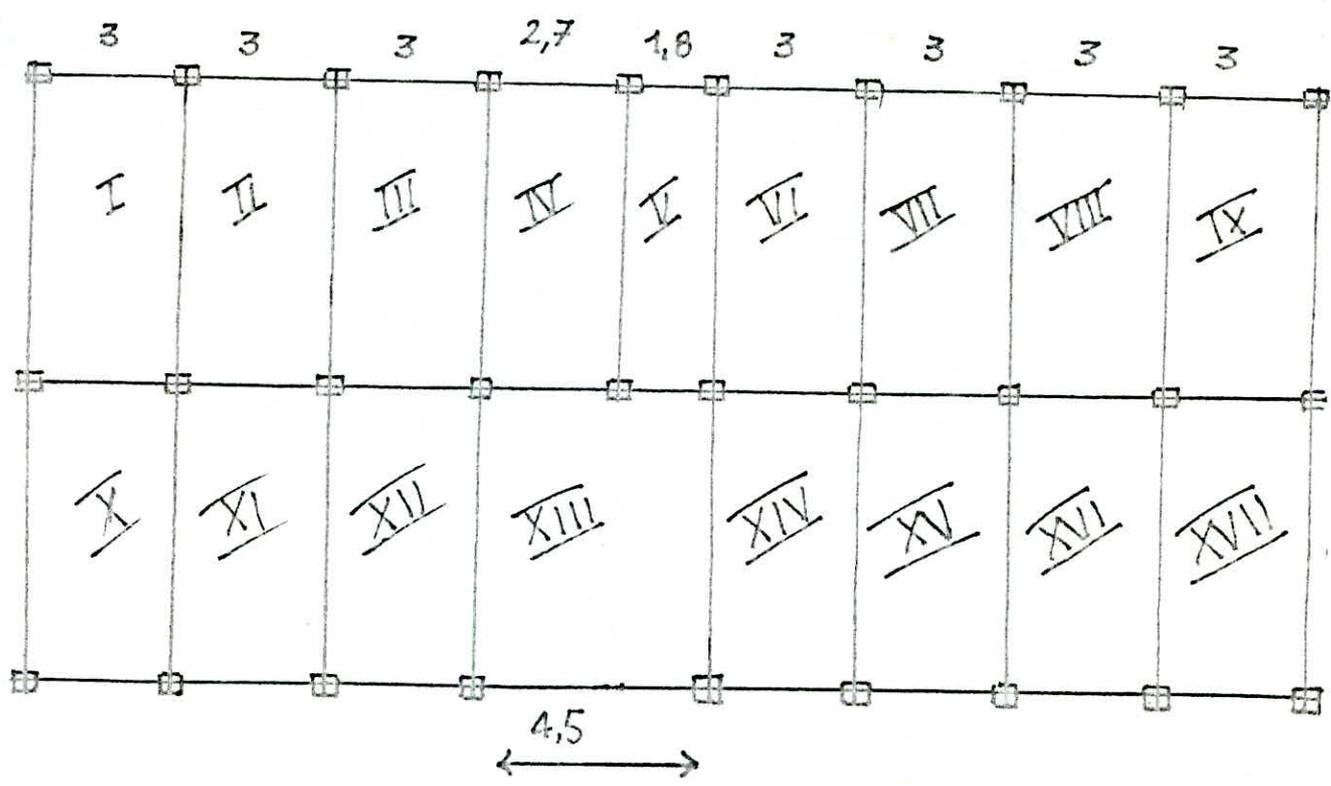
$$\alpha = 0,576 \implies = 0,769$$

$$\implies A = \frac{M}{\beta \cdot \bar{\sigma}_s \cdot d} = 28,14 \text{ Cm}^2 \text{ on prend } 14 \phi 16/\text{ml}$$

donc 1 espacement de 7 Cm



4,4
5,4



Calcul du plancher dalle du R D C

I/ La dalle (II) :

$$l_x = 3 \text{ m} , l_y = 4,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 > 0,4 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

comme la fissuration est peu nuisible donc on prend $\nu = 0$ d'où

$$\mu_x = 0,0707$$

$$\mu_y = 0,408$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

La charge G avant pondération = 611 Kg/m²

La surcharge P " " = 400 Kg/m²

A - Etat-limite de résistance

$$= 1,35 G + 1,5 P = 1,42 \text{ t/m}^2$$

On suppose que la dalle est simplement appuyée sur son contour

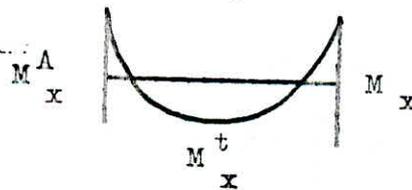
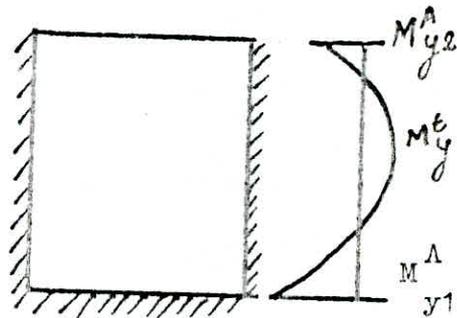
A-1/ Les moments par mètre de largeur ont pour valeurs :

$$M_x = 0,0707 \cdot 1,42 \cdot (3)^2 = 0,905 \text{ t m}$$

$$M_y = 0,408 \cdot M_x = 0,37 \text{ t m}$$

mais comme la dalle est continue sur trois côtés et pour tenir compte de cette continuité on calculera les moments entravés et sur appuis respectivement dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 & M_x = 0,679 \text{ t m} = 6790 \text{ N m} \\ M_x = 0,5 & M_x = 0,456 \text{ t m} = 4560 \text{ N m} \\ M_y^t = 0,85 & M_y = 0,314 \text{ t m} = 3140 \text{ N m} \\ M_{y1} = 0,5 & M_y = 0,185 \text{ t m} = 1850 \text{ N m} \\ M_{y2} = 0,3 & M_y = 0,110 \text{ t m} = 1100 \text{ N m} \end{cases}$$



dans les deux sens la condition donnée par le B.A.E.L. (Article A 8 2 3 2)

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_o$$

$$\text{selon } x : 0,75 + \frac{0,5 + 0,5}{2} \geq 1,25 \Rightarrow 1,25 \geq 1,25 \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{selon } y : 0,85 + \frac{0,5 + 0,3}{2} = 1,25 \geq 1,25 \text{ (vérifiée)}$$

A-2/ Ferrailage de la dalle :

a) Selon lx : * En travée : $\mu = \frac{M}{\bar{b}_b \cdot b \cdot d^2}$

$\bar{b}_b = 15,3 \text{ MP a}$
 $b = 100 \text{ Cm}$
 $d = 14,4 \text{ Cm}$
 $M = 6790 \text{ Nm}$

donc $\mu = \frac{6790}{15,3 \cdot (14,4)^2} = 0,02$

$\mu_l = 0,392$ (selon tableau charon pour 1 acier en FeE 40)
 donc $\mu < \mu_l$ les armatures de compression sont nulles

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \implies = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies 0,991$$

d'où $A_{tx} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \bar{b}_s} = \frac{6790}{0,999 \cdot 14,4 \cdot 348}$ (car $\bar{b}_s = f_e / 1,15 = \frac{400}{1,15} = 348$)

alors $A_{tx} = 1,36 \text{ Cm}^2$

Calcul des armatures par la condition de non fragilité

$A_x \geq 0,23 \frac{f_t}{f_e} \cdot b \cdot d$ avec $f_t 28 = 3,22 \text{ MP a}$, $f_e = 400$,
 $b = 100 \text{ Cm}$, $d = 14,4 \text{ Cm}$

$A_x \text{ min} = 0,23 \frac{3,22}{400} \times 100 \times 14,4 = 2,26 \text{ Cm}^2$

On prend 4 ϕ 10/ml donc on aura 1 espacement de 25 Cm qui est 1 espacement admissible

* sur appui : $\mu = \frac{M}{\bar{b}_b \cdot b \cdot d^2} = 0,01 < \mu_l \implies A' = 0$

$\alpha = 0,01$

$\beta = 0,994$

d'où $A_{xap} = \frac{M}{\beta \cdot \bar{b}_s \cdot d} = 0,91 \text{ Cm}^2$

Calcul des armatures par la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{3,22}{400} \cdot 100 \cdot 14,4 = 2,26 \text{ Cm}^2 > 0,91 \text{ (ou ferraille avec } A_{\min})$$

de même que pour les armatures en travées on prendra 4 ϕ 10 = 3,14 Cm²/ml avec 1 espacement de 25 Cm qui est admissible.

b/ Selon y : * en travée l_y : $\mu = \frac{M}{\sigma b d^2} = 0,009$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2}}{0,8} = 0,009 \longrightarrow \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,996$$

d'où A_yt - $\frac{M}{\beta \cdot \sigma \cdot d} = 0,62 \text{ Cm}^2$

donc on va ferrailer dans ce sens par la section donnée par la condition de non fragilité donnée par

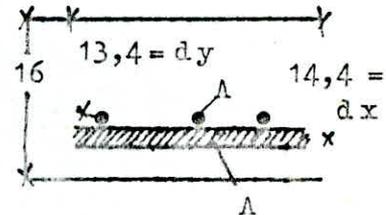
$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{3,22}{400} \cdot 100 \cdot 13,4 = 2,48 \text{ Cm}^2$$

donc on prend 5 ϕ 8/ml espacées de 20 Cm

* Sur appuis : comme les deux moments

sur appuis selon y sont inférieurs au moment en travée alors on va ferrailer directement par la condition de non fragilité qui est

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{3,22}{400} \cdot 100 \cdot 13,4 = 2,48 \text{ Cm}^2 \text{ 5 } \phi \text{ 8/ml}$$



B/ Vérification de l'effort tranchant

$$V = \frac{P}{2 l_y + l_x} \text{ au milieu de } l_x$$

$$V = \frac{P}{3 l_y} \text{ au milieu de } l_y$$

avec $P = \mu \cdot l_x \cdot l_y$

- milieu de l_x : V = 1,42 t = 14 200 N

- milieu de l_y : V = 1,644 t = 16 440 N

On doit vérifier $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \ll [\text{Min}(0,13 \cdot f_{c28}, 1 \text{ MPa}) = 3,51 \text{ MPa}]$

avec V_u l'effort tranchant ultime (b_0 largeur de la nervure
 * milieu de la $\tau_u = \frac{14\,200}{1000 \cdot 144} = 0,09$ (d hauteur utile

$$\implies = 0,09 \text{ MPa} \lll 3,51 \text{ MPa}$$

* milieu de l_y , $\tau_u = \frac{16440}{1000 \cdot 144} = 0,11 \lll 3,51 \text{ MPa}$

pour ne pas avoir à vérifier chaque fois l'effort tranchant on calcule cet effort limite donnant la contrainte limite.

donc $T_w = b_0 \cdot d \cdot 0,13 \cdot f_{c28} \implies T_{ul} = 50,54 \text{ t}$

d'où pour un effort tranchant $< 50,54 \text{ t}$ la vérification est inutile.

C/ Etat limite de service

La combinaison à considérer est $p = G + P$

d'où $p = 1011 \text{ Kg/m}^2$

de même manière que précédemment on aura $\begin{cases} M_x = 0,643 \text{ t m} \\ M_y = 0,262 \text{ t m} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,78 \text{ M}_x = 0,482 \text{ t m} = 4820 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^A = 0,5 \text{ M}_x = 0,321 \text{ t m} = 3210 \text{ ''} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y^t = 0,85 \text{ M}_y = 0,223 \text{ t m} = 2230 \text{ ''} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y1}^A = 0,5 \text{ M}_y = 0,131 \text{ t m} = 1310 \text{ ''} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y1}^A = 0,3 \text{ M}_y = 0,07 \text{ t m} = 700 \text{ N} \end{array} \right.$$

comme la fissuration est peu nuisible on vérifie seulement que

$$0,6 f_{c28} = 16,2$$

mais on peut se dispenser d'effectuer cette vérification si $\sigma \lll \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

avec $\sigma = \frac{M(\text{ultime})}{M(\text{Service})}$

$$\gamma = \frac{M_{tx}(u)}{M_{tx}(s)} = \frac{M^A_{tx}(u)}{M^A_{tx}(s)} = \frac{M_x(u)}{M_x(s)} = \frac{M_y(u)}{M_y(s)} = \frac{1,42}{0,643} = 2,2$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,2}{2} + \frac{27}{100} = 0,87$$

$\delta < 0,87$ donc la vérification à l'ELS est inutile comme on a des dalles est de l'ordre de 1,4 (FeE 40) $f_{C28} = 27$

$$\text{donc } \alpha \leq \frac{1,4 - 1}{2} + 0,27 = 0,47$$

ou $\alpha = 0,47 \Rightarrow \mu = 0,296$ donc si on a $\mu < 0,296$ (acier FeE40) il n'y a pas lieu de vérifier à l'ELS.

D/ Calcul de la flèche :

Pour ne pas avoir à faire la vérification il suffit que soit supérieure à $1/28$ (dalle continue sur deux côtés).

$$\text{donc } h = 16 \text{ cm} \quad 1/28 = \frac{300}{28} = 10,71 \Rightarrow 16 > 10,71$$

donc la flèche est vérifiée.

II/ La dalle (V) :

$l_x = 1,8 \text{ m}$, $l_y = 5,4 \text{ m} \Rightarrow f = 0,333 < 0,4$ donc la dalle travaille dans un seul sens

$$G = 611 \text{ Kg/m}^2 \quad P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

A/ Etat limite de résistance : $p = 1,35 G + 1,5 P = 1,42 \text{ t m}$

$$A-1 M = \frac{q l x^2}{8} = \frac{1,42 (1,8)^2}{8} = 0,575 \text{ t m} = 5750 \text{ N m}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_o = 0,46 \text{ t m} = 4600 \text{ N m}$$

$$M_{py} = 0,5 M_o = 0,286 \text{ t m} = 2860 \text{ N m}$$

A-2 Ferrailage :

- A/ Selon lx : * en travée : $\mu = 0,014 \Rightarrow \alpha = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,994 \Rightarrow A_{tx} = 0,92 \text{ Cm}^2$
 * sur appui : $\mu = 0,009 \Rightarrow \alpha = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,996 \Rightarrow A_{tx} = 0,57 \text{ Cm}^2$

Comme le moment selon x est supérieur au moment selon y et comme les Armatures selon x sont très faible on va ferrailer avec la condition de non fragilité dans les deux sens.

- Conditions de non fragilité :

* sens x (en travée et sur appui) $A_{\min} = 0,23 \frac{3,22}{400} 14,4 100 = 2,26 \text{ Cm}^2/\text{ml}$
 donc 4 ϕ 10/ml

* sens y (en travée et sur appui) $A_{\min} = 0,23 \frac{3,22}{400} 13,4 100 = 2,48 \text{ Cm}^2$
 donc 5 ϕ 80/ml

B/ Effort tranchant $V = \frac{qlx}{2} = 1,278 \text{ t} < 50,54 \text{ t}$ donc la vérification est faite

C/ E L S : Tous les μ calculés sont de l'ordre de 0,02 \ll 0,292 d'où la vérification est faite

D/ Flèche : La même façon $= 16 \text{ Cm} > \frac{lx}{28} = \frac{180}{28} = 6,42 \text{ Cm}$

Ferrailage du plancher dalle comme toutes les armatures sont A_{\min} donc on ferraille le plancher par la section minimale qui est faite des hauteurs utiles d'où le ferrailage en page X

Dalle XVIII (BALCON) : On considère une bande de 1 m de largeur (Console) on a $G = 500 \text{ Kg/m}^2$

$P = 178 \text{ Kg/m}^2$

A/ Etat limite ultime : $p = 1,35 G + 1,5 P = 937,5 \text{ Kg/m}^2$

$q = 937,5 \times 1 = 937,5 \text{ Kg/ml}$
 $M_o = \frac{ql}{2} = \frac{937,5 \times (1,5)^2}{2} = 1054,6 \text{ Kg}$

$\mu = \frac{M}{b b' d^2} = 0,04 \Rightarrow \alpha = 0,051 \Rightarrow \beta = 0,979$

$$\text{d'où } A_x = \frac{M}{\sigma \cdot b \cdot A \cdot d} = 2,81 \text{ Cm}^2$$

$$A_y = (A_x/4, A_{\min})_y$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{3,22}{400} \cdot 100 \cdot 11 = 2,33 \text{ Cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \frac{3,22}{400} \cdot 100 \cdot 10 = 2,11 \text{ Cm}^2$$

$$A_y = \max(0,70, 2,11) = 2,11 \text{ Cm}^2$$

d'où dans les deux sens on va prendre $5 \phi 8/\text{ml} = 3,01 \text{ Cm}^2$

$$\text{B/ Effort tranchant } V = ql = 937,5 \times 1,5 = 1,4 \text{ t} \ll \frac{51,54 \times 11}{14,4} = 39,37$$

d'où la vérification est faite

C/ Vérification à l'ELS : on a l'ordre de grandeur de $\mu = 0,05$
donc $< 0,292$ d'où la vérification à l'ELS est inutile

D/ Ferrailage du ballon :

Calcul des fondations

Introduction :

- Le sol sur lequel repose le bâtiment à une contrainte admissible de 2 bars.

Au vu :

* De l'importance de la charge totale transmise au sol par l'intermédiaire de différents poteaux.

* Des désordres ultérieurs et par conséquence des tassements éventuels, le type de fondation retenu est le radier général :

1/- Il assure une répartition uniforme des contraintes du sol : Il doit être assez raide pour assurer cette fonction.

2/- Réduire les désordres dus aux divers tassements éventuels. Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas en haut d'une manière uniforme.

Surface du radier : $S = (25,5 + 3)(9,8 + 3) = 364,8 \text{ m}^2$

Poids du radier : on l'estime avec 1 hauteur donnée qu'on vérifie après supposant $h = 50 \text{ cm}$

$G(\text{radier}) = 0,5 \times 364,8 \times 2500 = 456 \text{ t}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q}{S} = \frac{5756}{364,8} = 15 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ b} < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ b}$$

On doit vérifier pour la hauteur du Radier l'inégalité

$$Nu - \bar{\sigma}_s \cdot (a + h)(b + h) \leq 0,045 \times 2 \times (a + h)(b + h) \cdot h \cdot f_c$$

avec a, b dimensions des poteaux

Nu charge totale du bâtiment

On procède par itération et on a $h = 0,491 \text{ m}$
donc on prend $h = 50 \text{ cm}$ (l'hypothèse est bonne)

On va utiliser les tables de BARES pour le calcul de ce radier

Panneau n° 1 : (indiqué en page)

Panneau n° 2 : (" " ")

Panneau n° 3 : (" " ")

Les résultats seront exposés sous formes de tableaux.

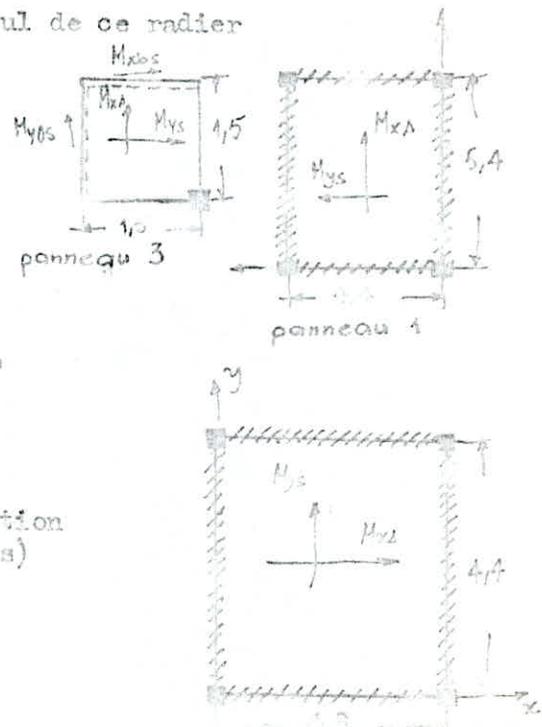
Pour le ferrailage du radier on le calcule

$$\text{à l'E.L.S avec } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{ct28} = 16,2$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \cdot f_c \\ 150 \cdot \eta \end{array} \right. \quad \eta = 1,6 \quad \text{donc } \bar{\sigma}_s \leq 240 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{M}{L \cdot d^2} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{15} \left(\frac{\alpha}{\alpha - 1} \right) \quad , \quad A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30 \cdot (1 - \alpha)}$$

Avec A_s : l'armature que peut prendre cette section pour équilibrer 1 moment max sans A' (comprimées)



| Panneau | $M_{xs} (tm)$ /ml | $M_{ys} (tm)$ /ml | $M_{xv1} (tm)$ /ml | $M_{y0} (tm)$ /ml |
|---------|----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 1 | 17,58 | 6,80 | -13,75 | 5,75 |
| 2 | 12,40 | 10,91 | - 4,38 | 6,36 |

| Panneau | $A_{xs} (Cm^2)$ /ml | $A_{ys} (Cm^2)$ /ml | $A_{sv1} (Cm^2)$ /ml | $A_{y0} (Cm^2)$ /ml |
|---------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| 1 | 19,44 | 7,52 | 15,21 | 6,36 |
| 2 | 13,71 | 42,06 | 4,84 | 7,03 |

| Panneau | M_{xs} | M_{xbs} | M_{ys} | $MyOs$ | M_o |
|---------|----------|-----------|----------|--------|--------|
| 3 | 3,21 | 5,14 | 0,91 | 1,73 | + 3,94 |

| Panneau | A_{xs} | A_{xbs} | A_{ys} | $AyOs$ | A_o |
|---------|----------|-----------|----------|--------|-------|
| 3 | 3,55 | 5,68 | 1,00 | 1,91 | 4,35 |

Pour toutes ces sections le moment résistant du béton dépasse le moment sollicitant la section donc on aura que des Armatures tendues (de résistance).

Pour l'effort tranchant : la vérification est inutile, car la hauteur du radier est prise en conséquence

| travée X A (Cm ²) | travée Y A (Cm ²) | appui X A (Cm ²) | appui Y A (Cm ²) | Extrémité en console |
|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 9 T 10/ml | 4 T 10/ml | 8 T 10/ml | 5 T 10/ml | 3 T 10/ml |

Remarque : Sur les appuis les Armatures supérieures seront égales aux armatures inférieures.

CONCLUSION :

Ce modeste travail a développé un sens d'analyse et à dévoiler de nouvelles connaissances et orientations concernant les différentes disciplines qui sont :

* Analyse du comportement des structures sous l'action sismique et calcul des caractéristiques dynamiques (mode propre de vibration, périodes propres, matrice de rigidité, matrice de souplesse, matrice dynamique).

* Initiation au calcul sur ordinateur on a établi dans ce sens, six programmes (2 en BASIC, 4 en FORTRAN) ce qui nous a permis de se familiariser avec l'ordinateur à signaler que le quota horaire été très insuffisant (12 heures par semaine)

* Initiation au calcul aux états limites.

Dans cet esprit, nous tenons encore à remercier notre promoteur Monsieur TILLOUINE.



I B L I O G R A P H I E

- * Conception des ouvrages de grande hauteur en B. A (FUENTES)
 - * P E N Z I N
 - * Dynamique des structures en zones sismiques - KAPRA DAVIDOVICI
 - * Bath and Wilson
 - * DHAMT Thouseau (Initiation à la méthode des éléments finis
 - * Calcul du béton armé aux états-limites (DUNOD)
 - * Cours pratique de béton armé
 - * Calcul des ouvrages en B. A suivant les règles B.A.E.L. 80
(Cours et exercices) (P. CHARRON)
 - * Conception et calcul des structures soumises aux seismes
(conformément à la réglementation algérienne - RPA 81)
 - * Calcul pratique des tours en B.A. (MARIUS DIVER)
 - * Tables de Bares
 - * Annales I.T.B.T.P. (Années 1986/1987)
 - * Calcul des ouvrages en B.A. BELAZOUCUI
 - * Calcul des ouvrages en B.A. (GUEKCH) Tome III
-

