

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

28/84

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

2ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BLOC A USAGE

MULTIPLE

R +7

Proposé par : BEREP

Etudié par : HAB-EL HAMES. M  
EL-AMRANI - A MEN'DIYA. Y  
Dirigé par : M. BAUCHE



PROMOTION : Juin 84



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BLOC.R+7

Proposé par :

BEREP

Etudié par :

HABELHAMES.M  
ELAMRANI.A

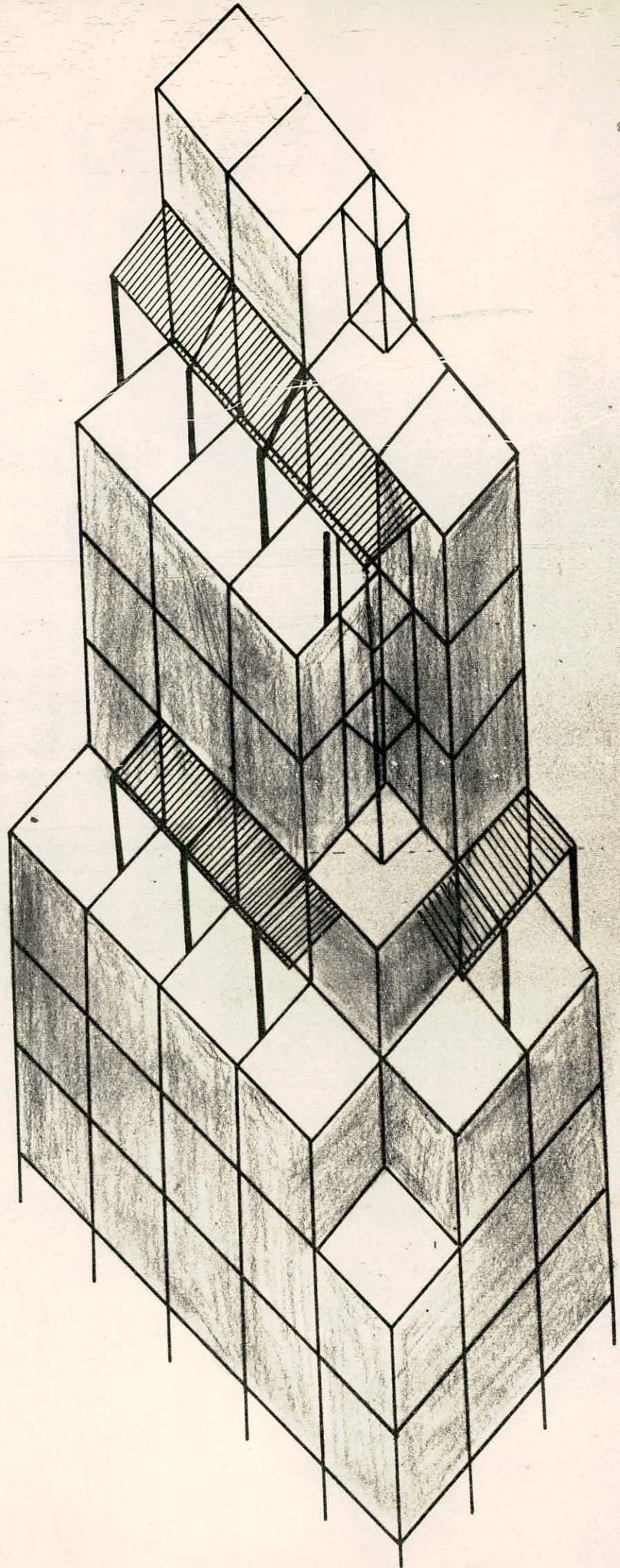
Dirigé par :

- NDIAYE  
YAHIA  
- BAUCHE



PROMOTION : JUIN 84







## TABLE DES MATIERES

CHI Introduction	1
CHII Caracteristiques des materiaux	4
CHIII Charges et surcharges	8
CHIV Prédimensionnement	10
CHV Calcul des éléments	
a/ acrotère	13
b/ dalle	16
c/ nervure	31
d/ escalier	44
CHVI ETUDE DYNAMIQUE	62
CHVII ETUDE AU SEISME	75
CHVIII ETUDE COMPARATIVE	103
CHIX SOLLICITATIONS DE PORTIQUES	
Méthode de M <sup>r</sup> Morris Von Haller-Kranl	92
CHX CALCUL DE LOSSATURE	
a/ portiques à étudier	124
b/ calcul des poutres	128
c/ calcul des poteaux	158
CHXI FONDATIONS	189
CH XII DALLAGE SUR TERRE-PLEIN	211



## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout le personnel du BEREP (service technique) qui nous a facilité notre travail, pour les énormes services qu'il nous a rendu et les conseils prodigués

Notamment; Messieurs les ingénieurs :

M<sup>r</sup> YODJOU. H

M<sup>r</sup> DAHMANE

M<sup>r</sup> MANSER. A

M<sup>r</sup> BOUDIS. A

M<sup>r</sup> ALLAYAT. H

M<sup>r</sup>. SIOUANI. A

M<sup>r</sup> ABBÈS. M

M<sup>r</sup> ABIDI. F

Spécialement nous ne saurons oublier le précieux concours désintéressé et l'inégalable gentillesse de Messieurs les techniciens et de M<sup>elle</sup> FATIMA, pour l'aide qu'ils nous ont apporté.

Nous exprimons notre profonde gratitude et notre éternelle reconnaissance à Monsieur N'DIAYE Y. qui nous a étroitement suivi et nous a consacré une bonne partie de son précieux temps; qui a tout fait pour nous transmettre ses riches connaissances, faisant ainsi preuve de grandes qualités de cœur.

De même nous exprimons notre reconnaissance à Madame BAUCHE, notre promotrice à l'ENP par son dévouement et sa disponibilité permanente.



## Dédicaces

Je dédie cette humble et modeste thèse :  
à mon père et ma mère pour leurs sacrifices  
et la confiance qu'ils me témoignent.  
à ma grand-mère.  
à la mémoire de mon grand-père.  
à mes frères et sœurs  
à mes neveux notamment Souad  
à mes oncles et tantes  
à mes amis et copains. notamment :  
Lakhef M<sup>ed</sup> qui m'a beaucoup conseillé  
Karim ; Hamoud ; Haddache ; Omar ; etc....  
à mon cousin SLIMANE  
et à tous ceux qui m'ont souhaités  
d'arriver à ce but

Messaoud . H

Glabeh



je dédie cette thèse

A

Ma Mère : dont la tendresse et l'affection à moi arrachée  
par le destin, continue de guider mes pas  
dans le chemin nébuleux de la vie.

Mon Père : En guise d'esquisse à une gratitude éternelle,  
qu'il en lise ici les premiers signes intéressés

Pour leurs sacrifices, et un témoignage de mon affection,  
mon respect et mon dévouement.

A tous mes frères et sœurs et mes neveux

A tous mes amis

EL-AMRANI Abderrahmane.



# INTRODUCTION

Le projet qui nous a été proposé par le BEREPA (bureau d'étude de Restauration et de préservation des quartiers anciens) consiste en l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7) de forme biscornue à usage multiple implanté à proximité des cités des ANASSERS (KOUBA) région de moyenne sismicité et situé en zone (II)

Longueur totale du bâtiment : 33 m

Largeur totale du bâtiment : 19,8 m

hauteur totale du bâtiment : 34,6 m (acrotère comprise) à partir du niveau 96,00 m (par rapport au niveau de la mer)

Taux de travail du sol :

La contrainte admissible du sol est de 8 bars à 8 m d'ouvrage.

Béton armé :

Le béton utilisé pour la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A 68); ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicable en Algérie (R.P.A 81;....)

Aciers :

nous utilisons de l'acier doux; acier à haute adhérence. Ces aciers doivent être propres et débarrassés de toutes traces de rouille, d'huile, de peinture et de graisse.

Ossature :

nous avons une ossature en portique auto-stable dont 6 longitudinaux et 4 transversaux.



Planchers:

nous avons des planchers constitués par des dalles pleines reposant sur les nervures (plancher courant)

Escalier:

Le quartier centre des Anassers comporte plus que 15 blocs dont la plupart sont séparés par des joints de dilatation et certains ne comportent pas d'escalier ni d'ascenseur car l'accès à ces blocs se fait par les blocs voisins, et c'est le cas pour notre bâtiment qui n'a pas d'escalier. Pour un but pédagogique nous étudions un escalier du bâtiment voisin.

Maçonnerie:

Murs extérieurs: sont à double cloison en brique creuse d'épaisseur 25 cm avec un vide d'air de 5 cm.

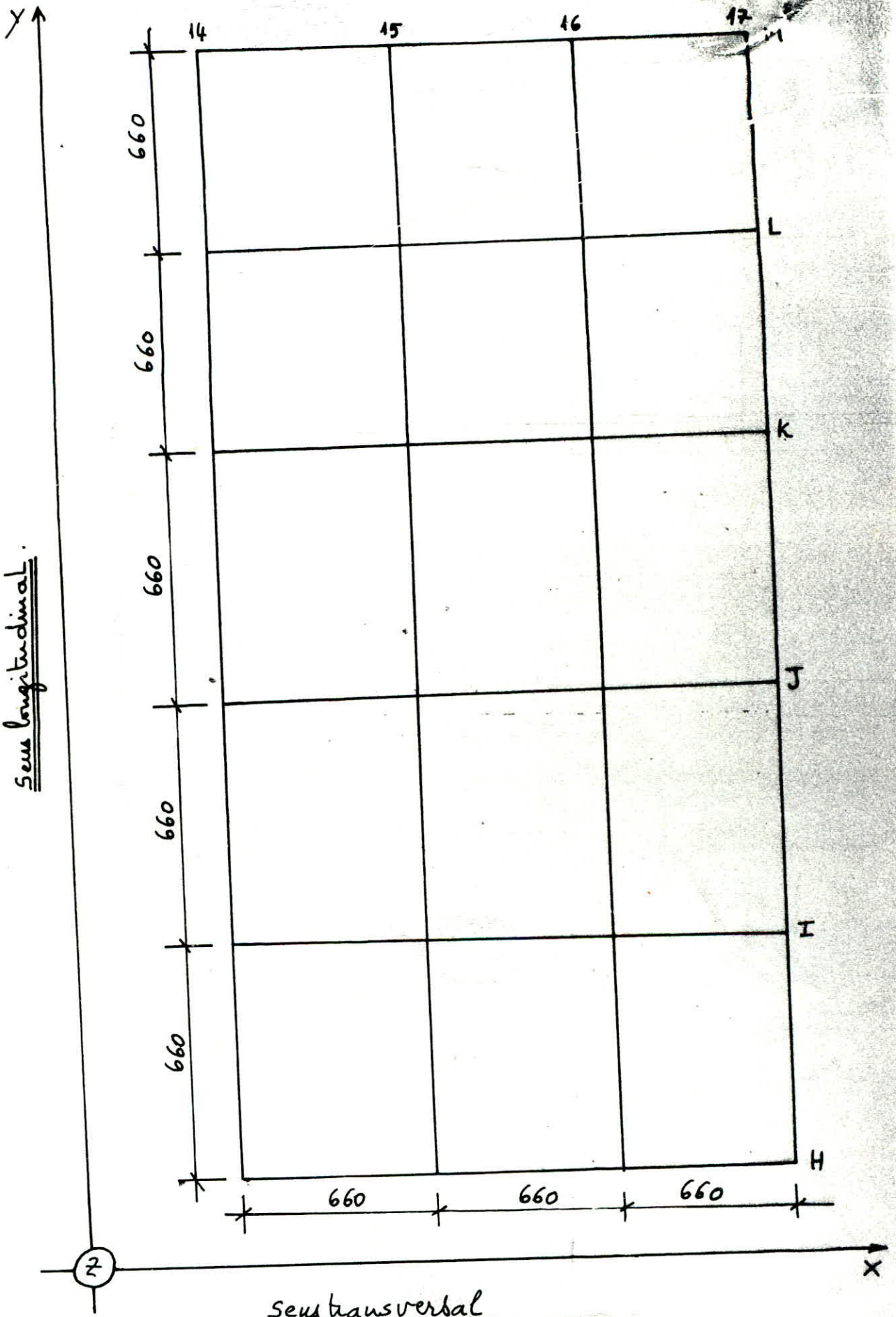
Murs intérieurs: cloisons de séparation en brique creuse d'épaisseur 10 cm  
Mur poids de 30 cm d'épaisseur avec 5 cm de vide.



3  
VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE

Dimensions:  $L_x = 19,8 \text{ m}$  ;  $L_y = 33,0 \text{ m}$  ;  $L_2 = 34,6 \text{ m}$

Sens longitudinal



Sens transversal



# CARACTERISTIQUES DES

## MATERIAUX

### Béton:

le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment C.P.A 325 à contrôle atténué

Résistance nominale de compression à 28 jours  $\sigma'_u = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

Résistance nominale de traction à 28 jours  $\sigma'_u = \sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$

a / Contrainte de Compression admissible (C.C.B.A 68 Art 94)

elle est prise à une fraction de sa résistance à 28 jours :  $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_u$

avec :  $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$

•  $\alpha = f$  (classe du ciment utilisé);  $\alpha = 1$  (C.P.A 325)

•  $\beta = f$  (efficacité de contrôle);  $\beta = \frac{5}{6}$  (contrôle atténué)

•  $\gamma = f$  (épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats)

grosses des granulats:  $C_g = 5/15 \Rightarrow \gamma = 1$

•  $\delta = f$  (nature de sollicitation);  $\delta = 0,3$  (compression simple)

$\delta = 0,6$  (flexion simple)

### flexion composée: (M, N)

$\delta = 0,6$  quand N est une traction.

$\delta = \min\left(0,6; 0,3\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)\right)$  quand N est une compression.

$e_0$  = excentricité de la résultante des forces résultantes / au centre de gravité du béton seul

$e_1$  = distance de la limite du noyau central au c.d.g de la section du béton

seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

•  $\varepsilon = f$  (forme de la section et de la sollicitation)

$\varepsilon = 1$  : compression simple

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$  dans les autres cas avec  $\sigma'_m = \frac{N'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

$\sigma'_m$  = contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène ( $\sigma'$ ) si elle est



entièrement comprimée. ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite

### En flexion simple

sollicitation du premier genre ( $SP_1$ ):

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \gamma \cdot \varepsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

sollicitation du deuxième genre ( $SP_2$ ):

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars}$$

### En compression simple:

$$SP_1: \bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \gamma \cdot \varepsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

$$SP_2: \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars.}$$

b/ Contrainte de référence du béton en traction (C.C.B. A 68 Art. 95)

Comme le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible mais de contrainte de référence qui est désignée par  $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$  où  $\alpha, \beta, \delta, \theta$  sont des facteurs sans dimensions qui ont la même signification et même valeur que pour la contrainte de compression admissible

$$SP_1: \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_h}; \quad \sigma'_h \text{ en bars.}$$

$$SP_1: \bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{270}\right) = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$SP_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

### c/ Module de déformation.

- Longitudinale: dans le cas des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures le module de déformation instantané  $E_i$  est égal à:

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_f} \quad \sigma'_f \text{ en bars (C.C.B. A 68 Art 9.61)}$$

et le module de déformation du béton de longue durée  $E_v = \frac{E_i}{3}$

lorsque on ne dispose que des résultats à 28 jours pour la résistance du béton; on peut admettre pour les grandes valeurs de  $\sigma_f$  on a sensiblement



$\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}'$  pour les bétons à base de ciment classe 325

$\sigma_j' = 1,1 \sigma_{28}'$  pour les bétons à base de ciment de classe supérieure.

### Aciers:

En général les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en 3 catégories.

#### a/ Acier doux:

le zonal lisse a trois nuances :  $F_c E_{22}$ ;  $F_c E_{24}$ ;  $F_c E_{34}$ .

nous utilisons  $F_c E_{24}$ :  $\sigma_{cu} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>1</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>2</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

#### b/ Acier haute adhérence:

les armatures à haute adhérence sont réparties en 4 classes

$F_c E_{40A}$ ;  $F_c E_{40B}$ ;  $F_c E_{45}$ ;  $F_c E_{50}$ .

pour  $F_c E_{40A}$  généralement utilisés ( $\phi \leq 20$ ) nous avons:

$\sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>1</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>2</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

pour les diamètres  $\phi > 20$  nous avons:

$\sigma_{cu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>1</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 2665 \text{ kg/cm}^2$  ; SP<sub>2</sub>:  $\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient de fissuration:  $\eta = 1,6$

Coefficient de scellement:  $\psi_s = 1,5$

#### c/ treillis soudés: c'est un grillage de fils trefilés lisses

$\sigma_{cu} = 5300 \text{ kg/cm}^2$  si  $\phi \leq 6 \text{ mm}$

$\sigma_{cu} = 4500 \text{ kg/cm}^2$  si  $\phi > 6 \text{ mm}$

### Condition de fissuration du béton:

la théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouverture des fissures en flexion et en traction supposées normales à la direction de



l'armature.

pourcentage de fissuration:  $\bar{\omega}_f (\%) = \frac{A}{B_f}$ ;  $A$  = section d'acier

$B_f$  = section de béton tendu.

suivant les valeurs de  $B_f$ ; deux types de fissurations peuvent se produire  
 fissuration systématique: lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture.

fissuration accidentelle: elle est due aux efforts de retrait et de variation de température.

fissuration systématique:

Contrainte de traction admissible:

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

fissuration non systématique:

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec:}$$

$\phi$  = diamètre nominal en mm, de la plus grosse barre tendue

$\eta$  = coefficient de fissuration = 1 (roulé lisse); = 1,6 (haute adhérence)

$K$  = grandeur empirique en bars-mm à laquelle on attribue les valeurs:

$K = 1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible

$K = 10^6$  si la fissuration est préjudiciable.

$K = 0,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est très préjudiciable.

la contrainte des aciers à considérer sera:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{array} \right.$$

Coefficient d'équivalence:

c.c.B.A 68 fixé pour un béton moyen  $\eta = 15$ .



# CHARGES ET SURCHARGES

## charges permanentes

### a/ Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

1. gravillons ronds (4 cm)	72 kg/m <sup>2</sup>
2. étanchéité multicouche (2 cm)	10 kg/m <sup>2</sup>
3. forme de pente (béton d'argile expansé)	363 kg/m <sup>2</sup>
4. isolation thermique (liège) (4 cm)	10 kg/m <sup>2</sup>
5. dalle en béton armé (13 cm)	325 kg/m <sup>2</sup>
6. enduit-plâtre (2 cm)	36 kg/m <sup>2</sup>

---


$$G = 822 \text{ kg/m}^2$$

### b/ balcon terrasse (accessible)

1. Carrelage (2 cm)	44 kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose	60 kg/m <sup>2</sup>
3. étanchéité multicouche	10 kg/m <sup>2</sup>
4. béton de pente	365 kg/m <sup>2</sup>
5. isolation thermique	16 kg/m <sup>2</sup>
6. dalle en béton armé (13 cm)	325 kg/m <sup>2</sup>
7. enduit-plâtre	36 kg/m <sup>2</sup>

---


$$G = 856 \text{ kg/m}^2$$

### c/ Plancher Bureaux, Commerce

1. Carrelage (2 cm)	44 kg/m <sup>2</sup>
2. mortier (3 cm)	60 kg/m <sup>2</sup>
3. sable (5 cm)	90 kg/m <sup>2</sup>
4. dalle en béton armé (13 cm)	325 kg/m <sup>2</sup>

---


$$G = 519 \text{ kg/m}^2$$



d/ Parcking sur dalle:

1. Couche de roulement en asphalte } (4 cm)  
impregnation en bitumé
2. béton maigre (11 cm)
3. dalle en béton armé (13 cm)

88 kg/m<sup>2</sup>220 kg/m<sup>2</sup>325 kg/m<sup>2</sup>

---

G = 633 kg/m<sup>2</sup>e/ Parcking sur terrain:

1. Couche de roulement en asphalte } (4 cm)  
impregnation en bitumé
2. béton maigre (15 cm)
3. gravier tout-venant (0-60 mm);  
compacté (16 cm)
4. sable tout-venant compacté (10 cm)
6. sol

88 kg/m<sup>2</sup>300 kg/m<sup>2</sup>240 kg/m<sup>2</sup>

---

160 kg/m<sup>2</sup>G = 788 kg/m<sup>2</sup>surcharges

- terrasse inaccessible 100 kg/m<sup>2</sup>
- balcon/terrasse accessible 175 kg/m<sup>2</sup>
- bureaux 250 kg/m<sup>2</sup>
- Commerce 450 kg/m<sup>2</sup>
- Parcking sur dalle 250 kg/m<sup>2</sup>
- Parcking sur sol 250 kg/m<sup>2</sup>
- acrotère 100 kg/m<sup>2</sup>
- escalier 450 kg/m<sup>2</sup>

N.B: Pour les parckings on majore en plus de (20%) avec un coefficient de majoration dynamique 15% la surcharge d'exploitation 250 kg/m<sup>2</sup>



# PREDIMENSIONNEMENT

## Poutres:

on détermine les dimensions d'après P. CHARON (P. 364) ensuite on vérifie les conditions du R.P.A (Art 4.21)

hauteur  $h_f$ :  $\frac{l}{15} \leq h_f \leq \frac{l}{10}$  avec  $l$  = portée entre nus de la poutre  
 pour nous  $l = 660$  cm il vient:  $\frac{660}{15} \leq h_f \leq \frac{660}{10} \Rightarrow 44 \leq h_f \leq 66$  (cm)  
 nous choisissons pour raison de sécurité  $h_f = 70$  cm aussi bien pour les poutres principales que pour les poutres secondaires du fait que ces dernières supportent des nervures qui n'ont pas une même disposition pour tous les planchers

base:  $b = (0,3 \div 0,4) h_f \Rightarrow 21,5 \leq b \leq 28$  nous choisissons  $b = 30$  cm

le R.P.A préconise que: -  $b > 20$  cm. en zone II

$$\bullet \quad h_f/b \leq 3$$

pour notre cas:  $b = 30$  cm  $> 20$  cm

$$\frac{h_f}{b} = \frac{70}{30} = 2,33 \leq 3 \quad \text{vérifié}$$

donc la section de nos poutres est:  $S = b \times h_f = 30 \times 70$  (cm<sup>2</sup>)

Remarque: aux niveaux 113,2 et 125,80 on a des poutres qui supportent des potelets (Poteaux qui vont d'un niveau à un autre)  
 pour éviter le danger de l'effort tranchant dû aux charges des potelets nous avons augmenté la section de ces poutres à  $35 \times 80$  (cm<sup>2</sup>)

## Nervures:

les nervures servent comme appuis supplémentaires aux panneaux de dalles et cela pour éviter le problème de flèche au centre du panneau (660; 660) et pour économiser et faciliter le coffrage nous avons utilisé pour nos dalles (660; 660) une seule nervure qui prend appui



Sur les poutres principales

nous prendrons pour nos nervures  $h_f = 55 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

$$b = 25 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h_f}{b} = \frac{55}{25} = 2,2 < 3$$

} Condition du R.P.A vérifiées

donc la section de nos nervures est:  $S = b \times h_f = 25 \times 55 \text{ (cm}^2\text{)}$

Poteaux:

d'après la descente de charge sur chaque poteau de la structure nous adopterons le prédimensionnement fait selon le R.P.A

$$\text{(Art 4.2.1)} \quad A_{pot} = K \frac{N}{\sigma_{28}'} ; \text{ avec } K = 4 \text{ en zone II}$$

$N$  = effort Normal à la base du poteau

$\sigma_{28}'$  = Contrainte nominale à 28 jours de compression du béton.

nous avons 5 types de poteaux:

niveau 96,00  $\longrightarrow$  100,00

90x90  
80x80  
70x70  
60x60  
50x50

niveau 100,00  $\longrightarrow$  113,20

80x80  
70x70  
60x60  
50x50

niveau 113,20  $\longrightarrow$  130,00

60x60  
50x50

Potelets: ces sont des poteaux qui ne font pas partie de contreventement de la structure et qui vont d'un niveau à un autre seulement ils servent comme appuis aux consoles importantes (3,3 m de portée) et ce pour éviter le problème de la torsion des poutres des lesquelles sont encastées ces consoles

du fait que ces poteaux ne sont pas trop chargés on les dimensionnera par la section minimale du R.P.A en zone II qui est  $25 \times 25 \text{ (cm}^2\text{)}$



Dalles:

nos dalles portent sur 4 cotés ; Compte tenu de l'épaisseur minimale

pour des raisons de construction nous prenons :

$$\frac{l}{40} \leq h_0 \leq \frac{l}{30} \text{ avec } l = \text{plus petite portée de la dalle.}$$

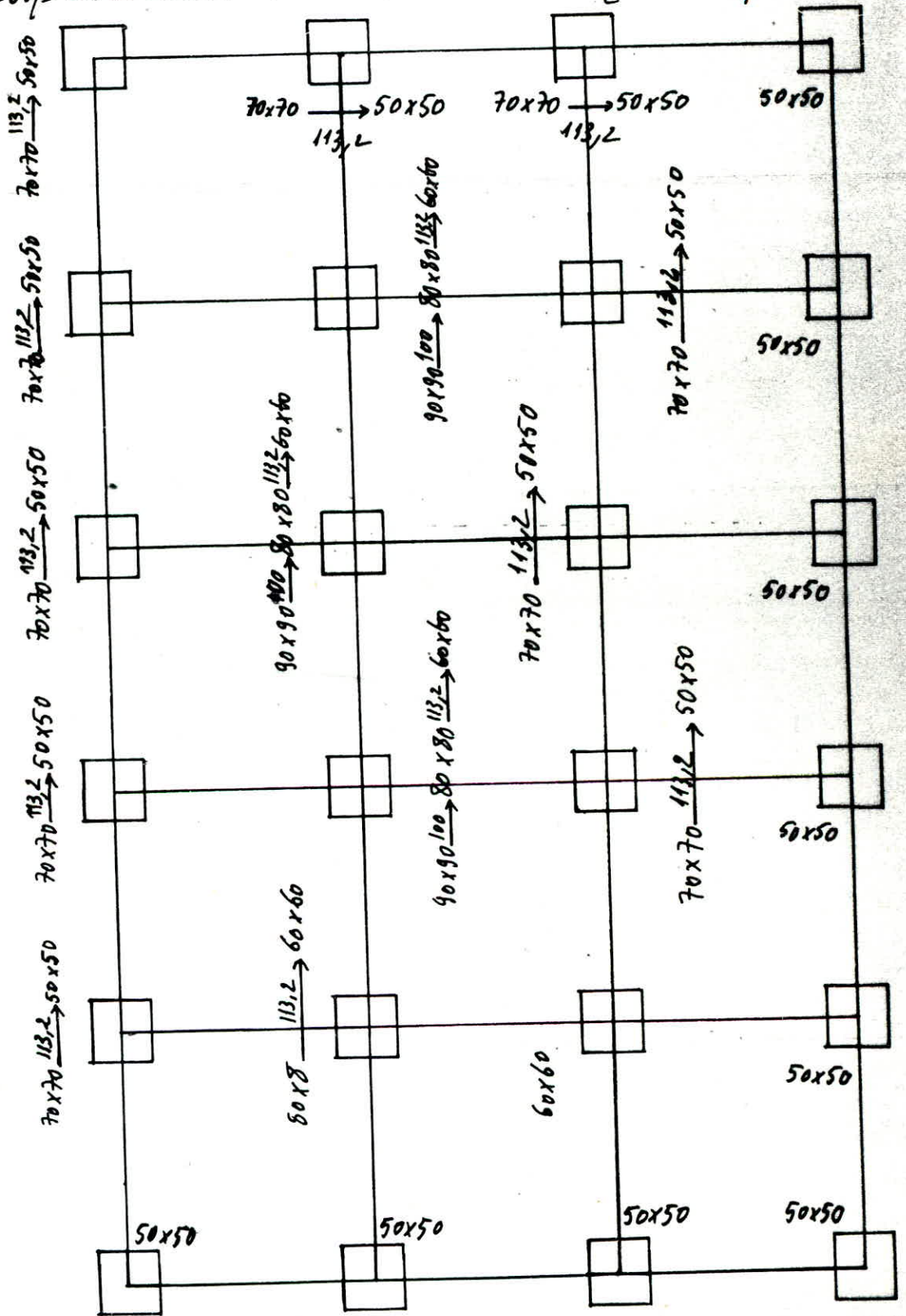
$$\text{donc : } \frac{330}{40} \leq h_0 \leq \frac{330}{30} \Rightarrow 8,25 \leq h_0 \leq 11 \text{ Cm}$$

pour des raisons de sécurité et de bonne utilisation nous adopterons

$$h_0 = 13 \text{ Cm}$$

de redimensionnement des poteaux de la structure.

le changement de section pour les poteaux se fait aux niveaux 100 et 113,2





**CALCUL DES  
ELEMENTS**



## ACROTERE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse ou balcon terrasse.

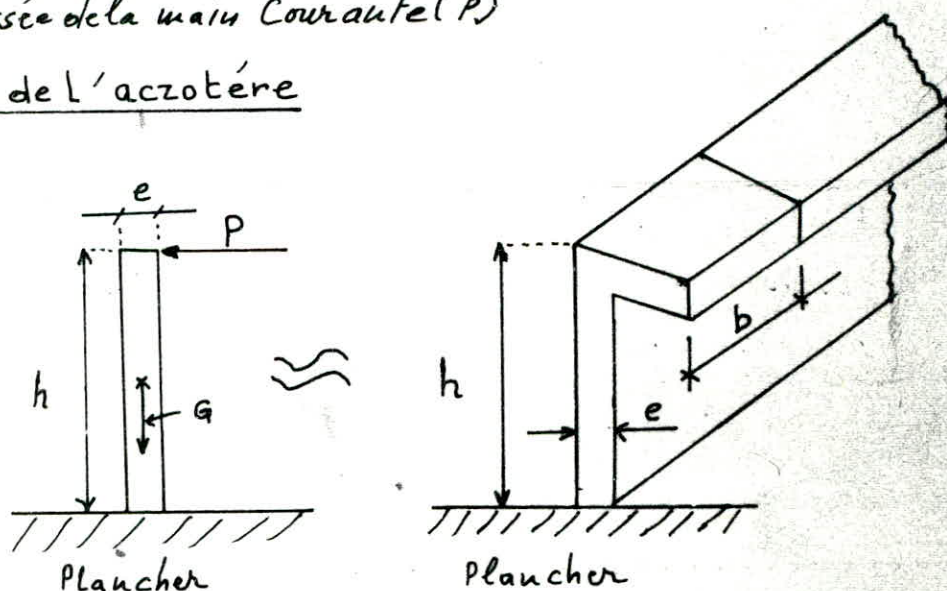
la section dangereuse (la section la plus sollicitée) se trouve à l'encastrement. elle est soumise d'une part à son poids propre (G) et d'autre part à la poussée de la main courante (P)

### Dimensions de l'acrotère

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

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

$$e = 10 \text{ Cm}$$



Poids propre:  $G = 0,1 \times 0,7 \times 1,0 \times 2500 = 175 \text{ kg / ml de longueur.}$

Surcharge due à la main courante:  $P = 100 \text{ kg / ml de longueur.}$

### Calcul:

nous allons calculer une section rectangulaire  $S = b \cdot e = 100 \times 10 \text{ (Cm}^2\text{)}$

en flexion composée

effort normal:  $N = G = 175 \text{ kg.}$

Moment:  $M_{\max} = 1,2 P \times h = 1,2 \cdot 100 \times 0,7 = 84 \text{ kg. m}$  c'est le moment d'encastrement de la console au plancher

$$N = 175 \text{ kg}$$

$$M = 84 \text{ kg. m}$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 175 \text{ kg} \\ M = 84 \text{ kg. m} \end{array} \right\} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84}{175} = 48 \text{ Cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{e}{6} = \frac{10}{6} = 1,6 \text{ Cm}$$

$e_0 > e_1$  le centre de pression

- y se trouve à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée nous utiliserons la méthode du moment factuel.



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

$$h_t = e = 10 \text{ cm} \rightarrow h = 10 \cdot 2 = 8 \text{ cm}$$

$$e'_1 = \frac{h_t}{2} - d = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$f = e'_1 + e_0 = 3 + 48 = 51 \text{ cm}$$

Moment fictif:  $M = N \cdot f = 175 \times 51 = 89,25 \text{ kg} \cdot \text{m}$

P. CHARON  $\Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 89,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,00747 \rightarrow \epsilon = 0,9612$   
 $K = 114$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{114} = 24,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A' = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{89,25 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9612 \cdot 8}$$

$$A'' = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{175}{2800} = 0,062 \text{ cm}^2$$

$$A = A' - A'' = 0,352 \text{ cm}^2$$

La section obtenue étant faible, nous adopterons donc la section minimale imposée par la condition de non fragilité (B.A 68 Art 52)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2$$

nous choisissons 5 T6 ( $1,41 \text{ cm}^2$ )  $e = 20 \text{ cm}$

verification de la fissuration.

pour qu'il y'aura pas risque de fissuration il faut que:

$$\bar{\sigma}_a \text{ utilisé} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left( \bar{\sigma}_1 = \frac{\eta \cdot K \cdot w_f}{\phi \cdot (1 + 10 w_f)} ; \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \right) \end{array} \right.$$

avec:  $\eta = 1,6$  (H.A) ;  $K = 10^6$  fissuration prejudiciable ;  $\phi = 6$

$$w_f = \frac{A}{2db} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ O'icuf.}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 907,99 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou bien } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} \text{ O.K}$$



verification de l'effort tranchant

$$T = 1,2 P = 120 \text{ kg/m l}$$

pour qu'il y'aura pas risque de l'effort tranchant il faut que:

$$A \gg \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a z} \quad M \text{ avec son signe.}$$

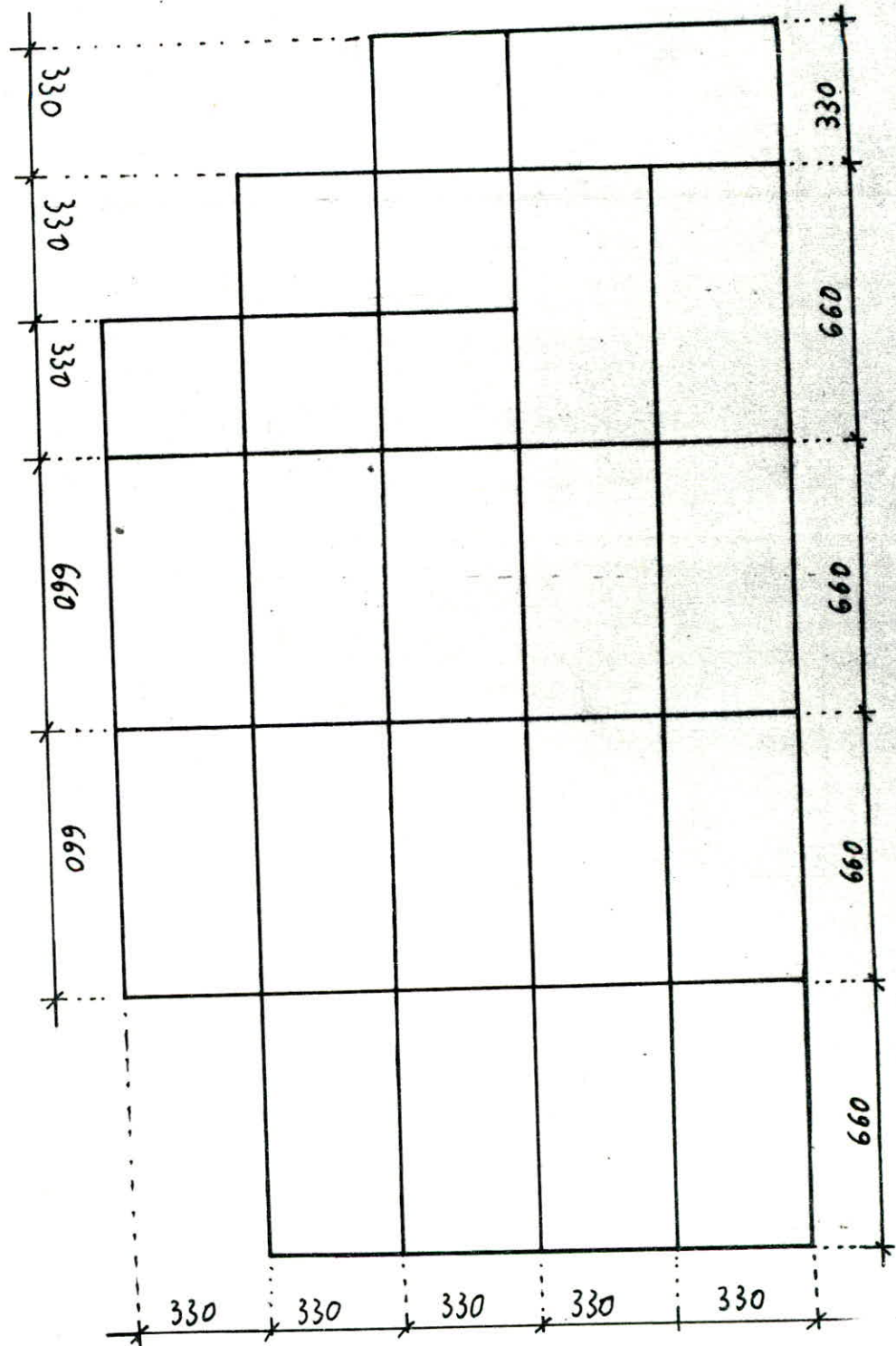
$$A \gg \frac{1200}{2800} - \frac{89,25 \cdot 100}{2800 \cdot \frac{7}{8}} = -0,026$$

verifié.



# ~ DALLES ~

le schéma suivant est le plancher du niveau 113,20 sur lequel on peut voir la disposition et les dimensions de toutes nos dalles



## Définition

avec les poteaux et les poutres; les dalles permettent de construire la plus-part des ouvrages.

Ce sont des pièces minces et planes dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur; elles reposent avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poteaux ou murs; constituant ainsi des planchers ou des couvertures.

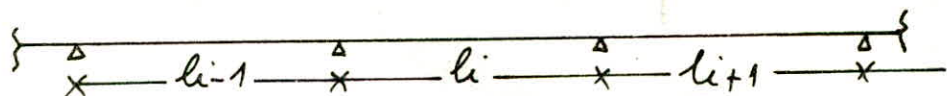
En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons utilisés des dalles pleines qui reposent sur 4 cotés dont l'épaisseur; qui a déjà été déterminée au préalable dans le prédimensionnement est égale à 13cm

Ce choix a été fait car l'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

## Méthode de calcul des sollicitations

nous utilisons la méthode forfaitaire de l'article 55 de C.C.B.A 68 car tous les planchers de notre ouvrage sont à surcharge uniformisée qui vérifient les hypothèses de l'article 55 du C.C.B.A 68 suivantes :

- 1- la fissuration n'est pas préjudiciable (local couvert et clos)
- 2- surcharge non majorée de 20% < à deux fois la  $\Sigma$  des charges permanentes ( $P < 2G$ )
- 3- les éléments solitaires ont une section constante
- 4-  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} ; \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$  avec  $l_i$  et  $l_{i-1}$ ;  $l_{i+1}$  sont





## Méthode de calcul des moments au centre des panneaux de dalle.

Pour le calcul des moments au centre des panneaux de dalles supposés articulés sur leur pourtour nous utiliserons la méthode exposée dans l'ouvrage de M. BARES intitulé "Tables de Calcul des dalles et de parois"

pour une dalle appuyée sur quatre cotés qui est notre cas.

BARES:

1° moment au centre de la dalle

au point de coordonnées  $(\frac{a}{2}; \frac{b}{2})$

a/ suivant (x)

$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2$$

b/ suivant (y)

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2$$

2° Flèche au centre:

$$f_s = \omega_s \cdot q \cdot \frac{a^4}{E h^3}$$

avec:

$\mu_{xs}$  = Coefficient du moment ds la direction (x) au pt  $x = \frac{a}{2}; y = \frac{b}{2}$

$\mu_{ys}$  = " " " " " " (y) " " "

$\omega_s$  = " de flèche au centre de la dalle [ " " " ]

Ces trois coefficients sont tirés de la table de M. BARES en connaissant le coefficient de poisson  $\mu$  et le rapport  $\rho = a/b$  sachant

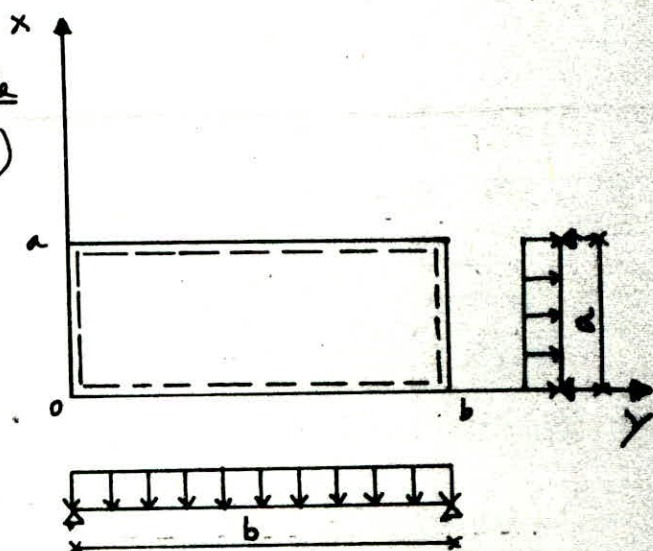
que  $\mu = 0,15$  pour le béton

$q$  = charge uniformément répartie que supporte la dalle.

$h$  = hauteur (épaisseur) de la dalle

$E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$  module de déformation

N.B: si la valeur de  $\rho$  ne figure pas ds la table la dalle travaille ds un seul sens



Charges:

Plancher terrasse:  $q = G + 1,2P = 822 + 1,2(100) = 942 \text{ kg/m}^2$

Plancher bureaux:  $q = G + 1,2P = 669 + 1,2(250) = 969 \text{ kg/m}^2$

Plancher Commerce:  $q = G + 1,2P = 669 + 1,2(450) = 1209 \text{ kg/m}^2$

dalles des deux parkings:  $q = 633 + 1,2(1,15 \times 250) = 978 \text{ kg/m}^2$

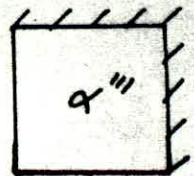
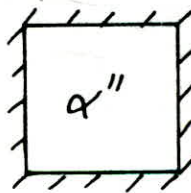
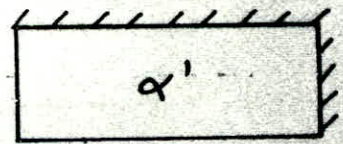
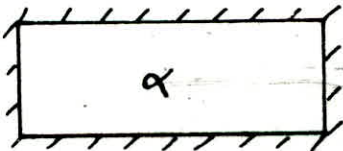
dalles du balcon terrasse:  $q = 856 + 1,2(175) = 1066 \text{ kg/m}^2$

nous remarquons que les dalles suivantes: terrasse inaccessible; bureaux; parking; terrasse accessible. ont des charges voisines pour cela on se propose de les calculer avec la même charge  $q = 1066 \text{ kg/m}^2$

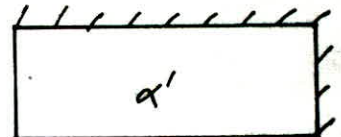
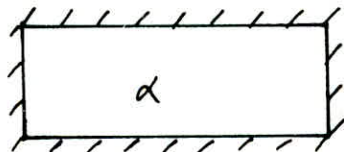
il nous reste le plancher Commerce nous faisons son calcul avec la charge  $q = 1209 \text{ kg/m}^2$

Les panneaux à calculer sont:

Ces panneaux seront calculés avec la charge:  $q = 1066 \text{ kg/m}^2$



$q = 1209 \text{ kg/m}^2$

Dimensions:

$\alpha, \alpha'$ :  $l_x = 330 \text{ cm} = a$

$\alpha''; \alpha'''$ :  $l_x = l_y = 330 \text{ cm} = a = b$

$l_y = 660 \text{ cm} = b$



## Détermination des armatures:

### Armatures Longitudinales:

le diamètre des barres utilisé est au plus égal à  $\frac{h_0}{10} = \frac{13}{10} = 13 \text{ mm}$   
(C.C.B.A Art 29.14) conformément à cet article qui dit qu'il y a toujours intérêt à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible nous utiliserons des diamètres  $\leq 10 \text{ mm}$ .

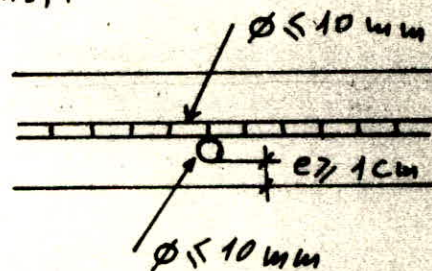
l'écrasement ( $e$ ) doit être au moins égal :

d'une part à  $1 \text{ cm}$  puisqu'il s'agit d'un local couvert et d'autre part à  $\phi$  (diamètre) soit en définitif:  $e = 2 \text{ cm}$

Les hauteurs utiles des sections sont ainsi:

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 13 - 2 - \frac{10}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 10,5 - 1,0 = 9,5 \text{ cm}$$



### A / Panneaux: $\alpha; \alpha'$

$$\beta = \frac{a}{b} = \frac{330}{660} = 0,5 ; \mu = 0,15$$

$$\text{table} \implies \omega_s = 0,1189 ; \mu_{xs} = 0,0991 ; \mu_{ys} = 0,0079$$

$$i / q = 1066 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{xs} = \mu_x \cdot q \cdot a^2 = 0,0991 \cdot 1066 \cdot (3,3)^2 = 1150,42 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \cdot q \cdot b^2 = 0,0079 \cdot 1066 \cdot (6,6)^2 = 366,83 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### A-1 / Panneau ( $\alpha$ ):

Moments:

a / suivant (x)

$$M_{ex} = M_{wx} = M_{ax} = 0,5 M_{xs} = 0,5 \cdot 1150,42 = 575,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} \text{ sera tiré de l'expression } M_{tx} + \frac{M_{ex} + M_{wx}}{2} \geq 1,25 M_{xs}$$

$$\implies M_{tx} = 0,75 M_{xs} = 0,75 \cdot 1150,42 = 863 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b/ suivant y. de même:

$$M_{ey} = M_{wy} = M_{ay} = 0,5 M_{ys} = 0,5 \cdot 366,83 = 183,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} + \frac{M_{ex} + M_{wx}}{2} \geq 1,25 M_{ys} \Rightarrow M_{ty} = 0,75 M_{ys} = 275,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Effort tranchant:

la charge totale sur le panneau:

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 1066 \times 3,3 \times 6,6 = 23217,48 \text{ kg}$$

l'effort tranchant par unité de longueur est maximum au milieu du grand côté et a pour valeur:

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{23217,48}{2 \times 6,6 + 3,3} = 1407,12 \text{ kg/ml}$$

Ferrailage (P. CHARON)

suivant (x)

appris:  $M_{ax} = 575,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 575,5 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot (10,5)^2} = 0,02796$$

$$K = 54,0$$

$$\varepsilon = 0,9276$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 54,0 \\ \varepsilon = 0,9276 \end{array} \right\} \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{54} = 51,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{575,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9276 \cdot 10,5} = 2,11 \text{ cm}^2$$

travé:  $M_{tx} = 863 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{15 \times 863 \times 100}{2800 \cdot 100 \cdot (10,5)^2} = 0,0419 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9132 \\ K = 42,6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{42,6} = 65,73 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{863 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9132 \cdot 10,5} = 3,21 \text{ cm}^2$$

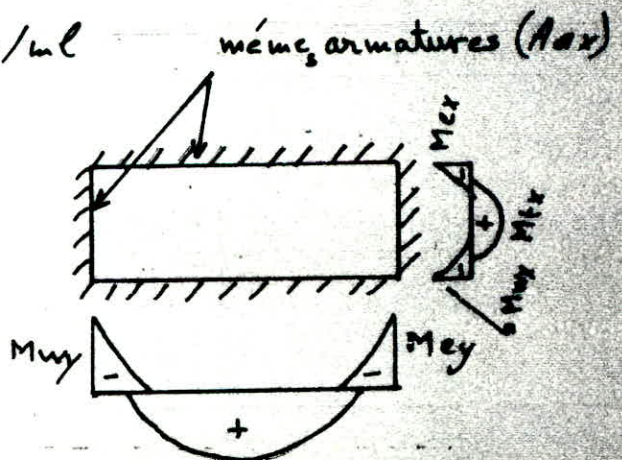
suivant (y)

travé:  $M_{ty} = 275,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 275,5 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot (9,5)^2} = 0,0163 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9435 \\ K = 73,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{73,5} = 38,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{275,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9435 \cdot 9,5} = 1,096 \text{ cm}^2$$





Choix des diamètres et des écartements.

$$A_{xL} = \emptyset 10 \quad e = 20 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 3,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{yL} = \emptyset 6 \quad e = 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \emptyset 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,11 \text{ cm}^2$$

verifications:a/ Espacements (c.c.B. A 68 Art. 57.32)

$$e_x \leq \min[3h_0; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$e_y \leq \min[4h_0; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

b/ Condition de non fragilité:

$$A_y \geq 0,69 \frac{bh_y}{\bar{\sigma}_{en}} \left( \frac{1+p}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 9,5}{4200} \left( \frac{1+0,5}{4} \right) 5,9 = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 \frac{bh_x}{\bar{\sigma}_{en}} \left( 1 - \frac{p}{2} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 10,5}{4200} \left( 1 - \frac{0,5}{2} \right) 5,9 = 0,76 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies sont suffisantes.

c/ La flèche:

$$f = q \cdot \frac{a^4}{E b^3} \cdot \omega_s \text{ qui sera comparée à } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$l$  étant la plus petite portée de la dalle.

$$f = \frac{1066 \cdot 330^4 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \cdot 0,1189 = 0,34 \text{ cm} < 0,66 \text{ cm}$$

d/ Effort tranchant: ( $T_{max} = 1407,12 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\phi \text{ faut que } \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ avec } \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1407,12}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 9,5} = 1,69 \text{ kg/cm}^2 < 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

e/ fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2db} = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot k}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6}{10} \cdot \frac{9,8 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}} = 2142,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{q \cdot k}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{10}} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 < \max(\sigma_1; \sigma_2) \quad \text{O.K}$$

A.2 / Panneau ( $\alpha'$ )Moments:

a / suivant (x)

$$M_{wx} = 0,3 \cdot M_{xs} = 0,3 \cdot 1150,42 \approx 345,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ex} = 0,5 \cdot M_{xs} = 0,5 \cdot 1150,42 = 575,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} + \frac{M_{ex} + M_{wx}}{2} > 1,25 M_{xs} \Rightarrow M_{tx} = 0,85 M_{xs}$$

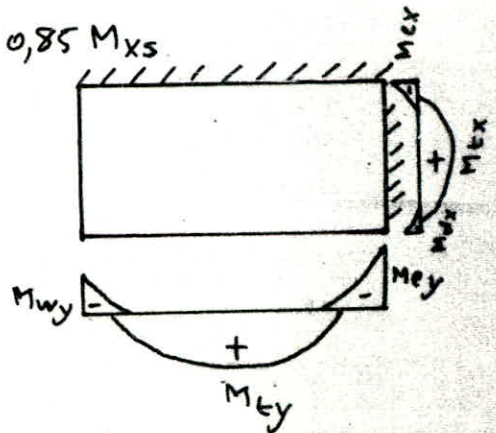
$$M_{tx} = 0,85 \cdot 1150,42 = 978 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b / suivant (y)

$$M_{wy} = 0,3 M_{ys} = 0,3 \cdot 366,83 = 110,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ey} = 0,5 M_{ys} = 0,5 \cdot 366,83 = 183,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{ys} = 0,85 \cdot 366,83 \approx 312 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Effort tranchant: le même que le panneau ( $\alpha$ ):  $T = 1407,12 \text{ kg/ml}$

Ferrailage:

1° / suivant (x)

a / appuis:  $M_{ex} = 575,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$  même que pour le panneau ( $\alpha$ )

$$M_{wx} = 345,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,01678 \left\{ k = 72,5 ; \varepsilon = 0,9429 \right\}; \sigma_b' = \frac{2800}{72,5} = 38,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = 1,246 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

b / travée:  $M_{tx} = 978 \text{ kg} \cdot \text{m}$ 

$$\mu = 0,0475 \rightarrow k = 39,5 ; \varepsilon = 0,9082$$

$$\sigma_b' = 70,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 \text{ et } A = 3,66 \text{ cm}^2$$

2° / suivant (y):

a / appuis:  $M_{ey} = 183,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$ 

$$\mu = 0,01089 \rightarrow k = 92,5 ; \varepsilon = 0,9535$$

$$\sigma_b' = 30,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 ; A = 0,723 \text{ cm}^2$$

xx  $M_{wx} = 110,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$  ;  $\mu = 0,0065 \rightarrow \varepsilon = 0,9635$   $k = 122$ 

$$\sigma_b' = 22,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = 0,43 \text{ cm}^2$$



b/ travée:  $M_{ty} = 312 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$\mu = 0,0185 \rightarrow \varepsilon = 0,9401 \quad K = 68,5$

$\bar{\sigma}_b' = 40,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

$A' = 0; A = 1,247 \text{ cm}^2$

Choix des diamètres et des écartements:

$A_{wx} = \phi 6 \quad e = 20 \text{ cm} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,24 \text{ cm}^2$

$A_{ex} = \phi 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,11 \text{ cm}^2$

$A_{tx} = \phi 10 \quad e = 20 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 3,66 \text{ cm}^2$

$A_{wy} = \phi 6 \quad e = 20 \text{ cm} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,24 \text{ cm}^2$

$A_{ey} = \phi 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,11 \text{ cm}^2$

$A_{ty} = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,25 \text{ cm}^2$

Vérifications: on a les mêmes vérifications que le panneau-  
-au ( $\alpha$ ) elles sont toutes vérifiées.

ii/  $q = 1209 \text{ kg/m}^2$

$M_{xs} = \mu_x q \cdot a^2 = 0,0991 \cdot 1209 (3,3)^2 = 1304,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{ys} = \mu_y q \cdot b^2 = 0,0079 \cdot 1209 (6,6)^2 = 416,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$

A.1/ Panneau ( $\alpha$ ): (mêmes étapes que précédemment)

Moment:

a/ suivant (x)

$M_{ex} = M_w = 0,5 M_{xs} = 0,5 \cdot 1304,75 = 652,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{tx} = 0,75 M_{xs} = 0,75 \cdot 1304,75 = 978,56 \text{ kg} \cdot \text{m}$

b/ suivant (y)

$M_{ey} = M_{wy} = M_{ay} = 0,5 M_{ys} = 0,5 \cdot 416,05 = 208,02 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{ty} = 0,75 M_{ys} = 0,75 \cdot 416,05 = 312,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Effort tranchant:

$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 1209 \cdot 3,3 \cdot 6,6 = 26332,02 \text{ kg}$

$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{26332,02}{2 \times 6,6 + 3,3} = 1595,88 \text{ kg/ml}$

Ferrailage:Suivant(x):Appuis:  $M_{ax} = 652,37 \text{ kg.m}$ 

$$\mu = 0,03169 \rightarrow \epsilon = 0,9231 ; k = 50,0$$

$$\sigma_b' = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 \text{ et } A = 2,4 \text{ cm}^2$$

Travée:  $M_{tx} = 978,56 \text{ kg.m}$ 

$$\mu = 0,0475 \rightarrow \epsilon = 0,9081 ; k = 39,4$$

$$\sigma_b' = 71,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 \text{ et } A = 3,66 \text{ cm}^2$$

Suivant(y):Travée:  $M_{ty} = 312,04 \text{ kg.m}$ 

$$\mu = 0,0185 \rightarrow \epsilon = 0,9401 ; k = 68,5$$

$$\sigma_b' = 40,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = \text{ et } A = 1,25 \text{ cm}^2$$

choix des barres et des ecartements.

$$A_{xt} = \phi 10 \quad e = 20 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 3,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{yt} = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \phi 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,4 \text{ cm}^2$$

verifications:a/ Espacements: idem qu'avec  $q = 1066 \text{ kg/m}^2$ 

b/ Condition de Non fragilité: " " " "

$$c/ \text{La flèche: } f = \frac{q a^4 \omega s}{E h^3} = 1209 \cdot \frac{330 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \cdot 0,1189 = 0,386 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 0,66 \text{ cm.}$$

d/ Effort tranchant:  $T = 1595,88 \text{ kg/ml}$ 

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1595,88}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,5} = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

e/ fissuration: idem qu'avec la charge  $q = 1066 \text{ kg/m}^2$



A.2/Panneau( $\alpha'$ )Moments:

## a/ suivant (x)

$$M_{wx} = 0,3 M_{xs} = 0,3 \cdot 1304,75 = 391,42 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ex} = 0,5 M_{xs} = 0,5 \cdot 1304,75 = 652,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{xs} = 0,85 \cdot 1304,75 = 1109,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

## b/ suivant (y)

$$M_{wy} = 0,3 M_{ys} = 0,3 \cdot 416,05 = 124,81 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ey} = 0,5 M_{ys} = 0,5 \cdot 416,05 = 208,02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{ys} = 0,85 \cdot 416,05 = 353,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Effort tranchant: le même que le panneau ( $\alpha$ ):  $T = 1585,88 \text{ kg/l}$

Ferrailage:

## 1°/ suivant (x)

a/ appuis:  $M_{ex} = 652,37$  déjà calculé précédemment

$$M_{wx} = 391,42 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,019 \longrightarrow \varepsilon = 0,9394 ; K = 67,5 \quad \sigma'_b = 41,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A' = 0 \text{ et } A = 1,42 \text{ cm}^2$$

b/ travée:  $M_{tx} = 1109,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = 0,0538 \longrightarrow \varepsilon = 0,9031 ; K = 36,6 ; \sigma'_b = 76,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A' = 0 \text{ et } A = 4,17 \text{ cm}^2$$

## 2°/ suivant (y)

a/ appuis:

$$x \text{ } M_{ey} = 208,02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,0123 \longrightarrow \varepsilon = 0,9505 ; K = 86,0 ; \sigma'_b = 32,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A' = 0 ; A = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$xx \text{ } M_{wy} = 124,81 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,0074 \longrightarrow \varepsilon = 0,9612 ; K = 114 \quad \sigma'_b = 24,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A'_1 = 0 \text{ et } A = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$b / \text{travée: } M_{ty} = 353,64 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0209 \longrightarrow \varepsilon = 0,9366 ; K = 64 ; \sqrt{f'_b} = 43,75 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{f'_b}$$

$$A'_1 = 0 \text{ et } A = 1,42 \text{ cm}^2$$

choix des diamètres et des écartements:

$$A_{wx} = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{ex} = \phi 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = \phi 10 \quad e = 15 \text{ cm} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 4,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{wy} = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{ey} = \phi 8 \quad e = 20 \text{ cm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,42 \text{ cm}^2$$

verifications:

exactement les mêmes verifications que pour le panneau précédent.

B / Panneaux:  $\alpha''$  et  $\alpha'''$  (Panneaux carrés)

$$f = \frac{a}{b} = \frac{e_x}{e_y} = \frac{330}{330} = 1,0 ; \mu = 0,15 \text{ table de BARES} \Rightarrow$$

$$\omega_s = 0,0476 ; \mu_{ys} = \mu_{xs} = 0,0423.$$

Ces deux panneaux seront calculés seulement avec:

$$q = 1066 \text{ kg/m}^2 \quad M_{xs} = M_{ys} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2 = 0,0423 \cdot 1066 \cdot 3,3^2 = 491,05 \text{ kg.m}$$

B.1 / Panneau ( $\alpha''$ )

Moments:

$$M_a = 0,5 M_{xs} = 0,5 \cdot 491,05 = 245,5 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{xs} = 0,75 \cdot 491,05 = 368,5 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant:

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 1066 \cdot 3,3 \cdot 3,3 = 11608,74 \text{ kg}$$

$$T = \frac{P}{2e_y + l_x} = \frac{11608,74}{2 \cdot 3,3 + 3,3} = 1172,6 \text{ kg/ml}$$



Ferrailage: (valable pour les deux directions)

appui:  $M_a = 245,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = 0,0119 \rightarrow \varepsilon = 0,9512 ; K = 87,5 \quad \bar{\sigma}_b' = 32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 ; A = 0,87 \text{ cm}^2$$

travée:  $M_t = 368,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = 0,0179 \rightarrow \varepsilon = 0,941 \quad K = 69,75 ; \bar{\sigma}_b' = 40,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A' = 0 ; A = 1,33 \text{ cm}^2 (h = 9,5 \text{ cm}) ; A = 1,48 \text{ cm}^2 (h = 9,5 \text{ cm})$$

choix des diamètres et des espacements:

$$A_t = \phi 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \phi 6 \quad e = 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,87 \text{ cm}^2$$

verifications:

a/ Espacements:

idem que précédemment.

b/ Condition de non fragilité:

$$A_x \geq 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{10,15}{4200} \left(1 - \frac{1}{2}\right) 5,9 = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{9,5}{4200} \left(\frac{1+1}{4}\right) 5,9 = 0,46 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

c/ la flèche:

$$f = 1066 \cdot \frac{330^4 \cdot 10^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \cdot 0,0476 = 0,136 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

d/ Effort tranchant:  $T = 1172,6 \text{ kg/ml}$ .

$$\tau_b = \frac{1172,6}{\frac{7}{8} \cdot 9,5 \cdot 100} = 1,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

e/ fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{2,107}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 5,025 \cdot 10^{-3} \quad \bar{\sigma}_1 = 1435,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1; \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_a = 2500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

B.2 / Panneau ( $\alpha'''$ )Moments:

$$M_{wx,y} = 0,3 M_{x,y} = 0,3 (491,05) = 147,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ex,y} = 0,5 M_{x,y} = 0,5 (491,05) = 245,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx,y} = 0,85 M_{x,y} = 0,85 (491,05) = 417,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Effort tranchant:  $T = 1172,6 \text{ kg/ml}$ .Ferrailage:

appui:  $\times M_{aw} = 147,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = 0,0087 \rightarrow \epsilon = 0,9580; K = 104; \rho'_b = 26,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\rho}'_b$$

$$A'_b = 0; A = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$\times \times M_{ac} = 245,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,01457 \rightarrow \epsilon = 0,9465; K = 78,5; \rho'_b = 35,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\rho}'_b$$

$$A'_b = 0; A = 0,975 \text{ cm}^2$$

Zarée:  $M_t = 417,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = 0,0247 \rightarrow \epsilon = 0,9315; K = 58; \rho'_b = 48,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\rho}'_b$$

$$A'_b = 0; A = 1,68 \text{ cm}^2$$

choix des diamètres et des écartements:

$$A_{aw} = \emptyset 6 \quad e = 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{ac} = \emptyset 6 \quad e = 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,975 \text{ cm}^2$$

$$M_t = \emptyset 8 \quad e = 25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,68 \text{ cm}^2$$

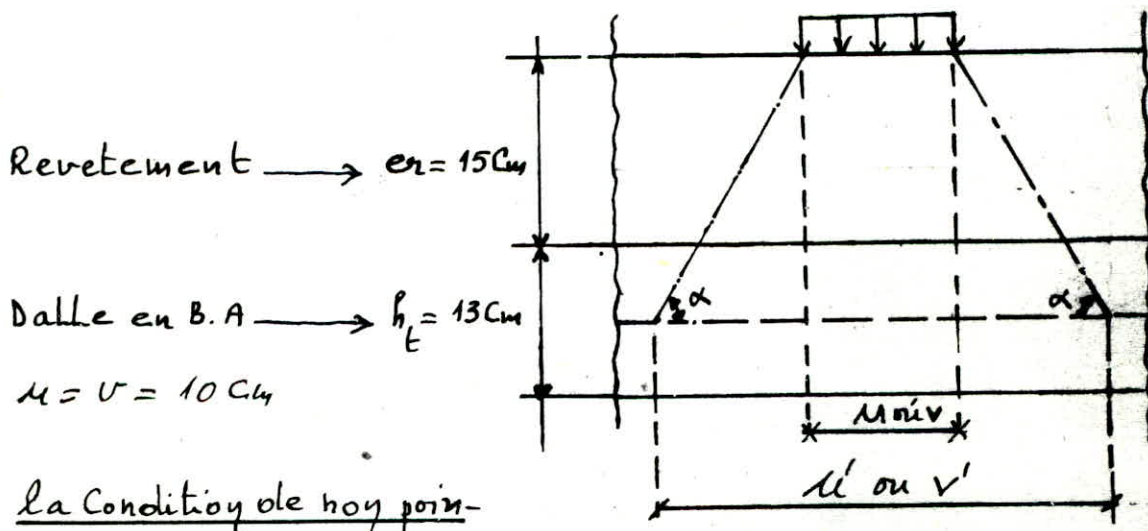
verifications:exactement les mêmes vérifications que ( $\alpha''$ )Remarque: (1)

les dalles ne comportent pas d'armatures transversales sous certaines conditions en général satisfaites.



Remarque (2):

Pour le plancher parking: les éléments secondaires seront vérifiés pour la charge concentrée égale à la masse de l'essieu le plus lourd, appliqué sur une surface  $10 \times 10 = 100 \text{ cm}^2$  (cas de l'essieu reposant sur un cric) sous majoration de coefficient dynamique. masse de l'essieu  $P = 1,5$  tonnes.



çonnement:  $\tau_{\max} = \frac{1,5P}{P_c \cdot h_E} \leq 1,2 \bar{\tau}_b$  avec:

$$P_c = 2(u' + v')$$

pour un revêtement rigide:  $u' = u + 2e_r + h_E$

$$v' = v + 2e_r + h_E$$

$$P_c = 2(u + 2e_r + h_E + v + 2e_r + h_E) = 4(u + 2e_r + h_E)$$

$$P_c = 4(10 + 2 \cdot 15 + 13) = 212 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{212 \cdot 13} = 0,816 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 1,2 \bar{\tau}_b = 1,2(5,9) = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien  $\tau_{\max} < \bar{\tau}$  O.K

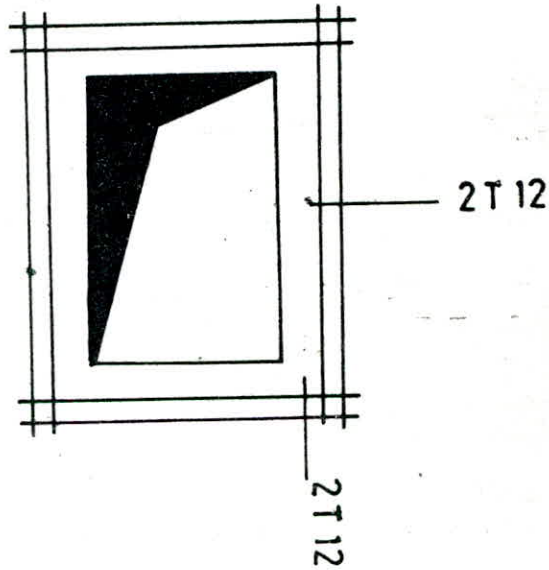
## Armatures de renforcement des ouvertures

Quelques dalles comportent des ouvertures nécessaires pour le passage des gaines, des conduites d'aération et de ventilation, ces ouvertures nécessitent:

- des réservations pour le coffrage
- des aciers de renforcement sur le pourtour

Ces aciers de renfort jouent le même rôle que celui des aciers sectionnés.

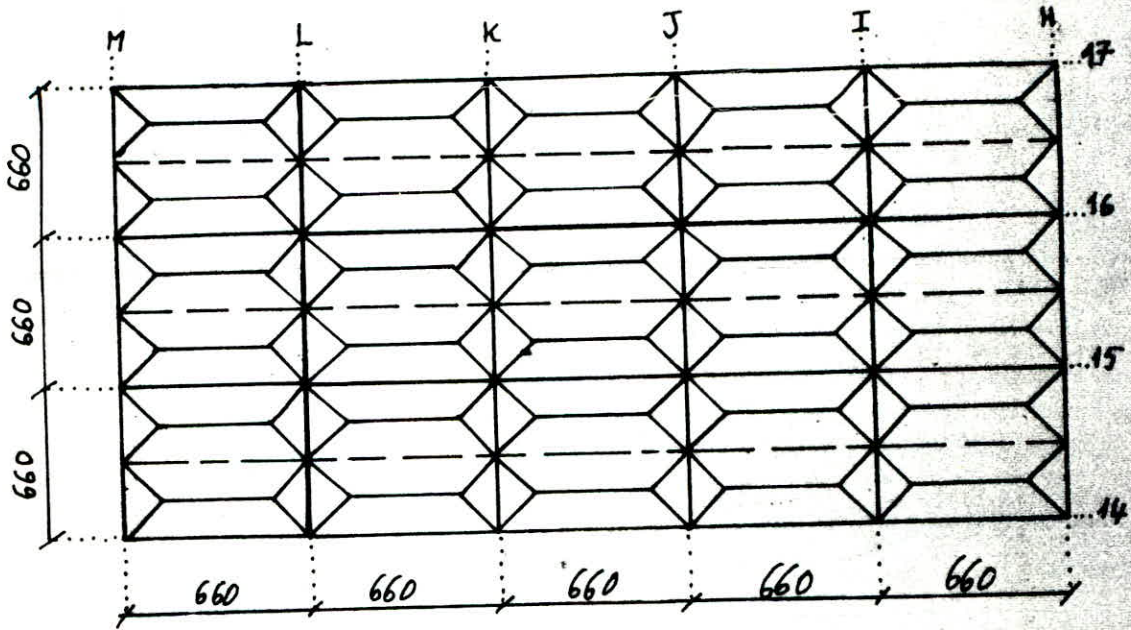
On les choisit soigneusement en veillant que leur section ne soit pas inférieure à celle des armatures sectionnées.





# CALCUL DES NERVURES

d'après le prédimensionnement  $S = b \cdot h_e = 25.55 \text{ (cm}^2\text{)}$  ;  $l = 660 \text{ cm}$   
 le schéma suivant nous montre le type de charges sollicitant  
 les nervures et leurs dispositions :



Détermination de la table de Compression en travée pour toutes les nervures :

C.C.B.A 68 Art. 23,3  $\Rightarrow$

$$1^\circ / b_1 \leq \frac{l}{2}$$

$$2^\circ / b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$3^\circ / b_1 \leq \frac{2}{3} X$$

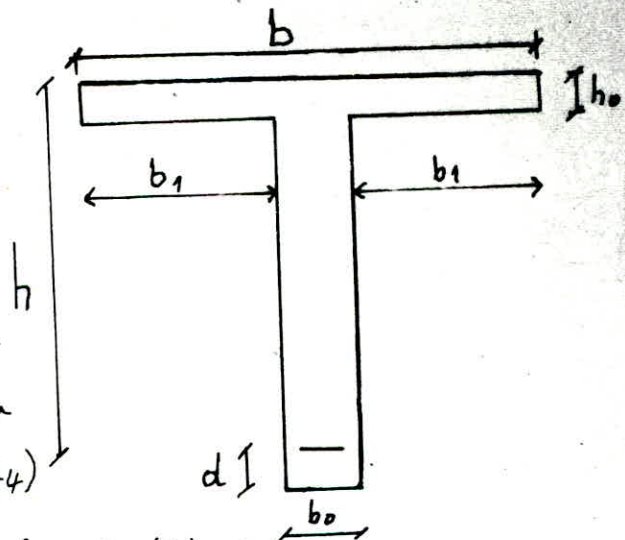
La 3<sup>e</sup> condition n'intervient pas  
 pour la section située au milieu  
 de la travée (voir P. CHARON. P 174)

avec:  $l$  = distance entre deux faces voisines

de deux nervures

$L$  = portée de la nervure entre nus d'appuis.

$X$  = distance de la section au points de moments nuls les plus voi-  
 -sins.



donc :

$$b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{330}{2} = 165 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\frac{l}{2}} \right\} \Rightarrow b_1 = 65 \text{ cm et } b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{660}{10} = 66 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 65 + 25 = 155 \text{ cm}$$

Les dimensions finales de la section sont :

$$h_e = 55 \text{ cm} ; d = 3 \text{ cm} ; b = 155 \text{ cm} ; b_0 = 25 \text{ cm}$$

### Charges et surcharges :

chaque nervure est chargée par :

- Poids du plancher + surcharge : 2 trapèzes

- sa zérombée  $z = (55 - 13) \cdot 0,25 \cdot 25 = 0,2625 \text{ t/ml}$

- mur en maçonnerie pour les nervures du plancher Commerce.

pour le calcul des sollicitations, on transforme la charge trapézoïdale en une charge rectangulaire ainsi :

a/  $q$  (charge / ml. de la nervure) =  $k_q \cdot l_x$  pour un seul trapèze.

b/  $q$  ( " " " ) =  $2k_q \cdot l_x$  pour deux trapèzes.

Pour les moments :  $q / \text{ml} = 2k_M \cdot q \cdot l_x = q(M)$

Pour les efforts tranchants :  $q / \text{ml} = 2k_T \cdot q \cdot l_x = q(T)$

avec pour toutes les nervures :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{6,6} = 0,5$ .

-  $k_M = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\rho^2}{3} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{0,5^2}{3} \right) = 0,458$

-  $k_T = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\rho^2}{2} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{0,5^2}{2} \right) = 0,375$

-  $q = \text{charge / m}^2 = \text{poids du plancher (ensemble des charges et surcharges pondérées)}$

### Méthode de calcul :

1/ la fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni celle des revêtements.

2/  $P \leq 2G$



3/ les éléments solidaires ont une même section constante et leurs différentes travées.

$$4/ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} = \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1 \leq 1,25$$

Ces 4 conditions sont vérifiées nous utiliserons ainsi la méthode forfaitaire du (C.C.B.A 68 Art. 55)

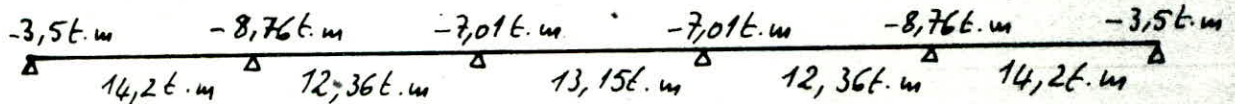
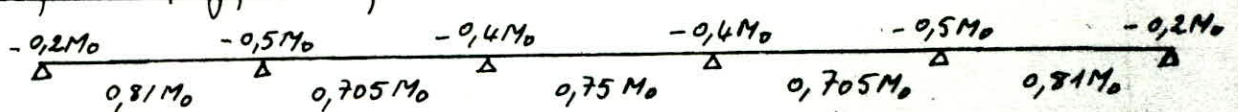
A- Niveau Parking:  $G = 633 \text{ kg/cm}^2$ ;  $P = 1,15 \times 250 = 287,5 \text{ kg/m}^2$

$$q = G + 1,2P = 0,633 + 1,2(0,2875) = 0,978 \text{ t/m}^2$$

$$q(M) = 3,22 \text{ t/ml} ; q(T) = 2,7 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q\ell^2}{8} = 3,22 \frac{(6,6)^2}{8} = 17,53 \text{ t.m}$$

Repartition hyperstatique:



Effort tranchant:

$$T(x) = R_w - q \cdot x$$

$$T(x) = \frac{q\ell}{2} - qx + \frac{M_w - M_e}{\ell}$$

travée (1):  $T_{1g} = 9,7 \text{ t}$

$$T_{1d} = -8,1 \text{ t}$$

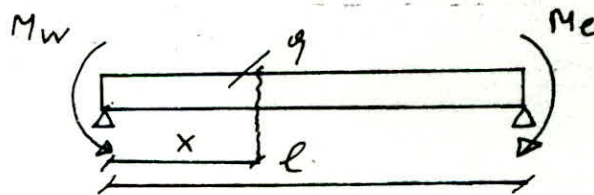
travée (2):  $T_{2g} = 8,64 \text{ t}$

$$T_{2d} = -9,17 \text{ t}$$

travée (3):  $T_{3g} = 8,91 \text{ t}$

$$T_{3d} = -8,91 \text{ t}$$

les autres travées sont identiques à ces trois travées.



### Calcul des armatures longitudinales:

nous utilisons la méthode exposée dans l'ouvrage de P. CHARON

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \rightarrow \begin{aligned} \varepsilon &\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} \quad \text{si } A' = 0 \\ k &\rightarrow \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / k \\ \alpha &\rightarrow y = \alpha h \end{aligned}$$

si  $y < h_0$  on calcule la section rectangulaire  $b \cdot h_0$

si  $y > h_0$  " " " en (T) représentée ci-dessus.

$$\text{aussi: } \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0 \quad \text{et } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$$

$$\bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A \quad \text{nous prendrons } k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'}$$

$$\bar{\sigma}_a = k \bar{\sigma}_b' \quad \bar{\sigma}_a' = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}_b' \quad \delta' = \frac{d'}{h}$$

$$M_0 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b' \quad \Delta M = M - M_0$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a'} \quad A = \omega \cdot \frac{b \cdot h}{1000} + \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$$

$\alpha$ ;  $\mu$ ;  $\omega$  sont liés des tables en fonction de  $k$

#### I / Ézavée: (155x55)

$\alpha M_0$	$M(t \cdot m)$	$\mu$	$\alpha$	$y$	$k$	$\bar{\sigma}_b'$	$A'$	$\varepsilon$	$A$	$A_{eff}$	$n \phi$
$0,81 M_0$	14,2	0,0181	0,1779	9,25	69,5	40,28	0	0,9407	10,36	10,65	3T16 3T14
$0,705 M_0$	12,36	0,0158	0,1666	8,66	75,0	37,33	0	0,9445	8,98	9,42	6T14
$0,75 M_0$	13,15	0,0168	0,1719	8,94	72,25	38,75	0	0,94285	9,58	10,65	3T14 3T16

#### II / Section sur appui: (25x55)

la table de compression se trouvant dans la zone tendue, au point de vue calcul nous avons une section rectangulaire 25x55 (cm<sup>2</sup>)

$\alpha M_0$	$M(t \cdot m)$	$\mu$	$k$	$\bar{\sigma}_b'$	$A'$	$\varepsilon$	$A$	$A_{eff}$	$n \phi$
$0,2 M_0$	3,5	0,0277	54	51,85	0	0,9275	2,59	4,62	3T14
$0,5 M_0$	8,76	0,0694	31,25	89,6	0	0,8919	6,74	6,97	3T14+3T10
$0,4 M_0$	7,01	0,0555	36,0	77,77	0	0,9019	5,34	6,03	3T16



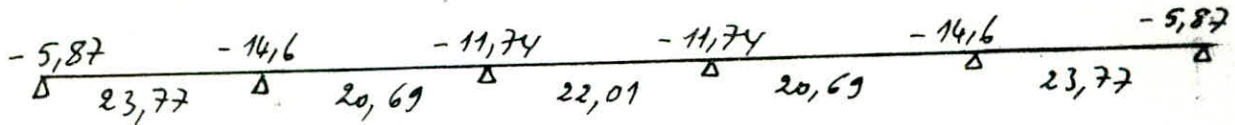
C/ Niveau Commerce: (104,0)

$G = 670 \text{ kg/m}^2$ ;  $P = 450 \text{ kg/m}^2$  charge due au mur =  $1,47 \text{ t/ml}$

$q(M) = 5,39 \text{ t/ml}$   $q(T) = 4,41 \text{ t/ml}$ .

Moment isostatique:  $M_0 = 29,35 \text{ t.m}$

Repartition hyperstatique:



Efforts tranchants:

travée (une)  $T_{1g} = 13,22 \text{ t}$   $T_{1d} = -15,88 \text{ t}$

travée (deux)  $T_{2g} = 14,1 \text{ t}$   $T_{2d} = -14,99 \text{ t}$

travée (trois)  $T_{3g} = 14,55 \text{ t}$   $T_{3d} = -14,55 \text{ t}$

I/ Travée: (155x55)

$\alpha M_0$	M	$\mu$	$\alpha$	$\gamma$	K	$\sigma_b'$	A'	$\epsilon$	A	$A_{eff}$	$\varphi$
0,81 $M_0$	23,77	0,0303	0,2256	11,73	51,5	54,4	0	0,9248	17,65	18,85	6T20
0,705 $M_0$	20,69	0,0264	0,2117	11,0	55,9	50,1	0	0,9295	15,3	15,54	3T20+3T16
0,75 $M_0$	22,01	0,0281	0,2176	11,31	54	51,8	0	0,9274	16,3	16,53	4T20 2T16

II/ Appuis: (25x55)

$\alpha M_0$	M	$\mu$	K	$\sigma_b'$	A'	$\epsilon$	$A_{eff}$	$A(\text{cm}^2)$	$\varphi$
0,2 $M_0$	5,87	0,0465	40	70	0	0,9091	4,62	4,43	3T14
0,4 $M_0$	11,74	0,093	25,9	108,1	0	0,8777	9,42	9,18	3T20
0,5 $M_0$	14,67	0,116	22,4	125	0	0,8663	11,68	11,63	3T20 2T12

B. Niveaux bureaux (109 jusqu'à 121,60)

$$G = 669 \text{ kg/m}^2 \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2 P = 0,969 \text{ kg/m}^2$$

nous avons deux nervures à calculer: 5 travées et 4 travées  
et est donné que la nervure à 5 travées a été calculer au parch-

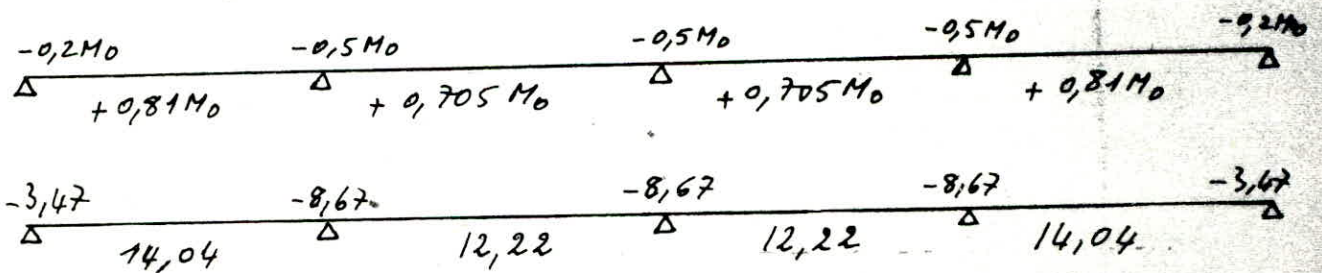
$$\text{ing car } q_{\text{bureaux}} = 0,969 \text{ t/m}^2 \approx q_{\text{parchings}} = 0,978 \text{ t/m}^2$$

donc nous allons calculer seulement celle qui a 4 travées.

$$q/M = 3,19 \text{ t/ml} ; \quad q(T) = 2,66 \text{ t/ml}$$

Moment isostatique:  $M_0 = 17,34 \text{ t.m}$

Répartition hyperstatique:



Effort tranchant:

travée (une)  $T_{1g} = 7,99 \text{ t}$        $T_{1d} = -9,56 \text{ t}$

travée (deux)  $T_{2g} = 8,78 \text{ t}$        $T_{2d} = -8,78 \text{ t}$

I/ Travée: (155 x 55)

$\alpha M_0$	$M(\text{t.m})$	$\mu$	$\alpha$	$y$	$K$	$\sigma'_b$	$A$	$\varepsilon$	$A$	$A_{eff}$	$n\phi$
$0,81M_0$	14,04	0,0179	0,1775	9,23	69,5	40,3	0	0,9408	10,25	11,12	2T14+4T16
$0,705M_0$	12,22	0,0156	0,1657	8,6	75,5	37,1	0	0,9448	8,88	11,12	2T14+4T16

II/ Appuis: (25 x 55)

$\alpha M_0$	$M$	$\mu$	$K$	$\sigma'_b$	$A$	$\varepsilon$	$A$	$A_{eff}$	$n\phi$
$0,2M_0$	3,47	0,0274	54,5	51,4	0	0,9281	2,56	3,39	3T12
$0,5M_0$	8,67	0,0687	31,5	88,9	0	0,9925	6,67	6,78	6T12



B/ nerure à 4 travées avec console: (113, 20)

type de charge: les (a<sub>i</sub>) sont des appuis (Pontes principales)

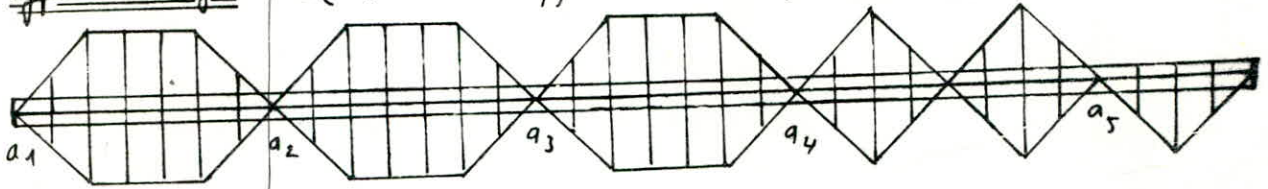
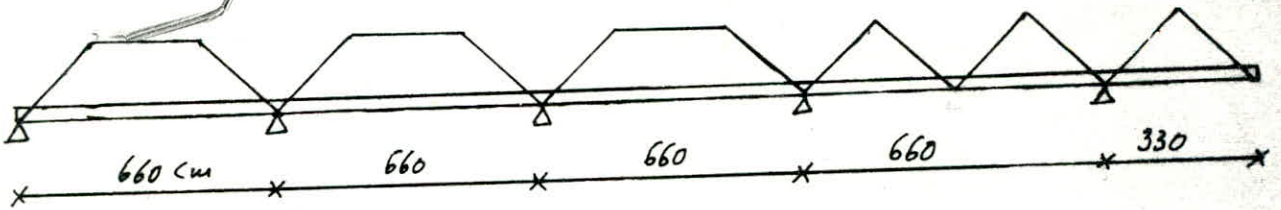
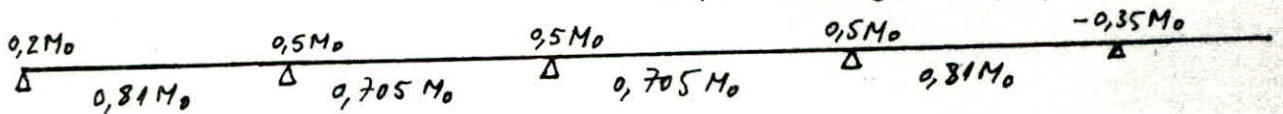


schéma statique:

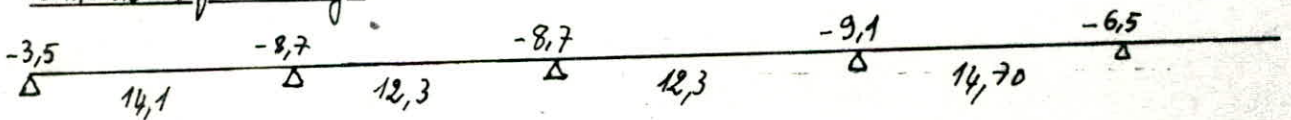


$q = 670 \text{ kg/m}^2 ; p = 250 \text{ kg/m}^2$

Repartition hyperstatique:



Moments de ferrailage:



Efforts tranchants:

travée (une) :  $T_{1g} = 7,99 \text{ t}$        $T_{1d} = -9,56 \text{ t}$   
 travée (deux) :  $T_{2g} = 8,78 \text{ t}$        $T_{2d} = -8,78 \text{ t}$   
 travée (trois) :  $T_{3g} = 8,71 \text{ t}$        $T_{3d} = -8,84 \text{ t}$   
 travée (quatre) :  $T_{4g} = 4,54 \text{ t}$        $T_{4d} = -4,49 \text{ t}$   
 console :  $T_g = 3,1 \text{ t}$

I/Travée: (155 x 55)

$\alpha M_0$	$M(t.u)$	$\mu$	$\alpha$	$\gamma$	$K$	$\sqrt{b}$	$A'$	$\epsilon$	$A$	$A_{eff}$	$n \phi$
0,81 Mo	14,1	0,018	0,1775	9,23	69,5	40,3	0	0,9408	10,29	11,68	3 T 20 2 T 12
0,705 Mo	12,3	0,0157	0,1666	8,66	75	37,33	0	0,9445	8,94	9,42	3 T 20
0,81 Mo	14,7	0,0187	0,1807	9,39	68	41,17	0	0,9398	10,74	11,68	3 T 20 2 T 12

II / Appuis: 25x55

$\alpha M_0$	M (t.m)	$\mu$	K	$\sigma'_b$	A'	$\varepsilon$	A	A <sub>eff</sub>	n $\phi$
0,2 M <sub>0</sub>	3,5	0,0277	54	51,85	0	0,9275	2,59	3,39	3 T 12
0,5 M <sub>0</sub>	8,7	0,0689	31,4	89,17	0	0,8922	6,69	7,7	5 T 14
0,5 M <sub>0</sub>	9,1	0,0721	30,5	91,8	0	0,8901	7,02	7,7	5 T 14
0,35 M <sub>0</sub>	6,5	0,0515	37,6	74,46	0	0,9049	4,93	5,65	5 T 12

## verifications

1°/ Non fragilité:  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \cdot b \cdot h$  avec  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma}_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

a/ travées:  $A \geq 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 52 \cdot 155 = 7,81 \text{ cm}^2$

b/ appuis:  $A \geq 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 52 \cdot 25 = 1,25 \text{ cm}^2$

2°/ La flèche:

il est inutile de donner une justification de la flèche si les 3 conditions suivantes sont vérifiées: (C.C.B.A 68 Art 61,2)

a/  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow h_t \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{0,81 M_0}{M_0} = 53,46 \text{ cm}$  i.e  $55 > 53,46 \text{ cm}$

b/  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h_t \geq \frac{l}{16} = \frac{660}{16} = 41,25 \text{ cm}$  i.e  $55 > 41,25 \text{ cm}$

c/  $A \leq b_0 \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{cu}} = 25 \cdot 52 \cdot \frac{43}{4200} = 13,3 \text{ cm}^2$

on remarque que la dernière condition n'est pas vérifiée pour le niveau (104,0) pour cela une vérification de flèche pour ce niveau comme ça s'avère indispensable:

la flèche prise par le plancher va être la somme des deux flèches suivantes:

la flèche due à la déformation différée sous l'effet des charges permanentes:

soit:  $f_{g_0} - f_{J_0}$

la flèche instantanée due aux surcharges d'exploitations soit:  $f_{q_0} - f_{g_0}$

la flèche maximale sera:  $\Delta f = f_{g_0} - f_{J_0} + f_{q_0} - f_{g_0}$  qui sera comparée à

$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + L/1000$  car  $L > 5 \text{ m}$



1/ moment d'inertie de la section:  $I_x = 97,82 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

2/ valeur de  $\lambda$  et  $\mu$  on a:  $\tilde{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{18,22}{25 \times 52} = 0,0144$

a/ pour les charges de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\sqrt{\sigma_b}}{72(2+3\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{72(2+3\frac{25}{155})0,0144} = 2,3$$

b/ pour les charges de longue durée d'application.  $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,93$

### charges:

- Poids propre du plancher:  $2 \times 0,458 \times 3,3 \times 0,325 + 1,47 + 0,2625$   
 $= 2,71 \text{ t/ml}$

- cloisons réparties:  $2 \times 0,458 \times 3,3 \times 0,15$   
 $= 0,45 \text{ t/ml}$

$$J = 3,16 \text{ t/ml}$$

- revêtement:  $2 \times 0,458 \times 3,3 \times 0,194$

$$= 0,58 \text{ t/ml}$$

$$g = 3,74 \text{ t/ml}$$

- la surcharge (non pondérée)  $0,4 \times 2 \times 0,458 \times 3,3 = 1,36 \text{ t/ml}$

$$q = 5,1 \text{ t/ml}$$

$$M_J = \frac{0,81 J l^2}{8} = \frac{0,81 \cdot 3,16 (6,6)^2}{8} = 13,94 \text{ t.m}$$

$$M_g = \frac{0,81 g l^2}{8} = \frac{0,81 \cdot 3,74 (6,6)^2}{8} = 16,49 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,81 M_0 \Rightarrow$$

$$M_q = \frac{0,81 q l^2}{8} = \frac{0,81 \cdot 5,1 \cdot (6,6)^2}{8} = 22,49 \text{ t.m}$$

### Contraintes des aciers tendus:

$$\sigma_{aJ} = \frac{M_J}{z \cdot A} = \frac{13,94 \cdot 10^5}{\frac{7 \cdot 52 \cdot 18,22}{8}} = 1745,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_J = 1 - \frac{5 \sqrt{\sigma_b}}{4 \tilde{\omega} \sigma_a + 3 \sqrt{\sigma_b}} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,0144 \times 1745,29 + 3 \times 5,9} = 0,75$$

$$\sigma_{a_g} = 2064,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \mu_g = 0,78$$

$$\sigma_{a_q} = 2793,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \mu_q = 0,83$$

Remarque: si  $\mu < 0$  on le prend égal à zéro

3/ Module de déformation longitudinale:

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \sigma_{25}} = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3E_v = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

4/ flèche:

a/ calcul de  $f_{g_{00}}$ :

$$I_{f_v} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{98,82 \cdot 10^4}{1 + 0,93 \times 0,78} = 566941$$

$$f_{g_{00}} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}} = \frac{16,49 \cdot 10^5 (6,6)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 126000 \cdot 566941} = 1,00 \text{ cm}$$

b/ calcul de  $f_{J_0}$ :

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{97,82 \cdot 10^4}{1 + 2,3 \times 0,75} = 357007,3$$

$$f_{J_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} = \frac{16,49 \cdot 10^5 (6,6)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 378000 \cdot 357007,3} = 0,53 \text{ cm}$$

c/ calcul de  $f_{g_0}$ :

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{97,82 \cdot 10^4}{1 + 2,3 \cdot 0,83} = 335266,76$$

$$f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} = \frac{22,49 \cdot 10^5 (6,6)^2 \cdot 10^4}{10 \times 378000 \times 335266,76} = 0,77 \text{ cm}$$

d/ calcul de  $f_{g_0}$ :

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{97,82 \cdot 10^4}{1 + 2,3 \cdot 0,78} = 350107,37$$

$$f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} = \frac{16,49 \cdot 10^5 (6,6)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 378000 \cdot 350107,37} = 0,54$$

$$\Delta f_t = f_{00} - f_{J_0} + f_{g_0} - f_{g_0} = 1 - 0,53 + 0,77 - 0,54 = 0,7 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{660}{1000} = 1,16 \text{ cm} \text{ et } \Delta f_t < \bar{f}$$

Contraintes: cette vérification est inutile du fait que: A choisie est supérieure à A (trouvée par le calcul) et  $d_{rul} \leq d$  calcul.



Effort tranchant: nous pouvons faire une vérification qui englobe tous les cas et ce en comparant nos efforts tranchants à  $(T_1)$  calculé avec

la plus petite valeur que prend  $\bar{\tau}_b$  (cas défavorable)

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

pour utiliser les armatures transversales droites il faut que :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec: } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{donc } \bar{\tau}_b = (2,5 \div 3,5) \bar{\sigma}_b$$

$$\frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow T_1 = b \cdot z \cdot \bar{\tau}_b = 25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 52 \cdot 2,5 \cdot 5,9 = 16,78 \text{ t}$$

donc on voit bien que tous les  $T_i$  sont inférieurs à  $T_1$

E spacements des cadres:  $\bar{\sigma}'_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  (reprise de bétonnage)

$$4\phi 6 (e=8) \quad T_2 = \frac{z \bar{\sigma}'_{at} \cdot A_t}{t} = 10,28 \text{ t}$$

$$4\phi 8 (e=8) \quad T_2 = 18,29 \text{ t}$$

donc pour le niveau 104 (Commerce) on prend 1 cadre + 1 étrier  $\phi 8$   
 $e = 8 \text{ cm}$  et pour la répartition nous utilisons la règle pratique de M. Caquot.  
 pour les autres niveaux on choisit aussi 1 cadre + 1 étrier  $\phi 6$   $e = 8 \text{ cm}$   
 pour la répartition nous utilisons la même règle que précédemment.

Pour les autres vérifications nous les faisons pour un cas détaillé et les autres cas se font de la même manière.

choisissons le niveau (104,0) "Commerce"

noyau entraîné des barres aux appuis: (c.c.B.A 68 art. 29)

$$\text{il faut que: } \bar{\tau}_d = \frac{T_{\max}}{p \cdot z} \leq \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\text{acier (H.A)} \quad \psi_d = 1,5 ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \text{nbre de barre isolée ou de paquet de barre.} \quad z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 52 = 45,5 \text{ cm}$$

$$p = \text{perimètre utile} = \pi \phi \text{ pour 1 barre isolée}$$

$$T_{\max} = 15,88 \text{ t} \quad n = 4 \quad p = \pi \phi \text{ (cas de favorable)}$$

$$\tau_d = \frac{15,88 \cdot 10^3}{4 \pi \phi \frac{7}{8} \cdot 52} = 13,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis.

(C.C.B.A art 35.32)

la section minimale des armatures tendues en travée continues jus-

qu'à l'appui doit pouvoir équilibrer un effort égal à  $T + \frac{M}{z}$  où

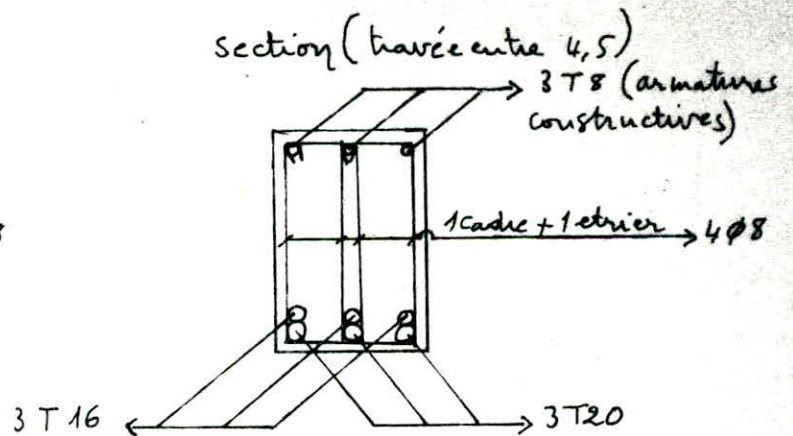
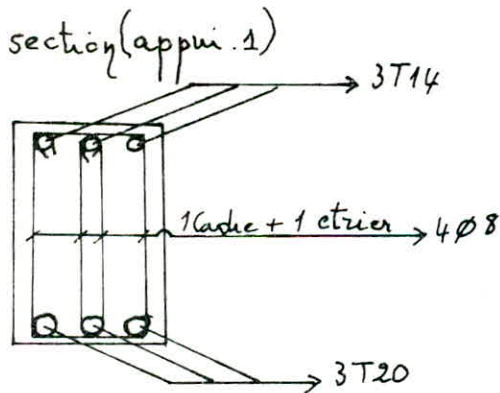
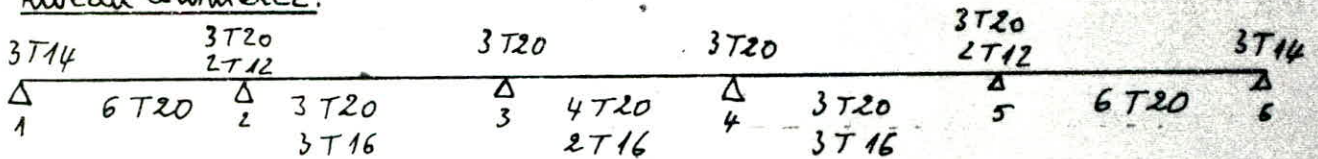
$M$  en valeur algébrique. i.e  $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$

alors:  $T = 15,88 \text{ t} \quad M = -14,6 \text{ t.m}$

$A \geq \frac{15,88 \cdot 10^3}{2800} - \frac{14,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 52} = -5,79 \text{ cm}^2$  négative ça veut dire que cette

section d'armature dont nous avons parlé n'est soumise à aucun effort de traction.

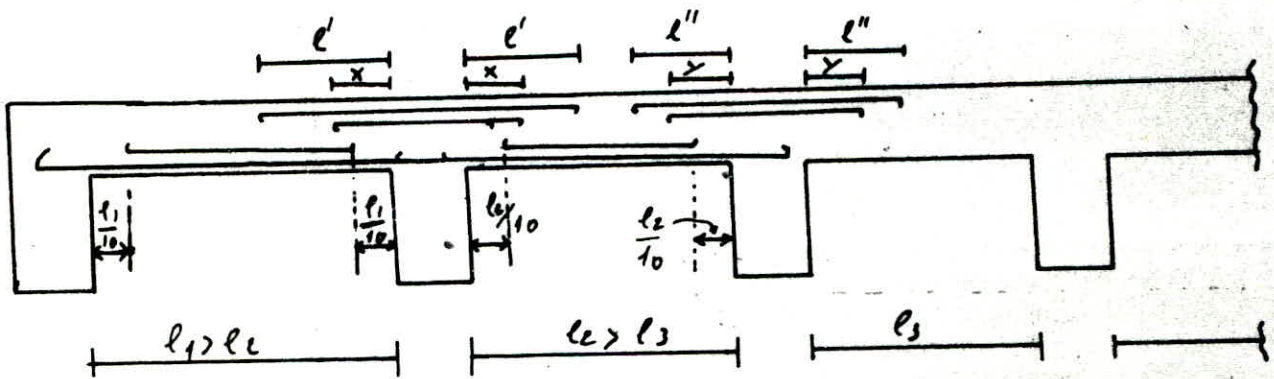
niveau Commerce:





Arrêt de barres

les règles forfaitaires admettent de ne pas justifier la longueur des chapeaux et aciers inférieurs par le tracé de la courbe enveloppe. mais elle ne donne pas de critère précis de remplacement. les nouvelles règles préciseront que dans le cas où la surcharge est au plus égale à la charge, on se place en sécurité en définissant que les chapeaux ont une longueur d'action égale au  $\frac{1}{4}$  de la portée la plus grande de part et d'autre d'un appui voisin d'un appui de rive et égale au  $\frac{1}{5}$  de la portée la plus grande de part et d'autre d'un appui intermédiaire différent, les aciers inférieurs peuvent être arrêtés par moitié à  $\frac{1}{10}$  de l'appui.



$$\text{avec: } l' = \max\left(\frac{l_1}{4} \text{ ou } l_3\right)$$

$$x = \max\left(\frac{l'}{2} \text{ ou ancrage } l_3\right)$$

$$l'' = \max\left(\frac{l_2}{5} \text{ ou } l_3\right)$$

$$y = \max\left(\frac{l''}{2} \text{ ou ancrage } l_3\right)$$



# CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers sont utilisés pour la circulation verticale des personnes et constituent une issue de secours importante en cas d'incendie.

aussi de ce point de vue leur étude sera sévèrement faite, pour cela nous avons utilisé pour le calcul un schéma statique pour notre escalier à partielle - l'asse adjacente utilisé au BEREP qui assure largement la sécurité car nous nous situons entre les deux cas limites qui sont un encastrement parfait et un appui simple, après avoir déterminé les sollicitations à partir des tableaux existant dans un livre Roumain intitulé :

MANUAL - PENTRU - CALCULUL - CONSTRUCTIILOR ; nous prenons celles qui sont défavorables et ce car notre cas "encastrement partiel" se trouve entre les deux cas limites et il est impossible de savoir le degré d'encastrement aux appuis.

Ce choix a été fait du fait qu'il nous assure une sécurité totale et il n'utilise pas la poutre pleine ce qui donne un aspect esthétique meilleur et un coffrage simple (pour le détailer voir calcul et schémas) pour le calcul d'après le schéma d'escalier on a 3 cas à étudier selon leurs dimensions et leur situation

1°/ Élément KL : nous étudions ce cas qui est le plus défavorable et nous adoptons le même ferrailage pour les autres sauf FG ; AB.

2°/ Élément FG

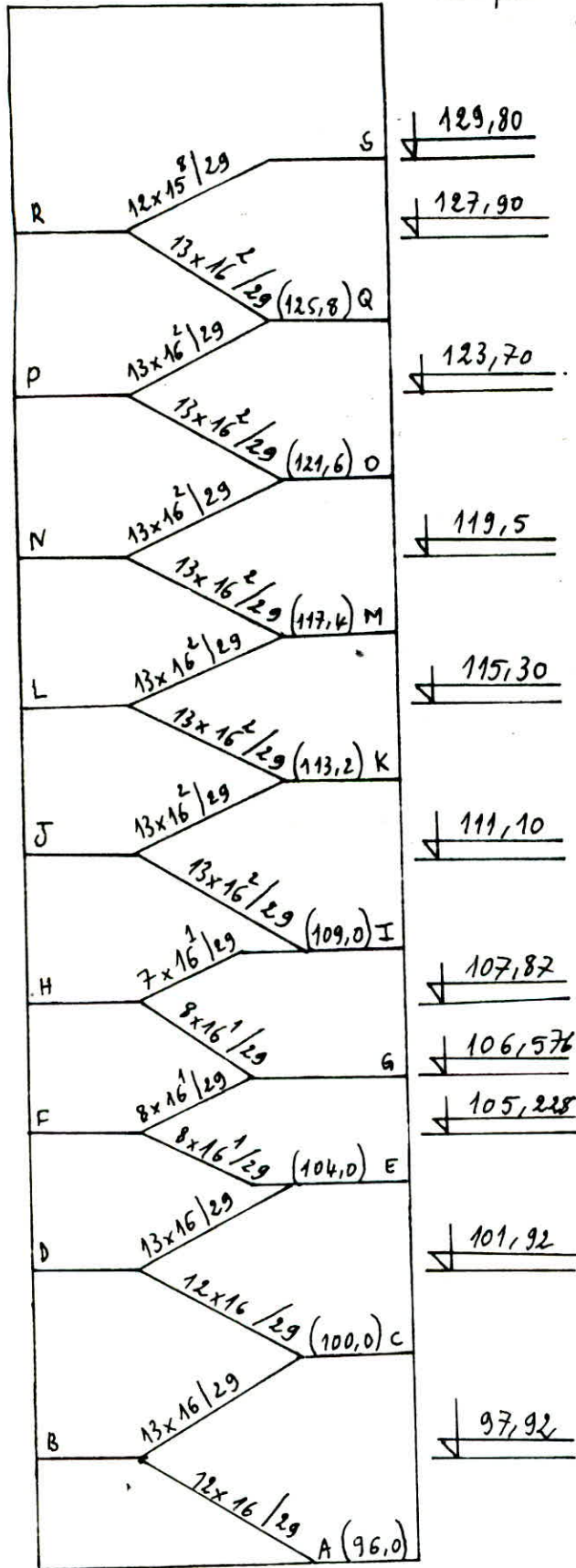
3°/ Élément AB : nous l'étudions comme une poutre droite de longueur développée égale à la longueur en plan et nous prenons des précautions pour le ferrailage dans la partie saillante, les contraintes introduites dans la volée par l'inclinaison de celle-ci (traction, compression...) étant faible, nous déterminons le moment maximum en travée de la partie droite isostatique ensuite.



on affecte a l'appui du palier intermediaire (B) un moment de 0,3 M max pour l'autre appui (A) nous prendrons des dispositions constructives.

Schema de la cage d'escalier a etudier.

Ce predimensionnement est donne par l'architecte



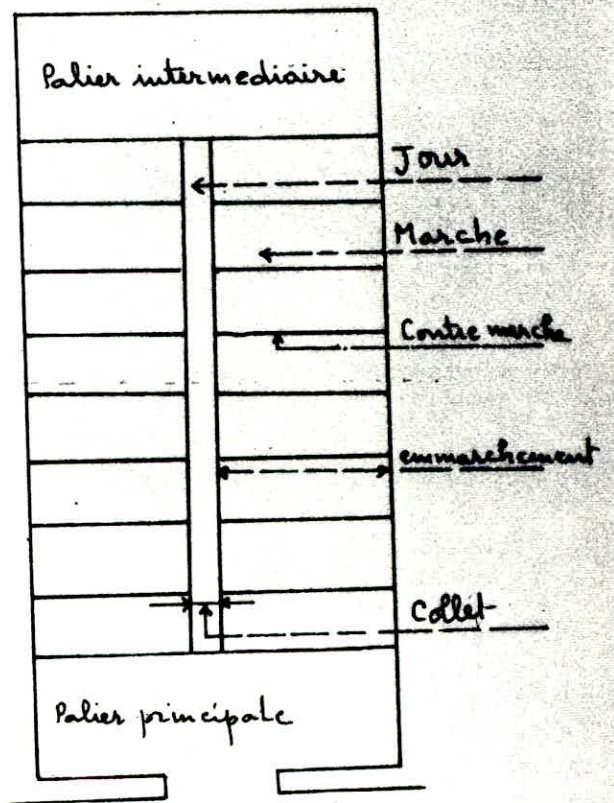
$h =$  hauteur de la marche (AB :  $h = 16\text{ cm}$ )

$G =$  giron (AB :  $G = 29\text{ cm}$ )

$M =$  nbre de marche. (AB :  $M = 12$ )

definition d'un escalier droit a part.

- Lasse adjacente (notre cas)

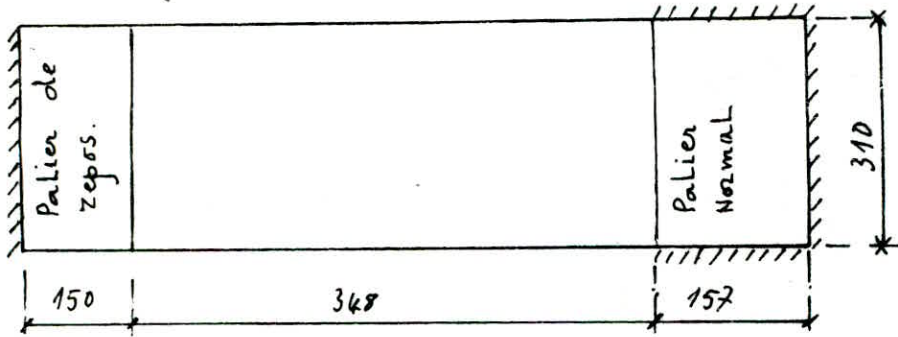


les elements a etudier sont :

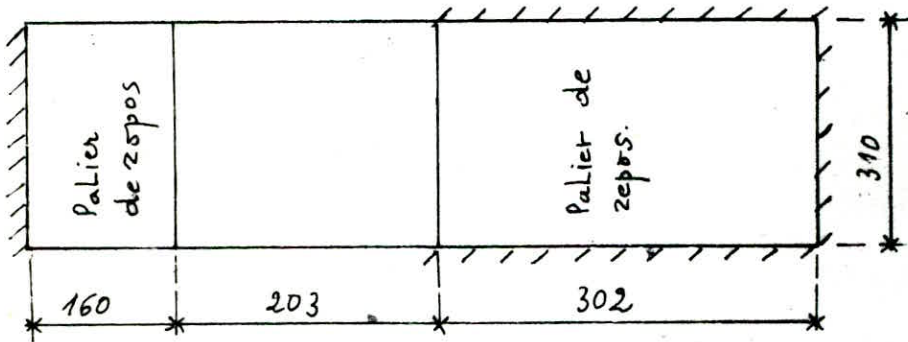
AB ; FG ; KL

Schémas et dimensions des éléments à étudier:

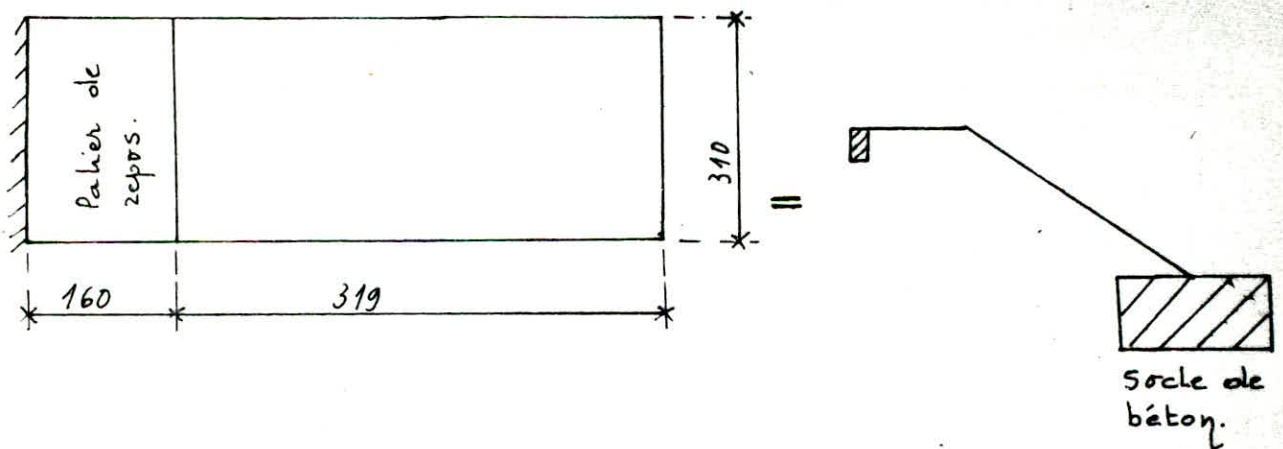
élément : KL



élément : FG



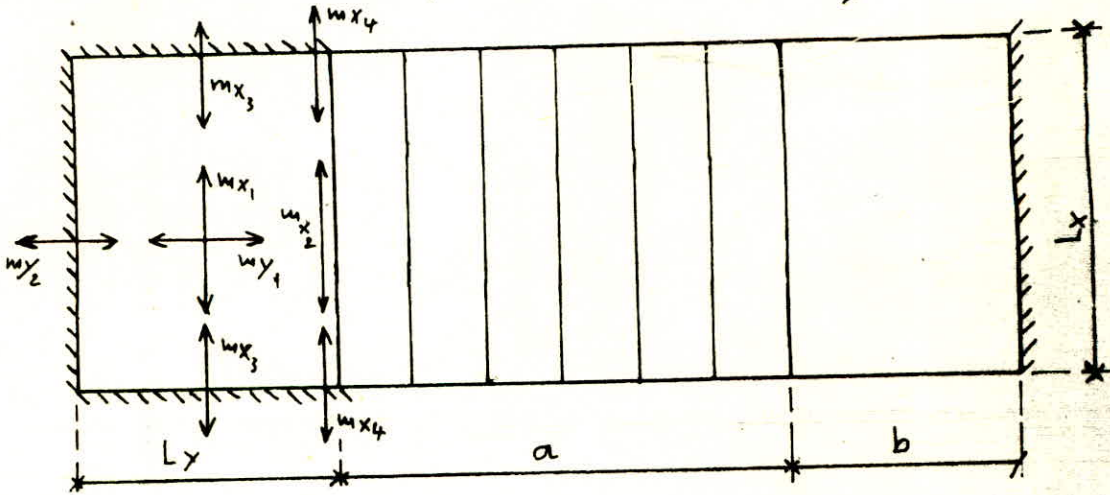
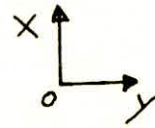
élément : AB.



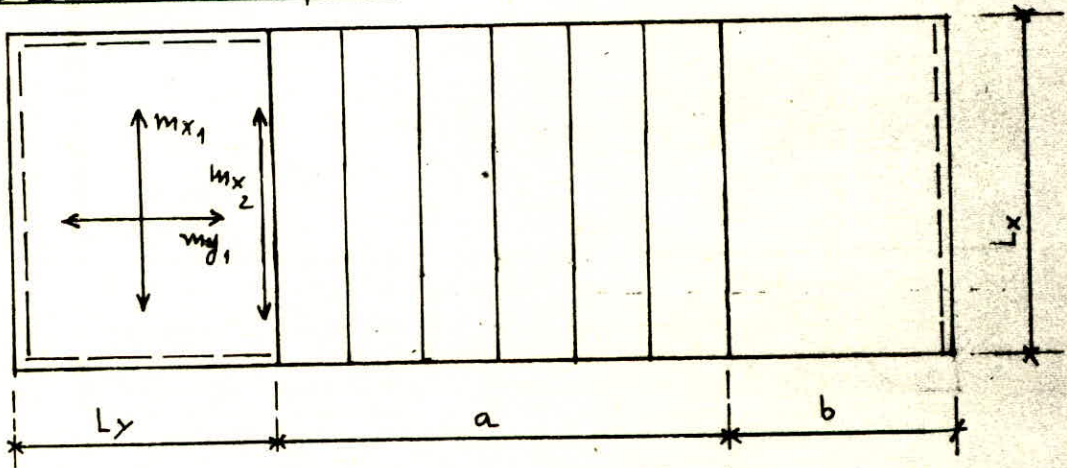


Calcul:

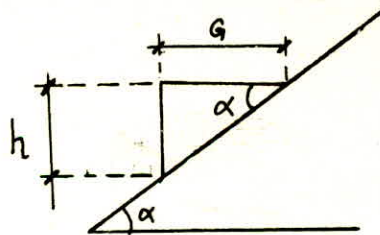
variante (I) de calcul du palier :



variante (II) de calcul du palier :



La marche:



A- Element: KL

$L_x = 310 \text{ cm} ; b = 150 \text{ cm} ; a = 348 \text{ cm} ; L_y = 157 \text{ cm}$

$h = 16,2 \text{ cm} ; G = 29 \text{ cm} ; M = 13 \text{ marches.}$

$\text{tg } \alpha = \frac{16,2}{29} = 0,5586206 ; \cos \alpha = 0,8730188 ; \sin \alpha = 0,4876864$

épaisseur minimale des paliers:  $h_p \geq \frac{L_x}{\lambda} \quad \lambda = f\left(\frac{L_y}{L_x}\right)$  tiré du tableau existant ds le manuel Roumain

variante (I):  $\lambda = 55 \quad \rightarrow h_p = 5,6 \text{ cm}$

variante (II):  $\lambda = 48 \quad \rightarrow h_p = 6,46 \text{ cm}$

10

l'épaisseur de la paillasse:

$$L(\text{calcul}) = 3,48 + 1,5 = 4,98 \text{ m} \quad h_{\text{paillasse}} = \frac{L(\text{calcul})}{30} \approx 17 \text{ cm}$$

d'après l'expérience on va prendre:  $h_{\text{palier}} = \frac{17}{\cos \alpha} = \frac{17}{0,873} \approx 19 \text{ cm}$

### I/ Palier:

charges permanentes:

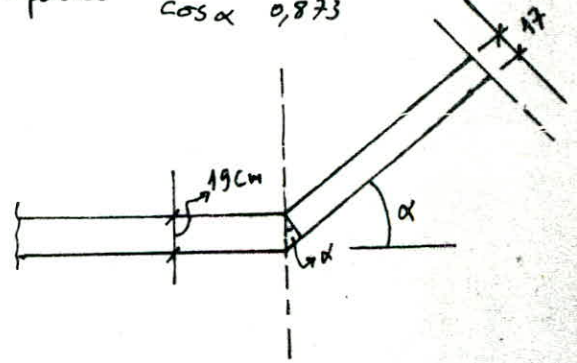
carrelage =  $50 \text{ kg/m}^2$

matier de pose:  $5 \times 20 = 100 \text{ kg/m}^2$

dalle en B.A:  $0,19 \times 2500 = 475 \text{ kg/m}^2$

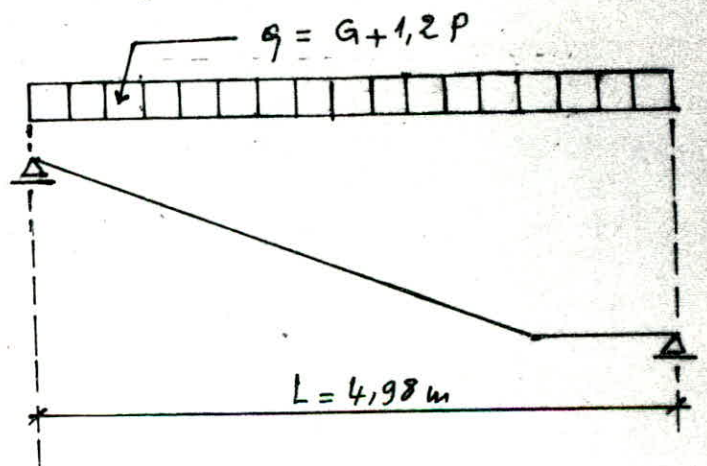
Enduit:  $45 \text{ kg/m}^2$   
 $= 680 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation =  $400 \text{ kg/m}^2$



### II/ Paillasse:

charge permanente par mètre de projection horizontale et pour 1 mètre d'en-  
-marchement.



Poids de la paillasse d'épaisseur (e):  $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,17}{0,8730} = 487 \text{ kg/m}$

Poids des marches de hauteur (h):  $\frac{2500 \cdot h}{2} = \frac{2500 \cdot 0,162}{2} = 202,5 \text{ kg/m}$

Poids du revêtement de sol:  $\frac{0,29 + 0,162}{0,29} \cdot 0,05 \cdot 2200 = 171,5 \text{ kg/m}$

Poids de l'enduit:  $\frac{1500 \cdot 0,03}{0,8730188} = 51,5 \text{ kg/m}$

La somme =  $912,5 \text{ kg/m}$

surcharge d'exploitation:  $400 \text{ kg/m}$



charges finales:  $q = G + 1,2P$

$$\text{Palier} : 680 + 1,2(400) = 1160 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paillasse} : 912,5 + 1,2(400) = 1392,5 \text{ kg/m}$$

Calcul du Palier ds la variante (II)

a/ charge surfacique uniforme:  $P = 1160 \text{ kg/m}^2$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{1,57}{3,1} = 0,506 \approx 0,5 \text{ Tables} \Rightarrow K_1 = 8,46 ; K'_1 = 4,89 ; K_2 = 12,99$$

$$M_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{8,46} \cdot 1,16 (1,57)^2 = 0,34 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2} = \frac{1}{K'_1} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{4,89} \cdot 1,16 (1,57)^2 = 0,58 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1} = \frac{1}{K_2} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{12,99} \cdot (1,57)^2 \cdot 1,16 = 0,22 \text{ t.m}$$

b/ charge linéaire sur le bord:

$$q_1 = \frac{qL}{2} = \frac{1392,5 \times 4,98}{2} = 3470 \text{ kg/m} \quad K_1 = 9,85 ; K'_1 = 4,91 ; K'_2 = 51,5$$

$$M_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot q_1 \cdot L_x = \frac{1}{9,85} \cdot 3,47 \cdot 3,1 = 1,09 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2} = \frac{1}{K'_1} \cdot q_1 \cdot L_x = \frac{1}{4,91} \cdot 3,47 \cdot 3,1 = 2,19 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1} = -\frac{1}{K'_2} \cdot q_1 \cdot L_x = -\frac{1}{51,5} \cdot 3,47 \cdot 3,1 = -0,209 \text{ t.m}$$

$$M_{x_1}^{a+b} = 0,34 + 1,09 = 1,43 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2}^{a+b} = 0,58 + 2,19 = 2,77 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1}^{a+b} = \pm 0,22 \text{ t.m}$$

Calcul du palier dans la variante (I)

a/ charge surfacique uniforme:  $P = 1160 \text{ kg/m}^2$

b/ charge linéaire sur le bord libre. on la transforme en une charge surfacique uniforme de la manière suivante.

$$P_2 = \frac{q \cdot L_x}{0,5 \cdot L_x \cdot L_y} = \frac{3470 \times 3,1}{0,5 \cdot 3,1 \cdot 1,57} = 4420,0 \text{ kg/m}^2$$

$$a/4 + b/ \Rightarrow P = 1160 + 4420 = 5580 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Table: } K_1 = 22,78 ; K'_1 = 10,64 ; K''_1 = 7,89 \quad K'''_1 = 3,43 ; K'_2 = 41,67 ; K''_2 = 4,93$$

$$M_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{22,78} \cdot 5,58 (1,57)^2 = 0,6 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2} = \frac{1}{K'_1} \cdot q \cdot L_y^2 = \frac{1}{10,64} \cdot 5,58 (1,57)^2 = 1,29 \text{ t.m}$$

$$M_{x_3} = -\frac{1}{K''_1} \cdot q \cdot L_y^2 = -\frac{1}{7,89} \cdot 5,58 (1,57)^2 = -1,74 \text{ t.m}$$

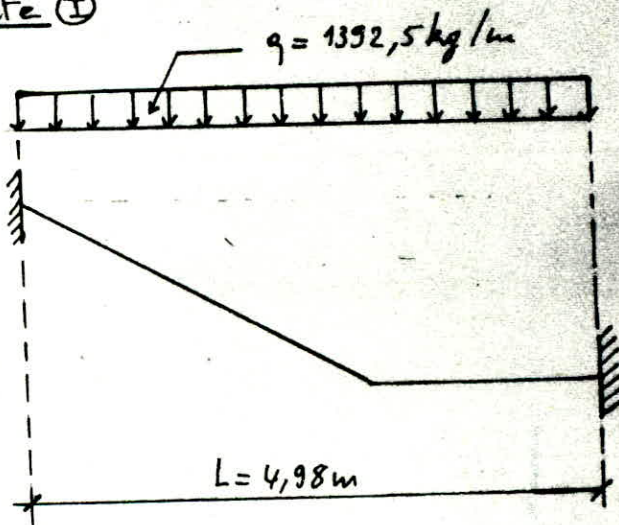
$$M_{x_4} = -\frac{1}{K'''_1} \cdot q \cdot L_y^2 = -\frac{1}{3,43} \cdot 5,58 (1,57)^2 = -4 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1} = \frac{1}{K'_2} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{41,67} \cdot 5,58 (1,57)^2 = 0,33 \text{ t.m}$$

$$M_{y_2} = -\frac{1}{K''_2} \cdot q \cdot L_y^2 = -\frac{1}{4,93} \cdot 5,58 (1,57)^2 = -2,78 \text{ t.m}$$

Calcul de la pailleuse ds la variante ①

$$M(\text{appuis}) = \frac{qL^2}{12} = 2,88 \text{ t.m}$$



Calcul de la pailleuse ds la variante ②

$$M(\text{travée}) = \frac{qL^2}{10} = 3,45 \text{ t.m}$$

$$M(\text{appuis}) = \frac{qL^2}{30} = 1,15 \text{ t.m}$$

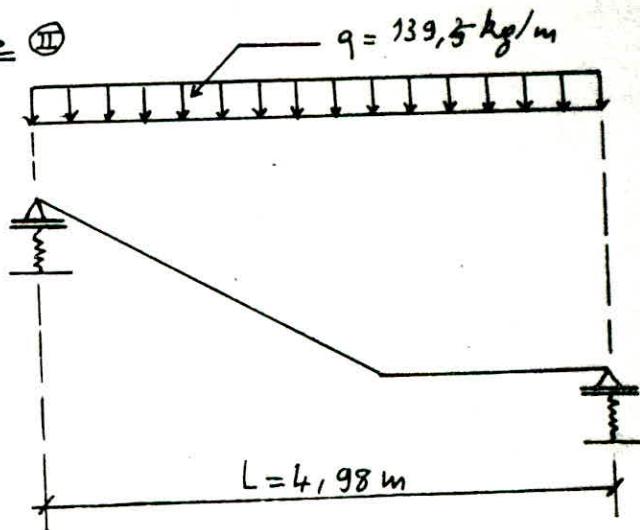




Tableau de Ferrailage: la méthode de calcul des armatures est celle de M<sup>r</sup> P. CHARON

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot b^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \frac{\varepsilon}{k} ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} ; \bar{\sigma}_a' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}_a \Rightarrow A' = 0 \text{ avec: } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; n = 15$$

$$h = h_t - d ; d = 2 \text{ cm}$$

Element	b · h <sub>t</sub>	Appellation du moment	M (t.m)	μ	K	√b'	ε	A (cm <sup>2</sup> /m)	n φ
Pilier	100 x 19	m <sub>x1</sub>	1,479	0,0274	54,5	51,37	0,9281	3,34	5T10
		m <sub>x2</sub>	2,77	0,0513	37,7	74,27	0,9051	6,43	6T12
		m <sub>x3</sub>	-1,74	0,0322	49,8	56,22	0,9228	3,96	6T10
		m <sub>x4</sub>	-4,0	0,0741	30,0	93,3	0,8889	9,45	9T12
		m <sub>y1</sub>	± 0,544	0,01	96,5	29,01	0,9552	1,196	2T10
		m <sub>y2</sub>	-2,78	0,0515	37,6	74,46	0,9049	6,45	6T12
Paillasse.	100 x 17	Appui	2,88	0,0685	31,5	88,88	0,8925	7,68	7T12
		Étravée	3,45	0,0821	28,1	99,64	0,8840	9,29	9T12
	100 x 19	Appui	1,15	0,0213	63,0	44,44	0,9359	2,58	7T8 4T10

B. Element: FG

$$L_x = 310 \text{ cm} ; b = 150 \text{ cm} ; a = 203 \text{ cm} ; L_y = 302 \text{ cm}$$

$$h = 16,1 \text{ cm} ; G = 29 \text{ cm} ; M = 8 \text{ marches.}$$

$$\lg \alpha = \frac{16,1}{29} = 0,555 ; \cos \alpha = 0,874 ; \sin \alpha = 0,485$$

$$\text{épaisseur minimale des paliers: } h_p \geq \frac{L_x}{\lambda} \quad \frac{L_y}{L_x} = \frac{302}{310} = 0,9742 \approx 1$$

$$\text{variante (I): } \lambda = 45 \quad \text{et } h_p = 6,88 \text{ cm.}$$

$$\text{variante (II): } \lambda = 38 \quad \text{et } h_p = 8,15 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la pailleasse:

$$L(\text{calcul}) = 203 + 160 = 363 \text{ cm} \quad \text{et } h(\text{pailleasse}) = \frac{L}{30} = \frac{363}{30} = 12,1 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } h_{\text{pailleasse}} = 13 \text{ cm} ; h_{\text{palier}} = \frac{13}{\cos \alpha} = 14,87 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

I/ Palier:

charges permanentes:

$$\text{carrelage: } 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{mortier de pose: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{dalle en B.A: } 0,15 \times 2500 \quad 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{enduit: } 45 \text{ kg/m}^2$$

$$= 580 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{surcharge d'exploitation: } 400 \text{ kg/m}^2$$

II/ Pailleasse: (voir schéma de KL avec  $L = 363 \text{ cm}$ )

$$\text{Poids de la pailleasse d'épaisseur (e) } \frac{0,13 \cdot 2500}{0,874} = 371,85 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids des marches de hauteur (h) : } \frac{2500 \cdot 0,161}{2} = 201,25 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids du revêtement de sol: } \frac{0,29 + 0,161}{0,29} \cdot 0,05 \times 2200 = 171,07 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids de l'enduit: } \frac{1500 \times 0,03}{0,874} = 51,487 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Somme} = 795,66 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge: } 400 \text{ kg/ml}$$



charge finale:  $q = G + 1,2P$

Palier :  $1060 \text{ kg/m}^2$

Paille :  $1275,66 \text{ kg/ml}$

Calcul du palier dans la variante II

a/ charge surfacique uniforme  $P = 1060 \text{ kg/m}^2$

$$\frac{L_x}{L_x} = \frac{3,02}{3,10} = 0,974 \approx 1 \text{ tableau} \Rightarrow$$

$$K_1 = 13,67 ; K'_1 = 9,77 ; K_2 = 46,15$$

$$M_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{13,67} \cdot 1,06(3,02) = 0,707 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2} = \frac{1}{K'_1} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{9,77} \cdot 1,06(3,02)^2 = 0,989 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1} = \frac{1}{K_2} \cdot p \cdot L_y^2 = \frac{1}{46,15} \cdot 1,06(3,02)^2 = 0,209 \text{ t.m}$$

b/ charge lineaire sur le bord:

$$q_1 = \frac{qL}{2} = \frac{1275,66 \times 3,63}{2} = 2315,32 \text{ kg/m}$$

$$M_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot q_1 \cdot L_x = \frac{1}{11,1} \cdot 2315,32(3,1) = 0,523 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2} = \frac{1}{K'_1} \cdot q_1 \cdot L_x = \frac{1}{4,2} \cdot 2315,32(3,1) = 0,734 \text{ t.m}$$

$$M_{y_1} = -\frac{1}{K'_2} \cdot q_1 \cdot L_x = -\frac{1}{23,4} \cdot 2315,32(3,1) = -0,172 \text{ t.m} \quad K'_2 = 23,4$$

$$M_{x_1}^{a+b} = 1,23 \text{ t.m}$$

$$M_{x_2}^{a+b} = 1,72 \text{ t.m}$$

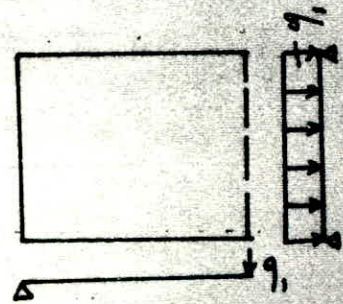
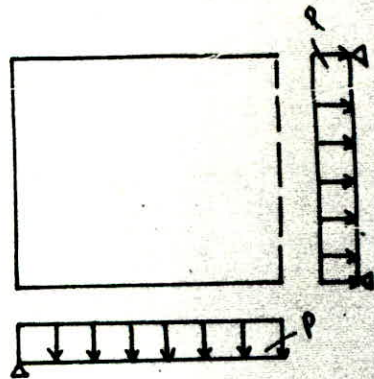
$$M_{y_1}^{a+b} = \pm 0,2 \text{ t.m}$$

Calcul du palier dans la variante I

a/  $P_1 = 1060 \text{ kg/m}^2$

b/  $P_2 = \frac{2315,32 \cdot 3,1}{3,1 \times 3,02 \times 0,5} = 1533,32 \text{ kg/m}^2$

a/+ b/  $P = 2593,32 \text{ kg/m}^2$



$$K_1 = 11,1$$

$$K'_1 = 4,2$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 \Rightarrow K_1 = 34,3 \quad K_1' = 24,29 \quad K_1'' = 14,98 \quad K_1''' = 11,59 \quad K_2' = 108,7 \quad K_2 = 17,59$$

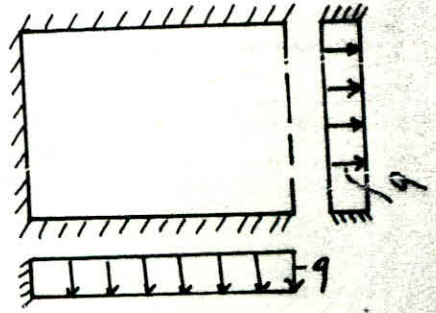
$$m_{x_1} = \frac{1}{K_1} \cdot p \cdot L_y^2 = 0,689 \text{ t.m}$$

$$m_{x_2} = \frac{1}{K_1'} \cdot p \cdot L_y^2 = 0,974 \text{ t.m}$$

$$m_{x_3} = -\frac{1}{K_1''} \cdot p \cdot L_y^2 = -1,58 \text{ t.m}$$

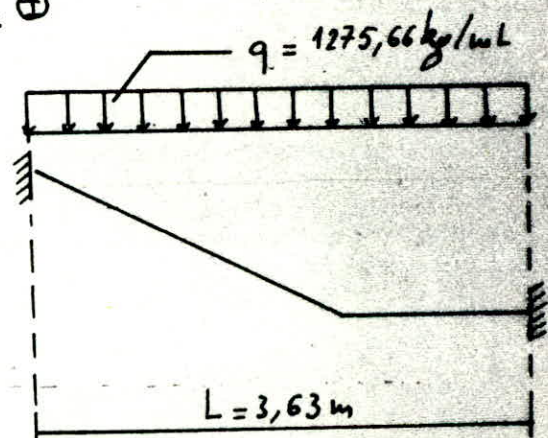
$$m_{y_1} = \frac{1}{K_2'} \cdot p \cdot L_y^2 = 0,217 \text{ t.m}$$

$$m_{y_2} = -\frac{1}{K_2''} \cdot p \cdot L_y^2 = -1,34 \text{ t.m}$$



Calcul de la pailasse dans la variante ①

$$M_{\text{appui}} = \frac{qL^2}{12} = 1,4 \text{ t.m}$$



Calcul de la pailasse dans la variante ②

$$M(\text{travée}) = \frac{qL^2}{10} = 1,68 \text{ t.m}$$

$$M(\text{appui}) = \frac{qL^2}{30} = 0,56 \text{ t.m}$$

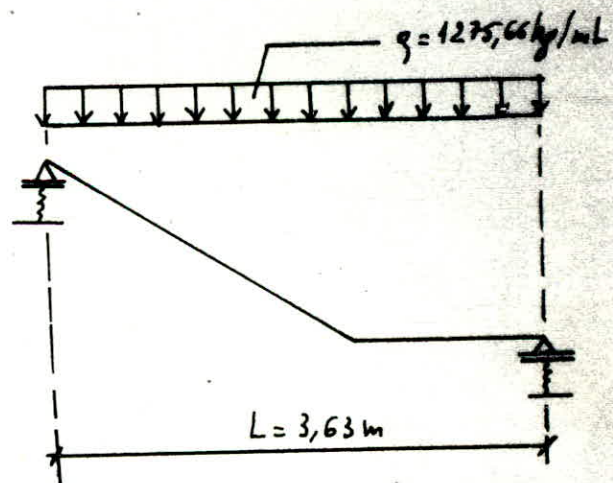




Tableau de ferrailage:

élément	b h <sub>E</sub>	Appellation du moment	M (t.m)	$\mu$	K	$\epsilon$	$\sigma_b'$	A	n $\phi$
Pilier	100 x 15	m x <sub>1</sub>	1,263	0,04	43,8	0,915	63,92	3,792	5T10
		m x <sub>2</sub>	1,72	0,0545	36,3	0,9025	77,13	5,23	5T12
		m x <sub>3</sub>	-1,58	0,05	38,1	0,9059	73,49	4,79	5T12
		m x <sub>4</sub>	-2,04	0,0646	32,7	0,8952	85,62	6,26	6T12
		m y <sub>1</sub>	± 0,404	0,0128	84,0	0,9495	33,33	1,168	2T10
		m y <sub>2</sub>	-1,34	0,0424	42,3	0,9127	66,19	4,03	4T12
Pailasse	100 x 13	Appuis	1,14	0,06198	33,6	0,8971	83,33	4,287	4T12
		travée	1,68	0,07438	29,9	0,8887	93,64	5,19	5T12
	100 x 15	Appuis	0,56	0,01775	70,0	0,9412	40,0	1,634	3T10

55

C. Element AB:

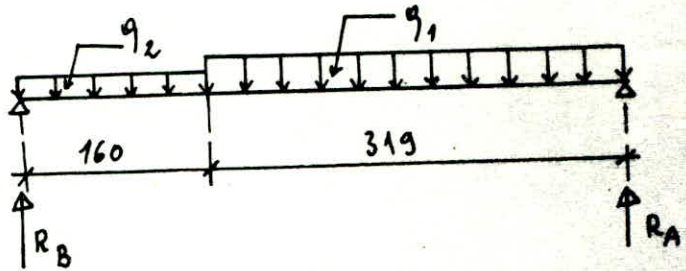
nous prenons une bande de 1 mètre

charges:

Paillasse:  $q_1 = 1392,5 \text{ kg/ml}$

Palier:  $q_2 = 1160 \text{ kg/ml}$

Schéma statique:



R.D.M  $\Rightarrow R_B = 3025,1669 \text{ kg}$  ;  $R_A = 3272,9081 \text{ kg}$ .

Moment fléchissant et Effort tranchant:

$0 \leq x \leq 1,60$

$M(x) = 3025,1669x - 1160 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0 ; M(1,6) = 3355,467 \text{ kg.m}$

$T_1(x) = 3025,1669 - 1160x \rightarrow T(0) = 3025,1669 \text{ kg} ; T(1,6) = 1169,1669 \text{ kg}$

$1,60 \leq x \leq 4,79$

$M(x) = 3025,1669x - 1160(x - \frac{1,6}{2})1,6 - 1392,5 \left( \frac{x - 1,6}{2} \right) (x - 1,6)$

$M(1,6) = 3355,467 \text{ kg.m}$  ;  $M(4,79) = 0$

$T_2(x) = 3025,1669 - 1160 \times 1,6 - 1392,5(x - 1,6)$

$T(1,6) = 1169,1669 \text{ kg}$  ;  $T(4,79) = -3272,9081 \text{ kg}$ .

cherchons le moment maximum en travée:

$T_2(x) = 0 \Rightarrow x = 2,4396 \text{ m}$

$M_{max} = M(x = 2,4396) = 3846,29 \text{ kg.m}$

$M(\text{appui}) = 0,3 M_{max} = 1153,89 \text{ kg.m}$

pour le ferrailage nous utilisons la méthode de P. CHARON :

En travée:  $M_t = 3,846 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,846 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0916$  |  $\epsilon = 0,8786$   
|  $k = 26,2$

$\bar{\sigma}_b^i = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 106,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^i \Rightarrow A' = 0$



$$A = \frac{3,846 \cdot 10^5}{2800 \cdot 15 \cdot 0,8786} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 10,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T14 + 5T10 / \text{m}$$

Les armatures de répartition :

$$A_2 = A / 4 = 2,605 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 \text{ Par mètre.}$$

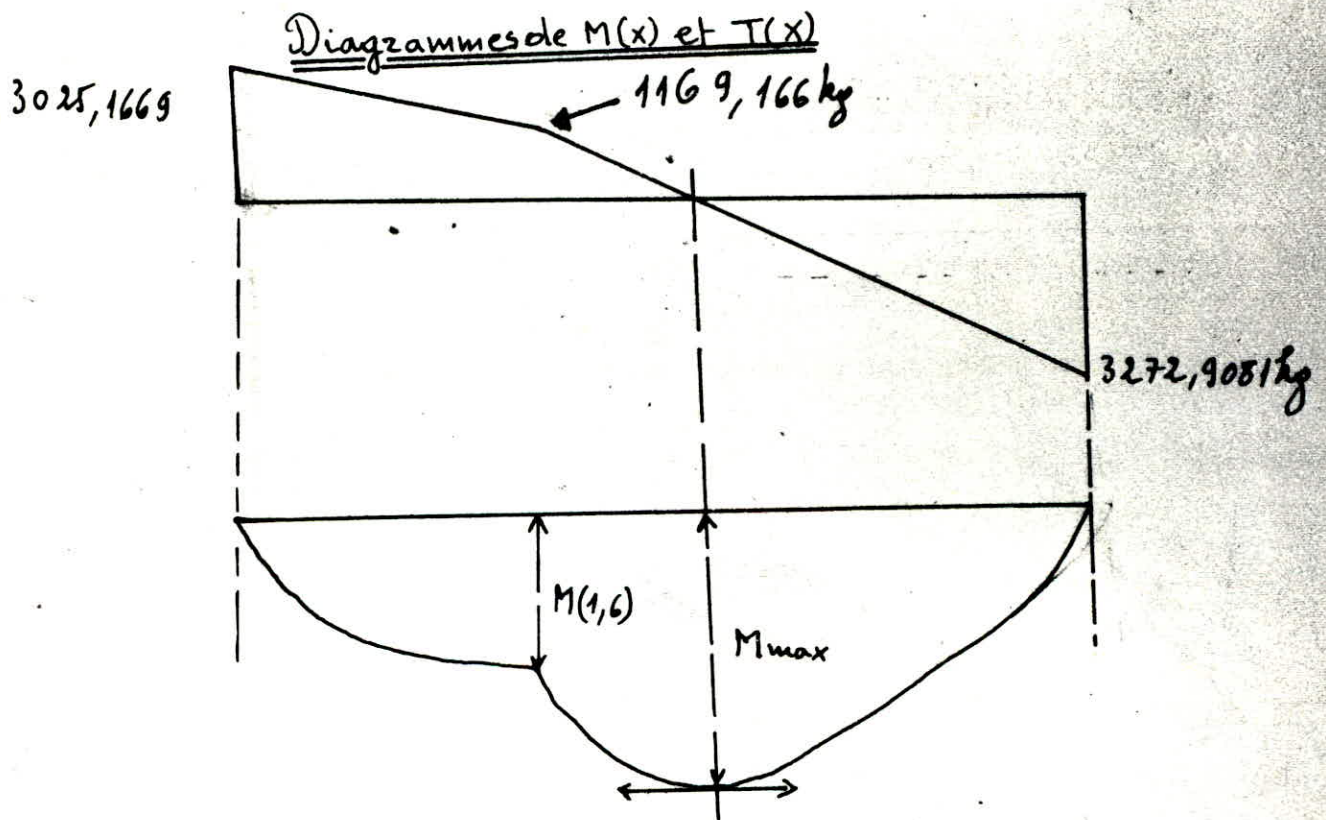
Appui:  $M_a = 1,154 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{1,154 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,02139 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9359 \\ k = 63,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{63} = 44,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1,154 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9359 \cdot 17} = 2,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 / \text{m}$$

$$A_2 = 2,59 / 4 = 0,6475 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T6 / \text{m}$$



quelques vérifications:

effort tranchant:  $T_{\max} = 3272,9 \text{ kg}$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3272,9}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 2,49 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité:  $A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2 \text{ o.k}$

**ETUDE**  
**DYNAMIQUE**



## INTRODUCTION

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une excitation variable dans le temps, elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées, régies par des lois assez complexes, ils leur succèdent dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir rapidement.

La connaissance (cinématique) de la réponse d'une structure à une excitation donnée permet la connaissance de l'état de contrainte à tout instant dans cette structure. Cette connaissance n'est pas toujours évidente et elle demeure le problème fondamental de la dynamique des structures.

### Situation de notre cas

Notre structure (bâtiment) présente des irrégularités importantes, pour être dans le sens de la sécurité (connaissance de la réponse de la structure la plus exacte possible) une étude dynamique exacte est nécessaire, or l'analyse dynamique exacte des systèmes à plusieurs degrés de liberté ne pourra être faite qu'au prix d'un travail laborieux si elle est menée à la main. C'est pour cela que cette étude sera faite par ordinateur au moyen du programme "ETABS".

Dans un souci purement pédagogique, nous ferons une étude dynamique manuelle, se limitant à un seul degré de liberté et au calcul de la période du mode fondamental ensuite les résultats seront comparés avec ceux obtenus à l'aide de l'ordinateur "ETABS".

Le ferrailage des portiques se fera à partir des résultats de l'ordinateur (programme "ETABS").



## METHODE DE CALCUL

l'étude dynamique ne pourra se faire sur la structure telle qu'elle se présente. Il nous faudra donc choisir un modèle de calcul dont les propriétés se rapprochent de la réalité (système réel).

Nous travaillerons en sous structures et suivant le critère de rigidité.

### calcul des déplacements

pour avoir les déplacements en chaque niveau pour chaque portique on procède comme suit :

on charge le portique par une charge triangulaire (ou uniforme) répartie sur la hauteur d'intensité  $1000^t$ . en chaque niveau (nœud) est appliquée donc une force latérale de  $1000^t$ , sous cette charge les nœuds du niveau considéré se déplacent.

Pour avoir les déplacements des nœuds on a utilisé l'ordinateur moyennant le programme "STRESS".

### calcul des rigidités

A chaque niveau, on calcule la rigidité de chaque portique et dans chaque sens (x et y).

formule utilisée :

$$R_{k,i}^x = \frac{T_k}{\delta_{k,i}^x} \quad \text{ou} \quad \delta_{k,i}^x = \text{déplacement au niveau (k) du portique (i) dans le sens x}$$

de même pour l'autre direction.

Ayant les rigidités en chaque niveau (k) de chaque portique (i) et dans chaque sens (x ou y) on peut calculer la rigidité du niveau (k) comme étant la somme des rigidités au niveau (k) dans chaque sens.

$$R_k^x = \sum_{i=1}^n R_{k,i}^x$$

$$R_k^y = \sum_{i=1}^n R_{k,i}^y$$



## déplacements de niveau

Ayant les rigidités de niveau, on calcule les déplacements de niveau à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{T_k'}{R_k} \quad \text{où : } T_k' : \text{tranchant réel du niveau (k)} \\ \text{dû à la masse de niveau.}$$

on calcule par la suite les déplacements absolus en chaque niveau par la formule :

$$\text{avec } \Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k \quad \text{où : } \Delta_k = \text{déplacement absolu} \\ \Delta_1 = \delta_1 \quad \text{du niveau (k).}$$

## calcul de la période

Ayant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques des éléments résistants, d'après le R.P.A (article 3.3.1.2.2), on calcule la période par la formule suivante.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i w_i \delta_i^2}{g \left( \sum_i f_i \delta_i \right)}}$$

Les résultats des calculs seront sous forme de tableaux.

$T$  : période en seconde

$w_i$  : masses sismiques

$\delta_i$  : déplacements absolus ( $\Delta_i$ ) ou flèche

$f_i$  : forces latérales appliquées supposées égales à ( $w_i$ ) dans notre cas.

charges sismiques

niveaux (k)	$W_i$ (en tonne)
8	$G + 0,2P = 161$
7	$G + 0,2P = 400$
6	$G + 0,2P = 499,5$
5	$G + 0,2P = 485$
4	$G + 0,2P = 533$
3	$G + 0,2P = 858$
2	$G + 0,5P = 908$
1	$G + 0,5P = 757,5$

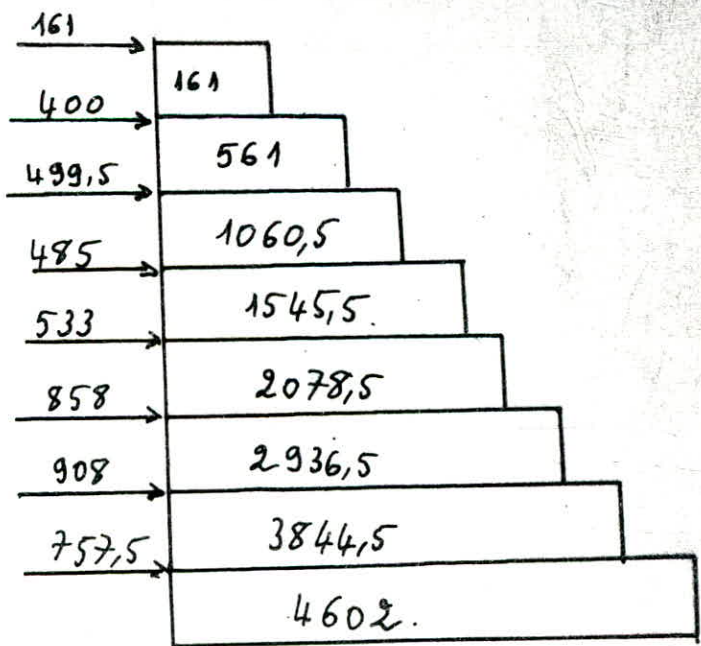
Efforts tranchants de niveaux  
dués aux charges sismiques.

$$T_k = \sum_{i=k}^{i=n} F_i$$

on appelle effort tranchant de niveau la somme des forces agissant au dessus du niveau considéré

l'effort tranchant à la base représente la somme de toutes les forces horizontales sur la structure.

$$T_{base} = T_1 = \sum_1^8 F_k$$





## Calcul des déplacements ( $\delta_i$ )

I. Distribution triangulaire sur la hauteur. "STRESS" nous donne  $\Delta_i$  pour chaque portique et à chaque niveau sous la charge ( $F_k$ ). résultats sous forme de tableaux.

Direction "Y"								
Déplacements absolus sous ( $F_k$ ) $\rightarrow$ ( $\Delta_{i,n}$ )					Déplacements relatifs = ( $\delta_{i,n}$ )			
Niv	PL14	PL15	PL16	PL17	PL14	PL15	PL16	PL17
1	0,21895	0,15005	0,47781	0,1997	0,21895	0,15005	0,17781	0,1997
2	0,15525	0,4007	0,40831	0,36796	0,2963	0,25065	0,2305	0,16886
3	0,9399	0,77633	0,72518	0,56382	0,42465	0,37563	0,31687	0,19586
4	1,2786	1,08466	0,95478		0,3387	0,3088	0,2296	
5	1,75136	1,44836	1,2722		0,47276	0,3577	0,31742	
6	2,13862	1,73484	1,46425		0,38726	0,29248	0,19205	
7	2,41962	1,9494			0,281	0,21456		
8	2,6598	2,1338			0,24012	0,1844		

Direction "X"												
Déplacements absolus sous ( $F_k$ ) $\rightarrow$ ( $\Delta_{i,n}$ )							Déplacements relatifs = ( $\delta_{i,n}$ )					
Niv	PTM	PTL	PTK	PTJ	PTI	PTH	PTM	PTL	PTK	PTJ	PTI	PTH
1	0,3632	0,2986	0,2986	0,2602	0,31635	0,3013	0,3632	0,2986	0,2986	0,2602	0,31635	0,3013
2	0,86417	0,76555	0,76555	0,66057	0,75635	0,5656	0,50097	0,46695	0,46695	0,40037	0,4400	0,6643
3	1,60715	1,43052	1,43052	1,2427	1,3849	0,9006	0,74298	0,66502	0,66502	0,58213	0,62855	0,336
4	2,2526	2,0111	2,0111	1,731	1,9158		0,64546	0,58058	0,58058	0,4885	0,5309	
5	3,1554	2,74956	2,74956	2,3142	2,76085		0,9028	0,73846	0,73846	0,5832	0,84505	
6	3,8601	3,33399	3,33399	2,7311	2,5288		0,7047	0,58443	0,58443	0,4169	0,76795	
7	4,59115	3,95025	3,95025	3,0568	4,0171		0,73105	0,61626	0,61626	0,3257	0,4883	
8	5,10265	4,41075	4,41075				0,5115	0,4605	0,4605			



Calcul des rigidités.

II. Rigidité de chaque portique (i) en chaque niveau (h)

$$\text{Direction (X)} \quad R_i = \frac{I_i}{\delta_i}$$

Niveau	PT M			PT L			PT K			PT J			PT I			PT H			Rigi rela de Niv dans la dire "Y" $R_x = \sum R_{ix}$ $i = M, L, K, J, I, H ; n = 1, \dots, 8$
	déplace	franch	rigidité	déplacement	franch	rigidité	déplacement	franch	rigidité	déplacement	franch	rigidité	déplacement	franch	rigidité	déplacement	franch	rigidité	
1	0,3532	4560,67	12556,977	0,2986	4560,67	15273,57	0,2206	4560,67	15273,57	0,2202	4052,67	15574,90	0,21635	4052,67	22870,57	9,3073	1970,58	6540,26	$R_1 = 78029,741$
2	950097	4427,73	8138,314	946695	4427,73	9422,23	946695	4427,73	9422,23	940037	3901,3	9744,23	0,4400	3901,37	8866,67	0,8643	1632,35	6176,72	$R_2 = 52589,73$
3	0,74298	4179,78	5624,889	966502	4179,78	6284,29	966502	4179,78	6284,29	958213	3678,47	6215,87	962855	3678,46	5756,77	0,335	100,00	2985,07	$R_3 = 33151,119$
4	0,64545	3786,72	5865,827	958068	3786,72	6521,27	958068	3786,72	6521,27	94883	3771,04	6494,04	95309	3771,05	5972,97				$R_4 = 31375,411$
5	0,9028	3271,67	3623,91	973846	3271,67	4430,39	973846	3271,67	4430,39	95832	2585,52	4433,33	924505	2585,52	3059,67				$R_5 = 19977,63$
6	0,7047	2635,83	3740,36	958443	2635,83	4570,08	958443	2635,83	4570,08	94169	1861,84	4465,91	976795	1861,84	2424,43				$R_6 = 19650,86$
7	0,73705	1878,67	2569,74	961626	1878,67	3048,4	961626	1878,67	3048,4	92267	1000	3070,21	94883	1000,00	2047,92				$R_7 = 13784,77$
8	0,5115	1000	1955,034	94605	1000	2171,55	94605	1000	2171,55										$R_8 = 6298,13$



### III Rigidité de chaque portique (i) en chaque niveau (k)

Direction "y"

Niveau	PL 14			PL 15			PL 16			PL 17			Rigidité relative du niveau (k) dans la direction (y) $R_k = \sum R_{i,k}$ $i = 14, 15, 16, 17 ; k = 1, \dots, 8$
	déplacement	tranchant	rigidité	déplacement	tranchant	rigidité	déplacement	tranchant	rigidité	déplacement	tranchant	rigidité	
1	9,2895	4560,67	20829,733	0,15005	4560,67	30394,33	0,17781	3542,97	19919,97	0,1997	1970,588	2867,74	$R_1 = 81011,773$
2	0,2963	4427,73	14943,40	0,25065	4427,73	17664,991	0,2305	3366,4	14604,77	0,16826	1632,353	9701,37	$R_2 = 56914,531$
3	0,42465	4179,78	9841,469	0,37563	4179,78	11125,789	0,31687	3038,16	9588,03	0,19586	1000	5705,60	$R_3 = 35660,97$
4	0,3387	3786,12	11178,388	0,3083	3786,12	12280,636	0,2226	2519,08	10971,60				$R_4 = 34430,624$
5	0,41276	3271,67	6920,36	0,3577	3271,67	9146,407	0,51742	1839,69	5795,76				$R_5 = 21862,527$
6	0,38726	2635,83	6806,36	0,29248	2635,83	9018,00	0,19205	1000	5206,97				$R_6 = 21025,33$
7	0,2810	1878,61	6685,44	0,21456	1878,61	8755,64							$R_7 = 15441,08$
8	0,24418	1000	4163,54	0,1844	1000	5422,99							$R_8 = 9586,53$

IV Tableau donnant les déplacements relatifs sous l'application des charges sismiques à chaque niveau de la structure. ( $w_k$ )

Niveau	Rigidité de Niv $R_k$ ( $k=1, \dots, 8$ )	Effort franchant de niveau ( $T_k$ )	Déplacements relatifs $\delta_k = \frac{T_k}{R_k}$	Déplacements absolus $\Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k$
Direction "X" "transversale"				
1	78029,741	4602	0,0589	0,0589
2	52589,73	3844,5	0,0731	0,132
3	33451,419	2936,5	0,0885	0,2205
4	31375,411	2078,5	0,0662	0,2867
5	19977,63	1545,5	0,0773	0,3640
6	19650,86	1060,5	0,0539	0,4179
7	13784,77	561	0,0406	0,4585
8	6298,13	161	0,0255	0,484
Direction "Y" LONGITUDINALE				
1	81011,773	4602	0,0568	0,0568
2	56914,531	3844,5	0,0675	0,1243
3	35660,97	2936,5	0,082	0,2063
4	34430,624	2078,5	0,0603	0,2666
5	21862,537	1545,5	0,0706	0,3372
6	21025,33	1060,5	0,0504	0,3876
7	15441,08	561	0,0363	0,4239
8	9586,53	161	0,0168	0,4407



## Calcul des déplacements ( $\delta_i$ )

I Distribution d'une charge uniformément répartie sur la hauteur ( $F_k = 100 \text{ ok}$ )

"STRESS" donne  $\Delta_i$  pour chaque portique et à chaque niveau.

Direction "y"								
Déplacements absolus Sous ( $F_k$ ) ( $\Delta_{i,k}$ )					Déplacements relatifs ( $\delta_{i,k}$ )			
Niv	PL14	PL15	PL16	PL17	PL 14	PL 15	PL 16	PL17
1	0,36825	0,2488	0,28685	0,29575	0,36825	0,2488	0,28685	0,29575
2	0,83268	0,6387	0,62755	0,507	0,46443	0,3899	0,3407	0,31185
3	1,4462	1,18028	1,05095	0,71108	0,61352	0,5416	0,4234	0,20408
4	1,900	1,59494	1,3316		0,4538	0,41466	0,28065	
5	2,4848	2,04042	1,6834		0,5848	0,44548	0,3518	
6	2,9301	2,37878	1,88157		0,4453	0,33836	0,19817	
7	3,23418	2,6126			0,30408	0,23582		
8	3,48006	2,80256			0,24588	0,18996		

Direction "X"												
Déplacements absolus Sous ( $F_k$ ) ( $\Delta_{i,k}$ )							Déplacements relatifs ( $\delta_{i,k}$ )					
	PTM	PTL	PTK	PTJ	PTI	PTH	PTM	PTL	PTK	PTJ	PTI	PTH
1	0,60975	0,495825	0,495825	0,42517	0,519175	0,44457	0,609	0,495825	0,495825	0,42517	0,519175	0,44457
2	1,39275	1,22035	1,22035	1,0327	1,187725	0,77695	0,783	0,784685	0,724525	0,60753	0,66855	0,52288
3	2,46237	2,18155	2,18155	1,8431	2,0626	1,12613	1,06962	0,96120	0,96120	0,8104	0,874875	0,84918
4	3,3235	2,95913	2,95913	2,4703	2,741925		0,86113	0,77758	0,77758	0,6272	0,679385	
5	4,44356	3,87683	3,87683	3,1621	3,7317		1,2006	0,9177	0,9177	0,6918	0,809767	
6	5,2566	4,5605	4,5605	3,6216	4,577		0,81304	0,68367	0,68367	0,4594	0,8453	
7	6,0456	5,22035	5,22035	3,9593	5,0916		0,789	0,65985	0,65985	0,3378	0,5146	
8	6,5779	5,7019	5,7019				0,5323	0,48155	0,48155			







### III. Rigidité de chaque poutre (i) en chaque niveau (k)

Direction "y"

Niveau	PL14			PL15			PL16			PL17			Rigidité relative du niveau (k) dans la dire (y) $R_k = \sum R_{i,k}$ $i=14, \dots, 16; k=1, \dots, 8$
	dépla	franch	rigidité	dépla	franch	rigidité	dépla	franch	rigidi	dépla	franch	rigidité	
1	0,36825	8000	27720,37	0,2488	8000	32154,74	0,28685	6000	20916,85	0,29575	3000	10143,70	$R_1 = 84939,26$
2	0,46443	7000	15016,84	0,3899	7000	17953,34	0,3407	5000	14675,66	0,21165	2000	9467,45	$R_2 = 57168,67$
3	0,61352	6000	9779,63	0,5476	6000	11078,29	0,4234	4000	9447,33	0,20408	1000	4900,04	$R_3 = 35205,29$
4	0,4538	5000	71018,07	0,41466	5000	12058,07	0,28065	3000	10689,47				$R_4 = 33765,61$
5	0,5818	4000	6839,94	0,44548	4000	8979,08	0,3518	2000	5685,05				$R_5 = 21504,07$
6	0,4453	3000	6737,03	0,33836	3000	8886,29	0,19817	1000	5044,77				$R_6 = 20649,49$
7	0,30408	2000	6572,27	0,23388	2000	6553,6							$R_7 = 15130,81$
8	0,24588	1000	4067,04	0,18996	1000	5264,26							$R_8 = 9331,284$



IV. Tableau donnant les déplacements relatifs sous l'application des charges sismiques à chaque niveau de la structure.

Niveau	Rigidité de Niv $R_k$ ( $k=1, \dots, 8$ )	Effort tranchant de niveau ( $T_k$ )	Déplacements relatifs $\delta_k = \frac{T_k}{R_k}$	Déplacements absolus $\Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k$
Direction "X" "Transversale"				
1	82100,75	4602	0,056053	0,056053
2	53180,87	3844,5	0,072359	0,128412
3	32842,58	2936,5	0,0894113	0,2178234
4	30932,4	2078,5	0,0671949	0,2850183
5	19656,2	1546,5	0,0786265	0,3636449
6	19185,53	1060,5	0,055276	0,4189209
7	13500,41	561	0,0415542	0,4604752
8	6227,88	161	0,0258514	0,4863267
Direction "Y" Longitudinale				
1	84939,26	4602	0,0541798	0,0541798
2	57168,67	3844,5	0,0672483	0,1214282
3	35205,21	2936,5	0,0834109	0,2048392
4	33765,61	2078,5	0,0615567	0,2663959
5	21504,07	1545,5	0,0718701	0,338266
6	20649,49	1060,5	0,0513572	0,3896232
7	15130,81	561	0,0370766	0,4266999
8	9331,284	161	0,0172537	0,4439537



périodes

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{avec:} \quad \omega = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n W_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \Delta_i^2}} ; g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

I. charge de 1000t appliquée au niveau(s) et décroîtse forme triangulaire.

$$\omega^2(x) = \left[ \frac{757,5(0,0589) + 908(0,132) + 858(0,2205)}{757,5(0,0589)^2 + 908(0,132)^2 + 858(0,2205)^2} + \frac{533(0,2867) + 485(0,365) + 499,5(0,479) + 400(0,4585) + 161(0,484)}{533(0,2867)^2 + 485(0,365)^2 + 499,5(0,479)^2 + 400(0,4585)^2 + 161(0,484)^2} \right] \cdot 9,81$$

$$\omega^2(x) = 29,95 (zd)^2 \Rightarrow \omega(x) = 5,47 (zd) \Rightarrow T(x) = \frac{2\pi}{\omega(x)} = 1,148 \text{ s}$$

$$\text{de même: } \omega_y = 5,694 (zd) \Rightarrow T(y) = \frac{2\pi}{\omega(y)} = 1,103 \text{ s}$$

II. charge de 1000t appliquées a chaque niveau.

$$\omega^2(x) = \left[ \frac{161(0,486) + 561(0,460) + 1060,5(0,418) + 1545,5(0,363) + 2078,5(0,285)}{161(0,486)^2 + 561(0,46)^2 + 1060,5(0,418)^2 + 1545,5(0,363)^2 + 2078,5(0,285)^2} + \frac{2936,5(0,2178) + 3844,5(0,128) + 4602(0,056)}{2936,5(0,2178)^2 + 3844,5(0,128)^2 + 4602(0,056)^2} \right] \cdot 9,81$$

$$\omega^2(x) = 34,95 (zd)^2 \Rightarrow T(x) = \frac{2\pi}{\omega(x)} = \frac{2\pi}{5,91} = 1,063 \text{ s}$$

$$\text{de même: } \omega_y = 6,22 (zd)^2$$

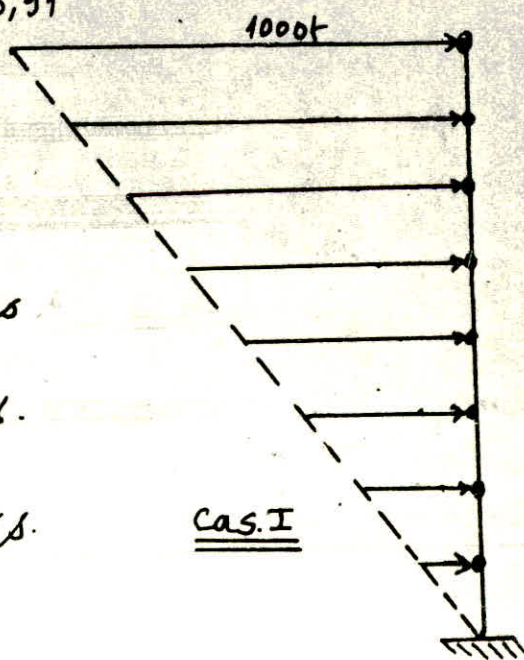
$$T(y) = \frac{2\pi}{6,22} = 1,0096$$

Méthode forfaitaire:

$$T(y) = \frac{0,09H}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \cdot 34,6}{\sqrt{33}} = 0,54 \text{ s}$$

$$T(x) = \frac{0,09H}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \cdot 34,6}{\sqrt{19,8}} = 0,699 \text{ s}$$

$$T(x) = T(y) = 0,1N = 0,1 \times 8 = 0,8 \text{ s}$$





ETUDE

AU S'EISME



REGLEMENT UTILISE

## Règles Parasismiques Algeriennes (R-P-A)

I/INTRODUCTION

Le but du R-P-A est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

- Suit le R-P-A, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

- Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur, dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême, car on tient compte de certains phénomènes, telle que la possibilité d'adaptation plastique, cette prise en compte est le plus souvent justifiée puisque les structures généralement hyperstatiques sortent du domaine élastique pour passer dans le domaine plastique lorsqu'elles sont sujettes à un tremblement de terre.

ACTION SISMIQUEForce sismique minimum



tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

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

V : force latérale totale (ou effort tranchant à la base)

A : coefficient d'accélération de la zone considérée :

groupe d'usage 2. zone sismique II (Alger)  $\rightarrow A = 0,15$

B : facteur du comportement de la structure considérée :

portique autostable ; zone II  $\rightarrow B = \frac{1}{4}$

Q : facteur de qualité qui peut être déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

$$Q = 1,3$$

$P_i$  : pénalité qui dépend de l'observation ou du critère de qualité  $q$ .

D = facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction du type du sol et de la période T du bâtiment

le facteur D sera donné par la formule :  $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$

Dans le sens longitudinal (sens y) on a :

$$D_y = 2\sqrt{\frac{0,5}{1,403}} = 1,3465$$

Dans le sens transversal (sens x) on a :

$$D_{ox} = 2\sqrt{\frac{0,5}{1,448}} = 1,3199$$

W : poids total de la structure,

dans notre cas on prendra en considération  $\frac{1}{2}$  des surcharges d'exploitation

pour les niveaux : 109,00 ; 113,20 ; 117,40 ; 121,60 ; 125,80 ; 130,00

et  $\frac{1}{2}$  des surcharges d'exploitation pour les niveaux : 100,00 ; 104,00.



## distribution des forces latérales

la force latérale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure

suivant les formules suivantes :  $V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$

la force  $F_t$  concentrée au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où  $T$  est en secondes :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{avec } F_t \leq 0,25 \cdot V$$

$F_t$  peut être prise égale à zéro si  $T \leq 0,7$  s. la partie restante de l'effort horizontal total  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

la formule : 
$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

$h_k$  : hauteur du niveau  $k$   
 $h_i$  : " d'étage.

## effet de la translation

L'effet de translation suppose que les forces horizontales sismiques agissent à chaque niveau dans le centre de torsion de niveau, aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal (la force sismique de niveau est réduite dans le centre de torsion respectif).

## distribution des forces latérales

Mode dans lequel sont déterminées les forces latérales horizontales d'origine sismique (considérées comme forces statiques équivalentes).

D'après l'étude des systèmes à plusieurs degrés de liberté. La détermination des valeurs propres (Périodes) et des vecteurs propres (forme de vibration, donc déplacements) se base sur la matrice de rigidité de la structure d'une part et de la distribution des forces sismiques de niveau aux éléments résistants de la structure d'autre part, afin de trouver les efforts et les déplacements, cette distribution est faite proportionnellement aux rigidités de ces éléments.



Valeur de la force sismique minimum

on a déjà trouvé :

sens longitudinal :  $D_y = 1,3465$

sens transversal :  $D_x = 1,3199$

on aura alors :  $V_y = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 1,3465 \cdot 1,3 \cdot 4602 = 300,62 \text{ t}$

et  $F_{E_y}^y = 0,07 \cdot 1,103 \cdot 300,62 = 23,21 \text{ (t)}$

$V_x = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 1,3199 \cdot 1,3 \cdot 4602 = 296,1 \text{ t}$

et  $F_{E_x}^x = 0,07 \cdot 1,148 \cdot 296,1 = 23,79 \text{ (t)}$

donc :  $V_y = 300,62 \text{ t}$  et  $F_{E_y}^y = 23,21 \text{ t}$

$V_x = 296,1 \text{ t}$  et  $F_{E_x}^x = 23,79 \text{ t}$ .

distribution de ces forces pour chaque niveau. résultat sous forme de tableaux suivants.

Sens "X"					
Niv	$h_k$ (m)	$W_k$ (t)	$h_k W_k$ (t.m)	$V-F_E$	$F_k$ (t)
1	4,60	757,5	3484,5	272,34	12,85
2	8,6	908	7808,8	"	28,76
3	13,6	858	11668,8	"	42,98
4	17,8	533	9487,4	"	34,94
5	22	485	10670	"	39,3
6	26,2	499,5	13086,9	"	48,2
7	30,4	400	12160	"	44,79
8	34,6	161	5570,6	"	20,52
$\sum_{k=1}^8 W_k h_k = 73937$					

Sens "y"				
$h_k$ (m)	$W_k$ (t)	$h_k W_k$ (t.m)	$V-F_E$	$F_k$ (t)
4,60	757,5	3484,5	277,47	12,87
8,6	908	7808,8	"	29,5
13,6	858	11668,8	"	42,78
17,8	533	9487,4	"	35,69
22	485	10670	"	40,05
26,2	499,5	13086,9	"	49,2
30,4	400	12160	"	45,68
34,6	161	5570,6	"	20,9
$\sum_{k=1}^8 W_k h_k = 73937$				



Distribution des forces latérales (effet de translation)

la distribution des forces latérales dues au séisme.

(effet de translation) aux portiques de chaque niveau se fera suivant la relation suivante :

$$F_k^i = F_k \frac{R_k^i}{\sum R_k^i} \quad \text{ou}$$

$F_k$  : force latérale au niveau  $k$

$R_k^i$  = rigidité du portique ( $i$ )  
au niveau  $k$ .

resultat sous forme de tableaux.

Direction "y"					
Niv	$F_k$ (t)	PL14	PL15	PL16	PL17
1	13,07	3,36	4,903	3,214	1,592
2	29,3	7,693	9,094	7,518	4,994
3	43,78	12,082	13,659	11,771	6,268
4	35,597	11,557	12,696	11,343	
5	40,03	12,671	16,747	10,612	
6	49,1	15,894	21,045	12,16	
7	45,62	19,752	25,868		
8	20,9	9,077	11,823		

Direction "X"							
Niv	PTM	PT L	PTK	PTJ	PTI	PTH	$F_k$ (t)
1	2,064	2,511	2,511	2,561	2,106	1,075	12,83
2	4,833	5,185	5,185	5,329	4,849	3,377	28,76
3	7,292	8,147	8,147	8,058	7,463	3,87	42,98
4	6,532	7,262	7,262	7,231	6,651		34,94
5	7,129	8,715	8,715	8,721	6,019		39,3
6	9,174	11,062	11,062	10,954	5,946		48,2
7	8,35	9,905	9,905	9,976	6,654		44,79
8	6,37	7,075	7,075				20,52



## effet de la torsion

les forces horizontales d'origine sismique sont des forces d'inertie. A chaque niveau agit une force sismique de niveau au centre de gravité (cdg) des masses du niveau respectif (C.M.niveau)

En considérant l'effet de la translation seulement, cela suppose que la force sismique de niveau agit dans le centre de torsion des rigidités de niveau (C.T niv) ceci n'est valable que dans le cas des structures symétriques où le centre de masse de niveau (C.M) coïncide avec le centre de torsion de niveau (C.T)

Dans le cas des structures asymétriques et en plus avec une distribution quelconque des rigidités relatives de niveau et des masses de niveau, le C.M niveau et le (C.T niveau) ne coïncide pas forcément, dans ce cas là, la force sismique de niveau agissant dans le C.M de niveau, ce qui donne donc, outre la considération de la force sismique de niveau agissant dans le (C.T de niveau) la considération d'un moment de torsion général du plancher considéré.

Ce moment de torsion général se répartit au niveau considéré sur tous les portiques, créant ainsi des efforts supplémentaires dont il faudrait tenir compte. Dans cette analyse on admet les hypothèses suivantes :

a/ Les planchers sont considérés parfaitement rigides dans le plan horizontal. Cette hypothèse est très proche de la réalité, du fait que la rigidité du plancher dans le plan horizontal est beaucoup plus élevée que celle des éléments verticaux de résistance.

b/ La grandeur de la force sismique de niveau, de l'ensemble est considérée à priori déterminée.



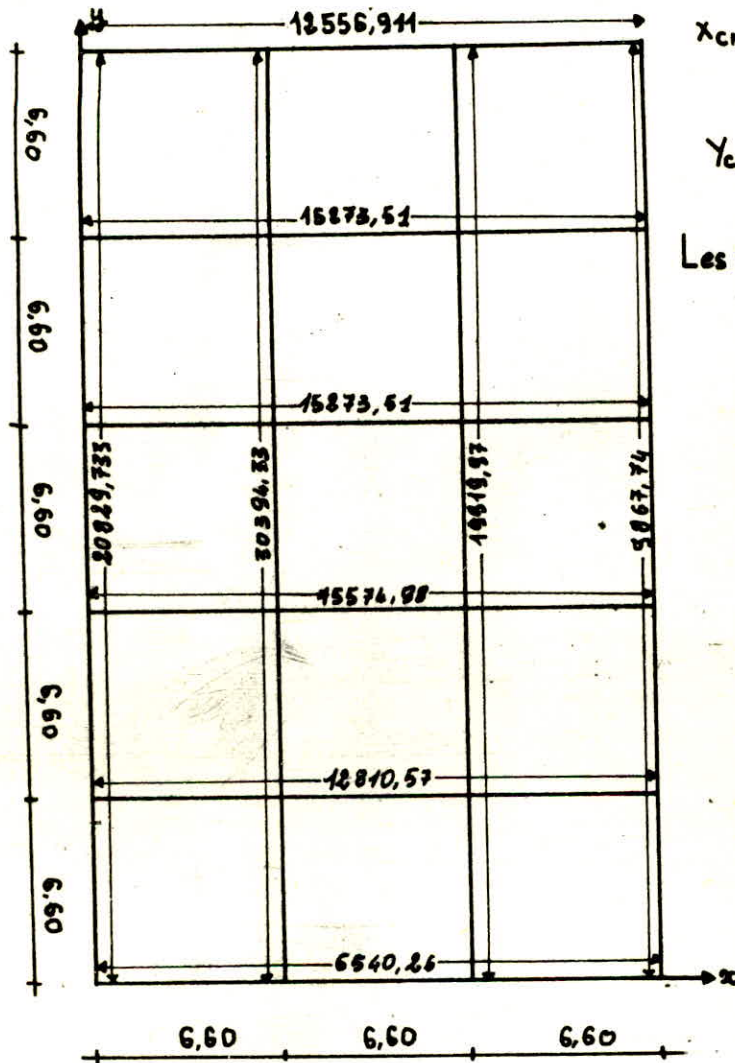
Détermination du centre de masse

les coordonnées du centre de masse seront données par les formules suivantes:

$$x_{c.m} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i}$$

$$y_{c.m} = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i}$$

on prendra comme exemple le niveau 100,00



$$x_{c.m} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = \frac{653,4 \times 9,9}{653,4} = 9,9$$

$$y_{c.m} = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = \frac{653,4 \times 16,5}{653,4} = 16,5 \text{ m}$$

Les résultats seront sous forme de Tableau.

$x_{c.m}$ (m)	$y_{c.m}$ (m)	N°
9,9	16,5	1
9,9	16,6	2
9,45	17,44	3
7,5	18,48	4
6,2	20,88	5
6,2	20,88	6
4,8	20,5	7
3,12	25,48	8

Détermination du centre de Torsion

Les coordonnées du centre de Torsion seront données par les formules :

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{k,i}^{x(t)} \cdot x_i}{R_k^{trans}}$$

$$y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{k,i}^{y(t)} \cdot y_i}{R_k^{Long}}$$



on prendra comme exemple le niveau 100,00

$$X_{CT} = \frac{20829,733(0) + 30394,33(6,6) + 19919,97(13,2) + 9867,74(19,8)}{20829,733 + 30394,33 + 19919,97 + 9867,74}$$

$$X_{CT} = 8,13 \text{ m}$$

$$Y_{CT} = \frac{6540,26(0) + 12810,57(6,6) + 15574,98(13,2) + 15273,51(19,8) +$$

$$+ \frac{15273,51(26,4) + 12556,911(33)}{78029,741} = 18,07 \text{ m}$$

Tableau des résultats

N° Coord	1	2	3	4	5	6	7	8
$X_{CT}$ (m)	8,13	8,81	10,48	6,56	6,26	6,1	3,74	8,73
$Y_{CT}$ (m)	18,07	17,43	17,98	19,76	20,17	20,67	20,23	26,17

Calcul des excentricités entre le (c.m) et le (c.T)

D'après le RPA, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales ait une excentricité par rapport au (c.T)

égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- excentricité théorique.

$$\Delta(x) = |x_{cm} - x_{ct}| \quad ; \quad \Delta(y) = |y_{ct} - y_{cm}|$$

$e(x) = \max(5\%L; \Delta(x))$  : excentricité dans la direction transversales

$e(y)$  : idem.

les résultats seront sous forme de Tableau.



Niv	X <sub>cm</sub>	X <sub>ct</sub>	Δ(x)	5% L	e(x)	Y <sub>cm</sub>	Y <sub>ct</sub>	Δ(y)	5% L	e(y)
1	9,90	8,13	1,77	1,65	1,77	16,50	18,07	1,57	1,65	1,65
2	9,90	8,81	1,09	1,65	1,65	16,50	17,43	0,93	1,65	1,65
3	9,43	10,48	-1,05	1,65	1,65	17,44	17,98	0,54	1,65	1,65
4	7,50	6,56	0,94	1,485	1,485	18,48	19,76	1,28	1,485	1,485
5	6,20	6,26	0,06	1,32	1,32	20,88	20,17	0,71	1,32	1,32
6	6,20	6,10	0,1	1,32	1,32	20,88	20,67	0,21	1,32	1,32
7	4,80	3,74	1,06	1,32	1,32	20,30	20,23	0,07	1,32	1,32
8	3,12	3,73	0,61	0,825	0,825	25,48	26,17	0,69	0,825	0,825

### Calcul des moments de Torsion

le moment de Torsion sera calculé pour chaque niveau à l'aide de la formule :

$$M_k^t = F_k \cdot e_k$$

$$k = 1, \dots, 8$$

$e_k$  = excentricité de niveau ;

$F_k$  = force sismique de niveau

Niv	Direction (X)			Direction (y)		
	F <sub>k</sub> (t)	e <sub>k</sub> (m)	M <sub>k</sub> <sup>t</sup> (t·m)	F <sub>k</sub> (t)	e <sub>k</sub> (m)	M <sub>k</sub> <sup>t</sup> (t·m)
1	18,83	1,77	22,709	13,07	1,65	21,565
2	28,76	1,65	47,45	29,3	1,65	48,345
3	42,98	1,65	70,917	48,78	1,65	72,237
4	34,94	1,485	51,886	35,597	1,485	52,861
5	39,3	1,32	51,876	40,03	1,32	52,839
6	48,2	1,32	63,624	49,1	1,32	64,812
7	44,79	1,32	59,123	45,62	1,32	60,218
8	20,52	0,825	16,929	20,9	0,825	17,242



Détermination du moment d'inertie polaire

on utilise la formule suivante :

$$J_k = \sum [R_{k,j}^y d_{k,j}^{y^2} + R_{k,i}^x d_{k,i}^{x^2}]$$

$J_k$  = moment d'inertie polaire au niveau k

$R_{k,i}^x$  = rigidité du portique (i) au niveau k dans le sens x.

$R_{k,j}^y$  = rigidité " " (j) " " " " " y.

$d_{k,j}^y$  = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (j) dans le sens (y) au niveau k.

$d_{k,i}^x$  = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (i) dans le sens (x) au niveau k

calcul des distances  $d_{k,i}^x$  et  $d_{k,j}^y$

Niv	Direction "X"						Direction "y"			
	PTM	PTL	PTK	PTJ	PTI	PTH	PL14	PL15	PL16	PL17
1	14,93	8,33	1,73	-4,87	-11,47	-18,07	-8,13	-1,53	5,07	11,67
2	15,57	8,97	2,37	-4,23	-10,83	-17,43	-9,81	-2,21	4,39	10,99
3	15,02	8,42	1,82	-4,78	-11,38	-17,98	-10,48	-3,88	2,72	9,32
4	13,24	6,64	0,04	-6,56	-13,16		-6,56	0,04	6,64	
5	12,83	6,23	-0,37	-6,97	-13,57		-6,26	0,34	6,94	
6	12,33	5,73	-0,87	-7,47	-14,07		-6,1	0,5	7,1	
7	12,77	6,17	-0,43	-7,03	-13,63		-3,74	2,86		
8	6,83	0,23	-6,57				-3,75	2,87		



calcul du moment d'inertie polaire total  
de chaque niveau

Niv	Direction "X"						Direction "y"				$\sum R_d^2$
	PTM $R_d^2$	PTL $R_d^2$	PTK $R_d^2$	PTJ $R_d^2$	PTI $R_d^2$	PTH $R_d^2$	PL14 $R_d^2$	PL15 $R_d^2$	PL16 $R_d^2$	PL17 $R_d^2$	
1	2798997	1059812,1	45712,000	369390,24	1685370,1	2155557,7	1376780,8	71150,087	512040,84	1343876,7	11398688
2	2142627,4	762948,76	53260,738	174352,53	1039954,9	1876335,5	1159848,4	86277,583	281464,59	1171732,4	8748802,8
3	1268977,2	445533,54	20816,082	142021,31	745527,04	965014,62	1080892,5	167432,08	70936,081	443491,62	5350702,1
4	1028271,4	287520,19	10,434	279461,92	1034432,4		481046,28	19,649	483733,46		3594495,7
5	596527,84	171956,28	606,52	215375,16	563411,58		271192,3	1057,32	279144,67		2099271,7
6	568642,88	148079,01	3413,679	249201,8	479952,04		253264,66	2253	262483,36		1967290,4
7	419054,95	116049,23	563,649	151737,48	380456,25		93513,261	71617,633			1232992,4
8	91200,186	114,875	88114,767				57926,916	44668,626			282025,37



## distribution du moment de torsion aux portiques

Les moments de torsion (dûs à l'excentricité) sera distribué au portiques de chaque niveau et dans chaque sens suivant les formules :

$$F_{k,i}^{\text{Torsion},x} = \frac{R_{k,i}^x \cdot d_{x,i} \cdot M_{k,x}^t}{J_k}$$

$$F_{k,j}^{\text{Torsion},y} = \frac{R_{k,j}^y \cdot d_{y,j} \cdot M_{k,y}^t}{J_k}$$

où  $R_{k,i}^x$  : rigidité du portique (i) au niveau (k) dans le sens x

$R_{k,j}^y$  : " " (j) " " " " " " y

$M_{k,x}^t$  : moment de torsion au niveau (k) dans le sens x (resp. y)

$d_{x,i}$  = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (i) dans le sens x au niveau (k)  
(respectivement, portique (j) sens y)

$F_{k,i}^{\text{Torsion},x}$  = force due à la torsion revenant à chaque portique en chaque niveau et dans chaque sens (en tonnes)



résultats sous forme de tableaux  
sens(x)

	Niv 1				Niv 2			
	PL14	PL15	PL16	PL17	PL14	PL15	PL16	PL17
R	20829,75	30394,33	19919,97	9867,74	14934,4	17664,99	14604,77	9701,37
d	-8,13	-1,53	5,07	11,67	-8,81	-2,21	4,39	10,99
M <sup>t</sup>	21,565				48,345			
J	11398688				8748802,8			
F <sub>(t)</sub>	-0,320	-0,088	0,191	0,218	-0,727	-0,215	0,354	0,589

	Niv 3				Niv 4			
	PL14	PL15	PL16	PL17	PL14	PL15	PL16	PL17
R	9841,469	11125,789	9588,03	5105,68	11178,388	12280,636	10971,60	
d	-10,48	-388	2,72	9,32	-6,56	0,04	6,64	
M <sup>t</sup>	72,237				52,861			
J	5350702,1				3594495,7			
F <sub>(t)</sub>	-1,392	-0,583	0,352	0,642	-1,078	0,0072	1,071	

	Niv 5				Niv 6			
	PL14	PL15	PL16	PL17	PL14	PL15	PL16	PL17
R	6920,36	9146,407	5795,76		6806,36	9012	5206,97	
d	-6,26	0,34	6,94		-6,1	0,5	7,1	
M	52,839				64,812			
J	2099271,7				1967290,4			
F <sub>(t)</sub>	-1,090	0,078	1,012		-1,368	0,148	1,218	

	Niv 7				Niv 8			
	PL14	PL15	PL16	PL17	PL14	PL15	PL16	PL17
R	6685,44	8755,64			4163,54	5422,99		
d	-3,74	2,86			-3,73	2,87		
M <sup>t</sup>	60,218				17,242			
J	1232992,4				282025,37			
F <sub>(t)</sub>	-1,221	1,223			-0,949	0,905		



seris(y)

	Niv 1						Niv 2					
	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H
R	42556,911	45273,57	45273,51	45574,98	42810,57	6540,36	6836,314	9488,88	9482,85	5744,22	2266,57	6176,42
d	14,93	8,33	1,73	-4,87	-11,47	-18,07	15,57	8,97	2,37	-4,23	-10,25	-12,48
M <sup>t</sup>	22,709						47,45					
J	11398688						8748802,8					
F <sub>w</sub>	0,378	0,253	0,052	-0,151	-0,292	-0,236	0,746	0,461	0,122	-0,223	-0,52	-0,404

	Niv 3						Niv 4					
	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H
R	5624,889	6284,29	6284,29	6215,81	5756,77	2985,07	5865,841	6521,27	6521,27	6494,04	5972,97	
d	15,02	8,42	1,82	-4,78	-11,38	-17,98	13,24	6,64	0,04	-6,56	-13,16	
M <sup>t</sup>	70,917						51,886					
J	5350702,1						3594495,7					
F <sub>w</sub>	1,12	0,701	0,152	-0,394	-0,868	-0,711	1,121	0,625	0,004	-0,615	-1,134	

	Niv 5						Niv 6					
	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H
R	3623,91	4430,39	4430,39	4435,33	3059,61		3740,36	4510,08	4510,08	4465,91	2424,45	
d	12,84	6,23	-0,37	-6,97	-13,57		12,33	5,73	-0,87	-7,47	-14,07	
M <sup>t</sup>	51,876						63,624					
J	2099271,7						1967290,4					
F <sub>w</sub>	1,15	0,682	-0,040	-0,763	-1,026		1,491	0,836	-0,127	-1,079	-1,109	

	Niv 7						Niv 8					
	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H	PT M	PT L	PT K	PT J	PT I	PT H
R	2569,74	3048,4	3048,4	3070,31	2047,92		1955,834	2171,55	2171,55			
d	12,77	6,17	-0,43	-7,03	-13,63		6,83	0,23	-6,37			
M <sup>t</sup>	59,123						16,929					
J	1232992,4						282025,37					
F <sub>w</sub>	1,573	0,902	-0,063	-1,035	-1,338		0,801	0,030	-0,93			



effet de la translation

+

effet de la torsion

l'effort  $F_{k,i}$  d'un portique ( $i$ ) au niveau  $k$  dans le sens  $x$  (respectivement  $y$ ) est égal à la somme des efforts dus à la translation (forces latérales) et à la torsion (dus à l'excentricité).

D'après le R-P-A l'article 3-3-5 : les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés. on ne tient pas compte donc, des effets négatifs dus à la torsion.

$$F_{k,i}^x = F_{k,i}^{\text{transl},x} + F_{k,i}^{\text{torsion},x}$$







Déformations horizontales  
déplacements relatifs

de l'article 3.5.7.1 du RPA on doit avoir :

Pour obtenir le déplacement relatif, on doit multiplier le déplacement calculé à partir des forces latérales par  $\frac{1}{2,8}$ , sans que ces déplacements relatifs dépassent 0,0075 fois la hauteur de l'étage.

$$\mu = \frac{1}{2,8} = \frac{1}{2,0,25} = 2 \quad ; \quad \delta_{ad} = 0,0075 h$$

Direction Transversale (x)								
Niv	F <sub>k</sub>	T <sub>k</sub>	R <sub>k</sub>	δ <sub>k</sub> relatif	δ <sub>rel</sub> = μ δ <sub>rel</sub>	h <sub>ét</sub>	δ <sub>ad</sub> = 0,0075 h	δ <sub>rel</sub> / δ <sub>ad</sub>
1	12,83	298,84	78089,74	0,0037	0,0074	4,6	0,0345	<
2	28,76	280,01	52589,73	0,0053	0,0106	4	0,03	"
3	42,98	251,25	33151,11	0,0076	0,0152	5	0,0375	"
4	34,94	208,27	31375,41	0,0066	0,0132	4,2	0,0315	"
5	39,30	173,33	19977,63	0,0086	0,0172	4,2	0,0315	"
6	48,2	134,03	19650,86	0,0068	0,0136	4,2	0,0315	"
7	44,79	65,31	13784,77	0,0047	0,0094	4,2	0,0315	"
8	20,52	20,52	6298,13	0,0038	0,0064	4,2	0,0315	"

Direction Longitudinale								
Niv	F <sub>k</sub>	T <sub>k</sub>	R <sub>k</sub>	δ <sub>k</sub> relatif	δ <sub>rel</sub> = μ δ <sub>rel</sub>	h <sub>ét</sub>	δ <sub>ad</sub> = 0,0075 h	δ <sub>rel</sub> / δ <sub>ad</sub>
1	13,07	277,397	81011,773	0,0034	0,0068	4,6	0,0345	<
2	29,30	264,327	56914,531	0,00464	0,00928	4	0,03	"
3	43,78	235,027	35660,97	0,0066	0,0132	5	0,0375	"
4	35,597	191,247	34430,624	0,0055	0,011	4,2	0,0315	"
5	40,03	156,65	21862,527	0,00712	0,0142	"	0,0315	"
6	49,1	115,62	21025,33	0,0055	0,011	"	"	"
7	45,62	66,52	15441,08	0,0043	0,0086	"	"	"
8	20,9	20,9	9586,53	0,00218	0,00436	"	"	"

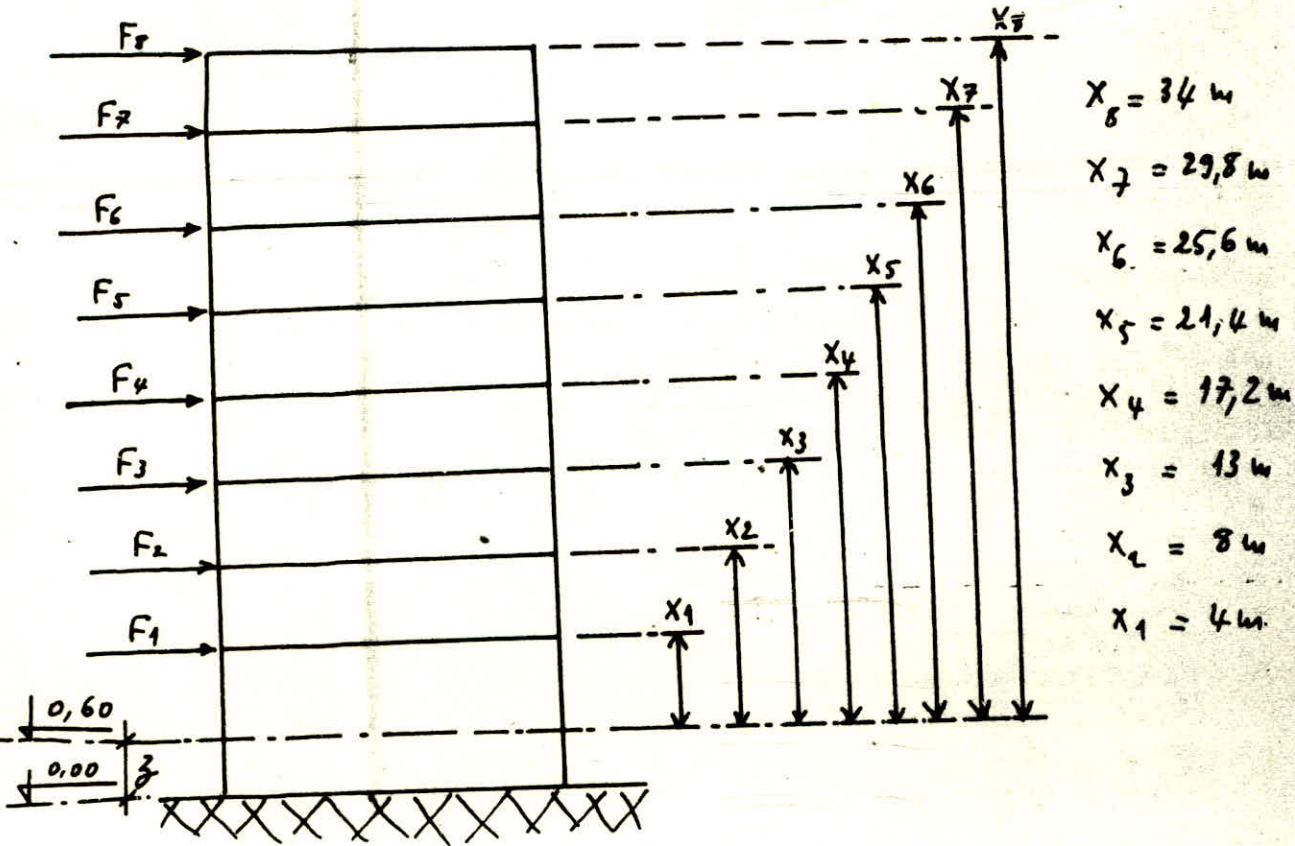


verification du batiment au renversement.

chaque structure doit être calculée à fin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques pour cela il faut que :  $\frac{M_{resistant}}{M_{renversant}} > 1,5$  avec :

$M_{res}$  = moment résistant

$M_{ren}$  = moment de renversement.



$M_{Z_{ren}}$  = moment extérieur en console + effort tranchant à la base  $x_3$ .

$$M_{Z_{ren}} = \sum_{i=1}^{i=8} F_i \times x_i + \sum_{i=1}^{i=8} F_i \times z$$

$$M_{Z_{res}} = \sum_{i=1}^{i=8} W_i d_i$$

sens. x (transversal) :  $M_{Z_{res}} = \sum_{i=1}^{i=8} W_i d_i(x)$

sens y (longitudinal) :  $M_{Z_{res}} = \sum_{i=1}^{i=8} W_i d_i(y)$ .



$$M_{zen} = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5 + F_6 x_6 + F_7 x_7 + F_8 x_8 + H \cdot j \text{ avec:}$$

$$H = \sum_{i=1}^{i=8} F_i = 292,84 \text{ t. } j = 0,60 \text{ m}$$

Sens transversal:

$$M_{zen} = 12,83 \cdot 4 + 28,76 \cdot 8 + 42,98 \cdot 13 + 34,94 \cdot 17,2 + 39,3 \cdot 21,4 + 48,2 \cdot 25,6 +$$

$$44,79 \cdot 29,8 + 20,52 \cdot 34 + 0,6 \cdot 292,84 = 5724,174 \text{ t. m}$$

$$M_{res} = W_1 \cdot d_1 + W_2 \cdot d_2 + W_3 \cdot d_3 + W_4 \cdot d_4 + W_5 \cdot d_5 + W_6 \cdot d_6 + W_7 \cdot d_7 + W_8 \cdot d_8$$

$$M_{res} = 36849,45 \text{ t. m}$$

$$\frac{M_{res}}{M_{zen}} = \frac{36849,45}{5724,174} = 6,43 > 1,5$$

donc cette direction le bâtiment est très stable.

Sens longitudinal:

le moment de renversement est le même que dans le sens transversal car les  $F_i$  sont très voisines pour les deux sens et les  $x_i$  ne changent pas. le moment résistant est plus grand que celui dans le sens transversal car les  $(d_i)_y > (d_i)_x$  et les  $W_i$  sont constants. donc le bâtiment dans ce sens est beaucoup plus stable.



**METHODE DE  
MORRIS' VON HALLER.  
KIRANL**



## CALCUL DES SOLLICITATIONS DES PORTIQUES (sens transversal)

Dans un souci purement pédagogique une méthode manuelle pour le calcul des sollicitations des portiques s'imposait.

Vu que notre structure est biscornue, présentant des décrochements en élévation dans les deux directions, et sous l'action des forces, des déplacements importants seront créés. Aussi, il fallait utiliser une méthode qui aura un bon degré d'approximation pour pouvoir faire une comparaison entre les résultats trouvés à l'aide de cette méthode et ceux donnés par l'ordinateur au moyen du programme "STRESS".

En somme il fallait utiliser une méthode exacte se rapprochant de la réalité, ce qui nous a poussé à utiliser la méthode de Monsieur Morris Von Haller-Kranl.

Cette dernière est une méthode exacte qui ressemble à la méthode de Cross à nœuds déplaçables où on doit utiliser des tableaux.

I/ s'il n'y a que des charges verticales, le déroulement des calculs est le suivant:

1/ On détermine les moments d'encastements parfaits  $\bar{M}_{jk}$  à l'extrémité des poutres chargées et le moment non équilibré aux nœuds  $M_j^0 = \sum \bar{M}_{jk}$

2/ On effectue une correction de tous les nœuds en répartissant les moments  $M_j^0$  avec les coefficients de répartition  $(-1)r_{jk}$  et en transmettant les moments répartis aux extrémités opposées des barres avec un coefficient 0,5.

les moments répartis seront soulignés par un trait plein.



3/ On calcule pour chaque niveau  $i$  le moment non équilibré

$M_i = \sum (M'_{jk} + M''_{ki})$  qui représentent la somme des moments accumulés par répartition et par transmission aux extrémités de tous les poteaux du niveau  $i$ .

4/ On répartit à chaque niveau le moment  $M_i$  aux extrémités du poteau avec les coefficients  $(-1) r''_{jk}$  en obtenant la première série des valeurs des moments d'étage  $M''_{jk}$  qui seront soulignés en pointillés. On va passer à la deuxième correction des nœuds avec les nouveaux moments non équilibrés obtenus sur la base du moment  $M'_{jk}$  transmis dans l'étape précédente et sur la base des moments  $M''_{jk}$  donc sur la base de toutes les quantités accumulées aux extrémités des barres inscrits au dessous des lignes pleines de démarcation de 1<sup>ère</sup> correction puis les moments d'étage jusqu'à l'équilibre total.

IV/ s'il ya des charges horizontales, le déroulement des calculs est le suivant :

1/ On calcule le tranchant d'étage

2/ On calcule le moment d'étage qu'on répartira aux extrémités des poteaux de l'étage considéré avec le coefficient  $(-1) r''_{jk}$ .

3/ Après avoir réparti le moment d'étage, le déroulement se fait comme s'il n'y avait que des charges verticales.

### III/ Moyens de vérification de cette méthode

- Une fois l'équilibre atteint nous devons avoir la somme des moments autour de n'importe quel nœud du portique nulle.

- S'il n'y a que des charges verticales le tranchant d'étage doit être nul.



- S'il y a des charges horizontales, le tranchant d'étage doit être égal au tranchant des charges horizontales à l'étage considéré.

1°/ Calcul des coefficients de répartition.

$$r'_{jk} = \frac{k_{jk}}{\sum k_{ij}}$$

avec:  $\left\| \begin{array}{l} k_{jk} = \frac{4EI}{l} : \text{pour une barre encastrée à l'autre extrémité} \\ k_{jk} = \frac{3EI}{l} : \text{" " " articulée " " "} \end{array} \right.$

I: Moment d'inertie de la section de la barre considérée.

E: Module d'élasticité longitudinal du matériau utilisé.

l: portée de la barre considérée.

2°/ Calcul du coefficient de répartition des moments d'étages

$$r''_{jk} = \frac{1}{2} \frac{l_{jk}}{\sum l_{ij}}$$

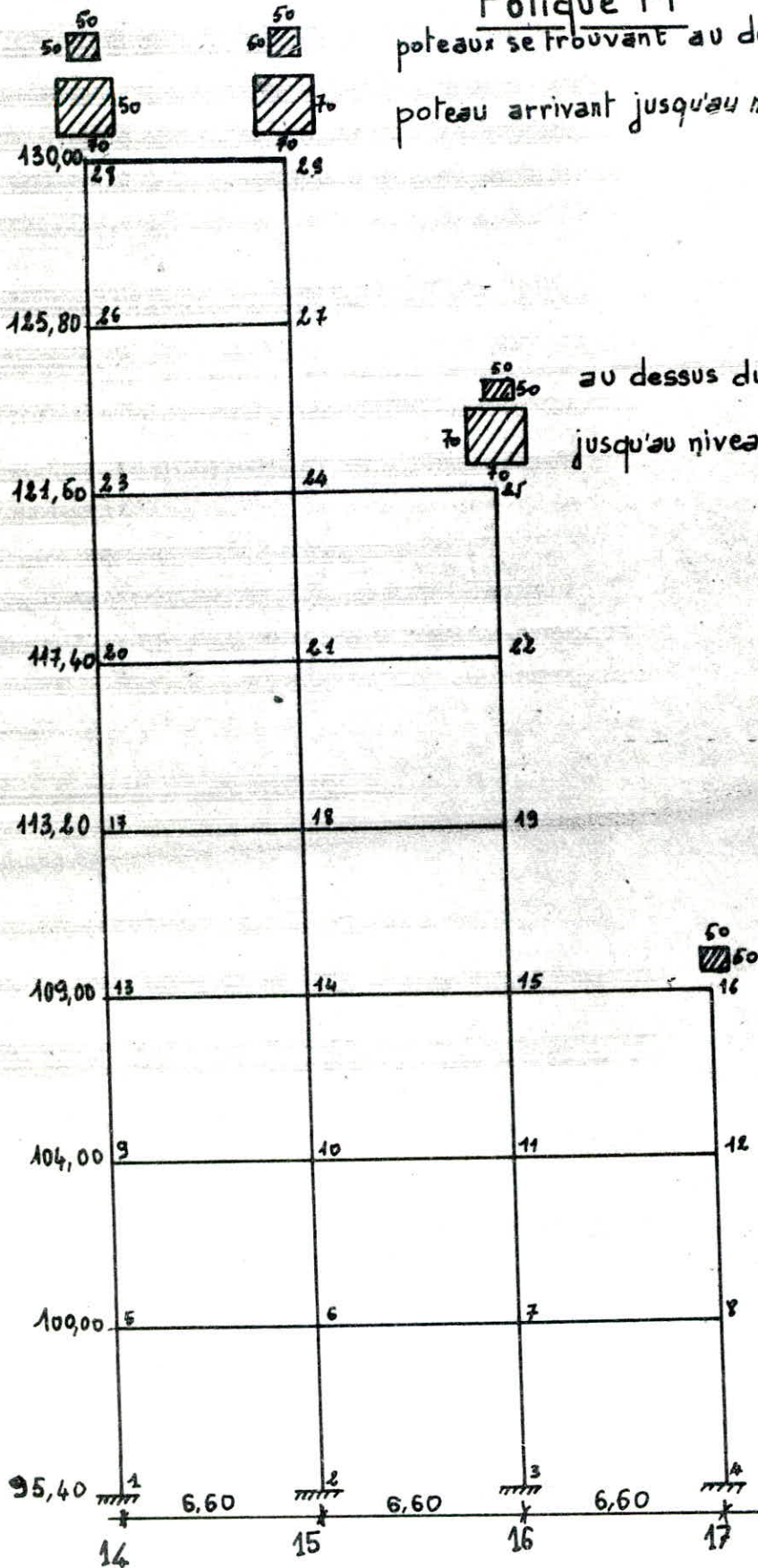
$$l_{jk} = \frac{I}{h}$$

I: Moment d'inertie de la section du poteau considérée.

h: hauteur du poteau considéré.

Application de la Méthode de calcul de Morris-Von-Haller-Kranl

Politique M  
 poteaux se trouvant au dessus du niveau 113,20  
 poteau arrivant jusqu'au niveau 113,20



au dessus du niveau 113,20  
 jusqu'au niveau 113,20



## Caractéristiques Mécaniques

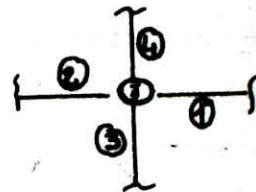
a/ coefficient de répartition des moments dus à la rotation des nœuds.

Les seules déformations considérées, dans cette étape, sont les rotations des nœuds; pour une barre donnée on a la relation  $M = k\theta$  avec  $\theta$  rotation du nœud considéré comme encastré au nœud par une de ses extrémités. En considérant toutes les barres encastrées des deux côtés à un nœud donné du portique on a:  $\rho = \frac{I}{l}$ : raideur d'une barre ainsi les coefficients de répartition seront sous forme:

$$r'_{jk} = \frac{f_{jk}}{\sum_{k=1}^n f_{jk}}$$

avec

$$f_{jk} = \frac{I_k}{l_k}$$



Ces coefficients distribuent au nœud  $j$  considéré, les moments non équilibrés  $M_j^0$  et pour chaque barre il y aura aussi un coefficient de transmission égal à 0,5



$$M_B = -\frac{l}{2} M_A = +0,5 M$$

$I = \text{cte}$ ;  $b$  etc: const mécaniques de la barre

b/ coefficient de répartition des moments d'étage

Pour un étage considéré les moments non équilibrés (donc les tranchants d'étages) doivent être répartis aux extrémités des poteaux constituant. Donc il s'agit des moments non équilibrés dus aux déplacements seuls. Ainsi pour chaque étage on a des coefficients de répartition relatifs aux poteaux.

$$\rho_{jk} = \frac{I_k}{h_k} \quad \text{la raideur du poteau } k \text{ du niveau } j$$

$$r''_{jk} = \frac{1}{2} \frac{f_{jk}}{\sum_{k=1}^n f_{jk}} \quad ; \quad \text{on doit avoir } \sum r''_{jk} = 1$$

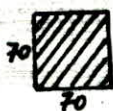
Valeurs de  $f_{jk} = \frac{I_{jk}}{l_{jk}}$

### Poutres

$$f_{jk} = \frac{I_{jk}}{l_{jk}} = \frac{9,3 \times 0,7^3}{12 \times 6,60} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ (pour toutes les poutres sauf les poutres, 15-16; 24-25)}$$

$$f_{jk} = \frac{0,35 \times 0,7^3}{12 \times 6,60} = 2,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ (pour les deux poutres 15-16; 24-25)}$$

### Poteaux



$I \text{ (m}^4\text{)}$

$$20 \cdot 10^{-3}$$

$h \text{ (m)}$

$$4,60$$

$$4,00$$

$$5,00$$

$$4,20$$

$$f_{jk} \text{ (m}^3\text{)} = \frac{I_{jk}}{h_{jk}}$$

$$4,248 \cdot 10^{-3}$$

$$5 \cdot 10^{-3}$$

$$4 \cdot 10^{-3}$$

$$4,762 \cdot 10^{-3}$$



$$5,2 \cdot 10^{-3}$$

$$4,60$$

$$4,00$$

$$5,00$$

$$4,20$$

$$1,13 \cdot 10^{-3}$$

$$1,3 \cdot 10^{-3}$$

$$1,04 \cdot 10^{-3}$$

$$1,280 \cdot 10^{-3}$$

à partir des valeurs ci-dessus on calcule les coefficients de répartition  $r'_{jk}$  et  $r''_{jk}$  définis précédemment.

coefficients  $r''_{jk}$  / Equilibre d'étage

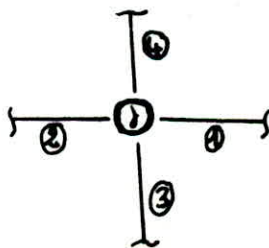
Niv Files de poutres	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>
14 15 16	0,153	0,153	0,153	0,167	0,167	0,167	0,25	0,25
17	0,04	0,04	0,04					



Coefficients  $r_{jk}$  / Equilibre des nœuds

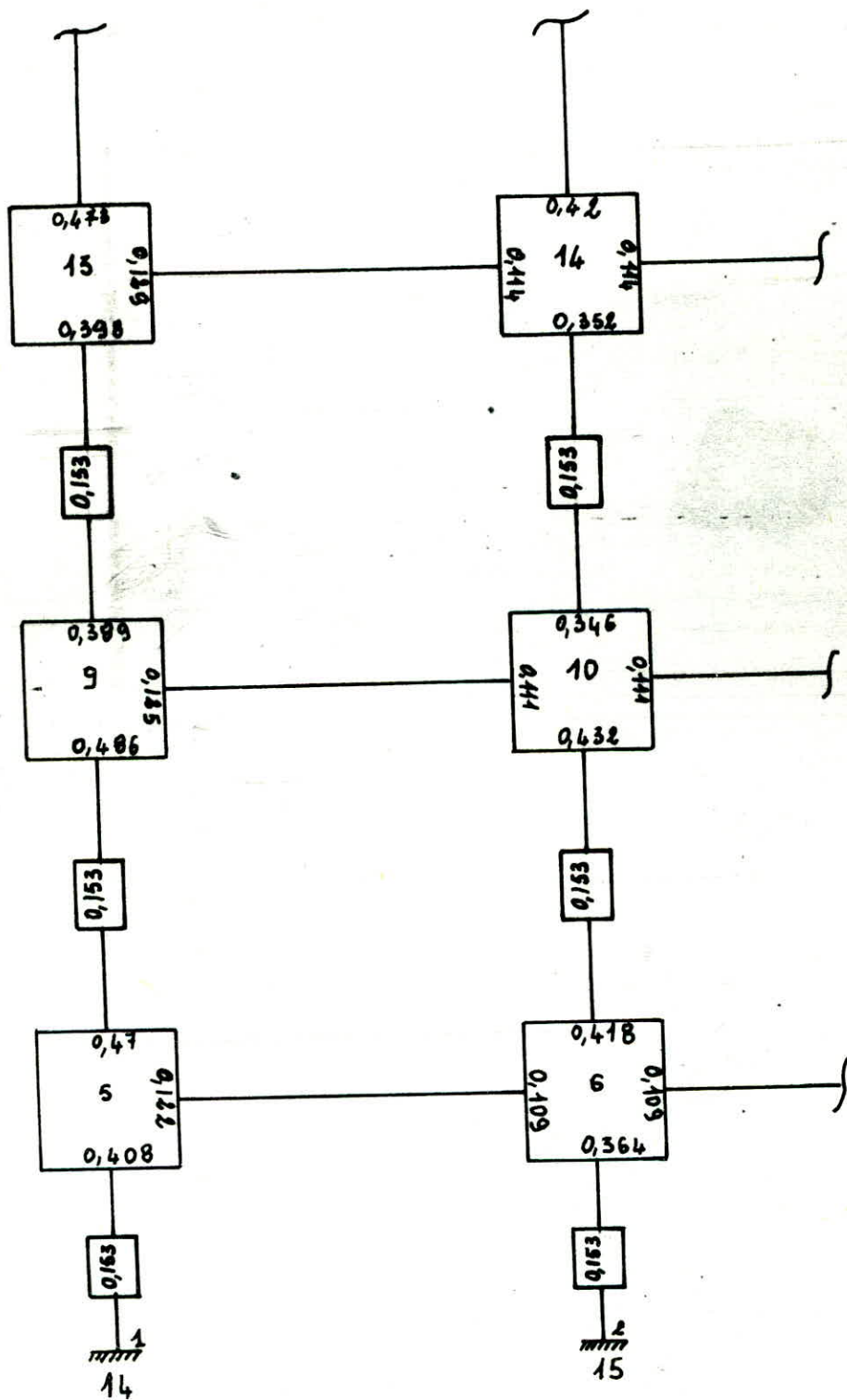
barres Nœuds	①	②	③	④
5	0,122	/	0,408	0,47
6	0,109	0,109	0,364	0,418
7	0,109	0,109	0,364	0,418
8	/	0,347	0,303	0,35
9	0,125	/	0,486	0,389
10	0,111	0,111	0,432	0,346
11	0,111	0,111	0,432	0,346
12	/	0,356	0,358	0,286
13	0,129	/	0,398	0,473
14	0,114	0,114	0,352	0,42
15	0,114	0,114	0,352	0,42
16	/	0,554	0,446	/

barres Nœuds	①	②	③	④
17	0,178	/	0,652	0,17
18	0,150	0,150	0,555	0,145
19	/	0,178	0,652	0,17
20	0,344	/	0,328	0,328
21	0,256	0,256	0,244	0,244
22	/	0,344	0,328	0,328
23	0,344	/	0,328	0,328
24	0,375	0,125	0,205	0,205
25	/	0,646	0,354	/
26	0,344	/	0,328	0,328
27	/	0,344	0,328	0,328
28	0,51	/	0,49	/
29	/	0,51	0,49	/



Les calculs sont menés sur des schémas du portique en question avec les indications suivantes contenues dans l'exemple ci-dessus :

- au nœuds  $\rightarrow$  numero du nœud ; les  $z'_{jk}$
- mi-poteaux  $\rightarrow z''_{jk}$





On rappelle que le calcul commence :

- par un équilibrage successif des moments parfaits aux nœuds dans le cas des charges verticales; puis un équilibrage des étages ainsi de suite jusqu'à ce qu'on ait des moments aux nœuds et aux étages sensiblement nuls.
- par un équilibrage des étages, puis des nœuds, ainsi de suite jusqu'à l'équilibre, ceci dans le cas des charges horizontales (Seisme)

le calcul a été fait suivant :

- G : charges permanentes seules
- P : surcharges d'exploitation,
- SI : Seisme horizontal seul

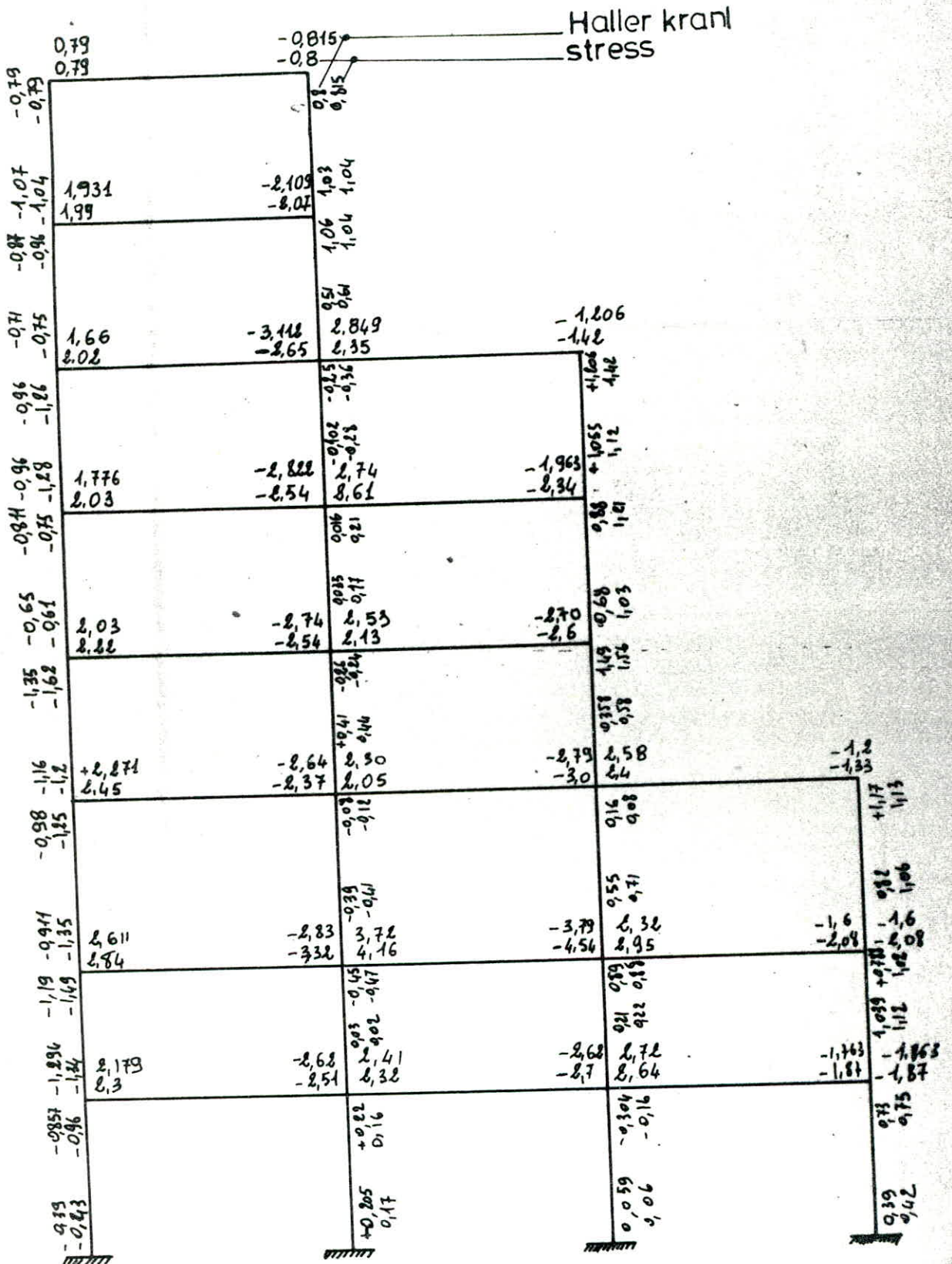
ce qui permet après vérification, de faire la superposition afin d'obtenir les sollicitations (M, N, T) dues à :

$$G + 1,2P : 1^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$G + P + E : 2^{\text{ème}} \text{ genre}$$

Vu la dimension des schémas de calcul on s'est limité à reproduire sous forme de diagrammes les sollicitations simples et composées obtenues - Voir pages suivantes.

comparaison entre les valeurs trouvées avec "stress" et Haller-kranl sous P







**ETUDE  
COMPARATIVE**



## ETUDE COMPARATIVE

### INTRODUCTION :

Dans cette étude nous insisterons sur la différence qui existe entre les résultats trouvés à l'aide de méthodes de calcul utilisées sans faire appel à l'ordinateur et ceux donnés par l'ordinateur.

### BUT :

Dans le but de voir si les méthodes manuelles (ou semi-manuelles), compte tenu de leur degré d'approximation, mettent en évidence d'une manière rapide et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de vibration de la structure considérée, et de contribuer ainsi à la formation du jugement de l'ingénieur en ce qui concerne ces méthodes, c'est à dire voir si ces méthodes donnent un dimensionnement acceptable ou pas.

Que ce soit avec les méthodes manuelles, ou à l'aide de l'ordinateur, on se propose de faire un calcul concernant la détermination de la 1<sup>ère</sup> période propre fondamentale et du mode propre de vibration respectif, pour les méthodes manuelles, tandis que par ordinateur on aura, en plus du mode fondamental, les modes supérieurs.

a/ Dans notre calcul semi-manuel, on a déterminé la 1<sup>ère</sup> période propre en utilisant des méthodes préconisées par le R.-P.-A. En effet il fallait distribuer les forces ou bien avec une méthode des rigidités ou bien avec la méthode des inerties, en effet, cette dernière méthode ne pouvait être utilisée car dans notre cas elle ne traduit pas la réalité, vu que la variation des rigidités n'est pas linéaire (distribution des masses non linéaire sur la hauteur)



Donc il reste à faire une distribution suivant la rigidité, pour cela il y a plusieurs méthodes connues, telle que : MUTO, IFRIM, ..., ou bien la méthode semi-manuelle. Parmi ces méthodes il faut choisir une, celle qui donnera des résultats les plus exacts possibles.

Vu que notre structure présente des irrégularités géométriques, on a préféré utiliser la méthode semi-manuelle, qui au moyen du programme "STRESS" on trouvera des rigidités plus exactes que si on avait utilisé une méthode purement manuelle. En effet pour ce type de structure il était indispensable d'utiliser une méthode plus élaborée, évidemment plus laborieuse, l'utilisation des programmes spéciaux de calcul est alors nécessaire.

Toujours pour la 1<sup>ère</sup> période propre, à titre de comparaison, on a utilisé la méthode de STODOLA qui a donné des résultats satisfaisant.

Dans toutes les méthodes approximatives on a fait des estimations plus ou moins précises en calculant les déplacements, les rigidités et les masses.

Le calcul exact des déplacements relatifs de niveau présente de nombreuses difficultés connues de l'analyse des systèmes hyperstatiques, surtout lorsque la structure présente des irrégularités du point de vue distribution de masse et de rigidité sur la hauteur. Pour des portiques plans, des formules relativement simples seront utilisées pour le calcul de la rigidité relative de niveau obtenues en admettant certaines hypothèses simplificatrices, d'où l'influence de la variation de l'effort tranchant, sur la hauteur du bâtiment, sur la valeur de  $R_f$  est négligeable.



RESULTATS D'ETABSmodes periodesfacteurs de contribution ( $\xi$ )  
trans      longi

1	1,219	0,5844	0,0484
2	1,154	0,0693	0,6146
3	0,836	0,0500	0,0667
4	0,482	0,1408	0,0236
5	0,460	0,0223	0,1387
6	0,417	0,0046	0,0029
7	0,294	0,0311	0,0087
8	0,266	0,0056	0,0358
9	0,234	0,0170	0,0009
10	0,197	0,0209	0,0141
11	0,187	0,0061	0,0251
12	0,173	0,0003	0,0000
13	0,159	0,0164	0,0003
14	0,147	0,0000	0,0120
15	0,133	0,0013	0,0000
16	0,121	0,0044	0,0039
17	0,120	0,0029	0,0019
18	0,106	0,0008	0,0000
19	0,092	0,0006	0,0022
20	0,090	0,0007	0,0005
		$\Sigma = 0,9875$	$\Sigma = 0,9870$

coefficients sismiquestrans

Mode 1 ; Mode 2 ; Mode 3 ; Mode 4 ; Mode 5 ; Mode 6 ; Mode 7

x	0,003	0,039	0,004	0,002	0,014	0,000	0,001
y	-0,011	0,013	-0,004	0,006	-0,005	0,000	0,002

longi

x	-0,011	0,013	-0,004	0,006	-0,005	0,000	0,002
y	0,036	0,004	0,004	0,014	0,002	0,000	0,003

Cependant il existe certaines structures présentant une dissymétrie de masse et de rigidité, comme celle qu'on a à étudier, pour lesquelles les hypothèses simplificatrices ne donnent pas de résultats avec un degré d'approximation acceptable.

b/ Ces structures dont les particularités géométriques et mécaniques entraînent des déplacements "couplés" suivant trois degrés de liberté, les translations parallèles aux axes  $Ox$  et  $Oy$  du plan et la rotation autour d'un axe  $Oz$  perpendiculaire au plan. C'est dans ce sens là qu'on a vu que l'utilisation de l'ordinateur était nécessaire.

On a fait un calcul au moyen du programme "ETABS" qui étudie le comportement de l'ensemble (spatial) de la structure, grâce auquel on a non seulement la 1<sup>ère</sup> période propre (du mode fondamental), mais aussi les modes supérieurs.

Signalons que pour calculer les rigidités relatives de niveau, l'ordinateur fait le calcul de la matrice de rigidité latérale.

Pour illustrer toute l'étude on fera quelques comparaisons essentielles, entre les résultats donnés par un calcul semi-manuel, et ceux donnés par l'ordinateur.

### I/ Période du mode fondamental - Facteurs d'amplification

#### 1/ Avec le C.S.E (calcul statique équivalent)

Dans ces calculs on a fait une approximation en modélisant dans le plan.

les résultats trouvés sont:

$$\text{Direction transversale : } T = 1,148 \text{ s} \longrightarrow D = 1,3199$$

$$\text{" " longitudinale : } T = 1,103 \text{ s} \longrightarrow D = 1,3465$$

#### 2/ "ETABS" :

Modélisation s'approchant plus fidèlement de la réalité de la structure (étude spatiale suivant 3 d.d.l)

$$T_{\text{ETABS}} = 1,219 \text{ s} \longrightarrow 1,2809 = D$$



A partir de ces résultats on remarquera que :

\* la différence entre les périodes est de :

$$\text{Dir Transv : } T_{\text{ETABS}} - T_{\text{c.s.e}} = 7\%$$

$$\text{Dir longi : } T_{\text{ETABS}} - T_{\text{c.s.e}} = 10\%$$

cette différence est faible. Pour faire une comparaison on doit faire une analyse au niveau de  $D$  (facteur d'amplification dynamique moyen),  $D = f_c(T)$ .

comme la relation donnant  $D$  est une racine carrée, ce qui fait réduire encore cette différence.

Donc le principe de calcul semi-manuel, qui fait intervenir les rigidités de niveau, est acceptable.

Dans le même sens de raisonnement on pourrait dire :

- On a trouvé que  $T_{\text{c.s.e}} < T_{\text{ETABS}}$  dans le calcul. Stati - equiv, on a considéré que chacun des portiques de la structure agissait seul dans le plan sans faire intervenir sa liaison avec les autres portiques. Tandis que dans le programme "ETABS" on a considéré l'ensemble de la structure comme un seul portique dans l'espace, ce qui donne une structure moins flexible.

## II/ Coefficient de contribution

l'étude de la structure réelle est ramenée à une structure ne possédant qu'un seul d.d.p.

En utilisant le principe de conservation de l'énergie.

L'énergie totale d'un système, non amorti et libre de se mouvoir, est constante :

$$E_T = E_c + E_p = \text{cste.}$$

$$\text{Sachant que } m_{e,i} = E_i \sum_{k=1}^n m_k$$

$i$  : pour le mode

$k$  : " " niveau

$m_e$  : masse équivalente

$m_k$  : " de niveau

les énergies potentielles des deux systèmes étant égales:

$$\frac{1}{2} \sum m_k X_{k,i} = \frac{1}{2} m_{e,i} \cdot X_{e,i} \quad (1)$$

les énergies cinétiques des deux systèmes étant égales:

$$\frac{1}{2} \sum m_k \dot{X}_{k,i}^2 = \frac{1}{2} m_{e,i} \dot{X}_{e,i}^2 \quad (2)$$

de (1)  $\Rightarrow X_{e,i} = \frac{1}{m_{e,i}} \sum m_k \cdot X_k$ , qu'on remplacera dans (2)

$$\Rightarrow \sum m_k X_{k,i}^2 = m_{e,i} \frac{1}{m_{e,i}^2} \left( \sum_1^n m_k X_{k,i} \right)^2$$

$$\text{d'où } m_{e,i} = \frac{(\sum m_k X_{k,i})^2}{\sum m_k X_{k,i}^2} = \varepsilon_i \sum_{k=1}^n m_k$$

$$\varepsilon_i = \frac{(\sum m_k X_{k,i})^2}{\sum m_k \sum m_k X_{k,i}^2} = \frac{(\sum W_k \cdot X_{k,i})^2}{W \sum W_k X_{k,i}^2}$$

avec  $W = \sum W_k$ : le poids propre de la structure

$$\boxed{\varepsilon_i = \frac{(\sum W_k \cdot X_{k,i})^2}{W (\sum W_k X_{k,i}^2)}}$$

Ditact $\varepsilon_i$	Longit	Trans	Différence
$E^{ETABS}$	0,614	0,584	4,8%
$E^{C.S.E}$	0,707	0,697	1,4%

Dans ce tableau on a fait la différence entre les coefficients de contribution du premier mode fondamental.

Analysons cette différence, et essayons de voir à quoi est-elle due?

Sachons que  $\varepsilon$  (coefficient de contribution) est fonction de  $W_k$  et de  $X_k$ , on ne peut pas raisonner sur le  $W_k$  car il est le même pour le C.S.E et L'ETABS il reste de raisonner sur  $X_k$  (déplacements)

q/ les déplacements sont fonction des tranchants et de la rigidité,  $\delta = \frac{I}{R}$   
donc la différence est due essentiellement aux rigidités:

— pour le C.S.E: la rigidité relative de niveau a été obtenue par la relation:

$$R_k = \sum_1^n z_j \quad R_k: \text{rigidité relative de niveau de tous les portiques}$$

$$z_j: \text{ " " " " " du portique } j$$

En calculant chaque  $z_j$  tout seul, avec une certaine erreur, et en faisant



la somme il y aura aussi le cumule des erreurs, donc la valeur de  $R_k$  est trouvée avec une certaine approximation, d'où erreur sur le déplacement qui à son tour donne un  $E$  avec une certaine erreur.

- Pour "l'ETABS" : le calcul a été fait suivant la matrice de rigidité latérale, tenant compte de la rigidité de chaque élément ce qui donne un déplacement plus exact.

b/ Une approximation a été faite lors de la répartition des forces sur la hauteur. Et cette répartition, n'était en réalité ni triangulaire ni uniforme du fait que les masses et hauteurs diffèrent d'un niveau à un autre. Mais à priori on pouvait dire que cette distribution s'approchait beaucoup plus de la triangulaire que de l'uniforme. Donc ici on a fait une certaine erreur, mais elle est minime, compte tenu du procédé utilisé pour le calcul des déplacements - "STRESS".

les valeurs des  $R_j$  peuvent être considérées comme caractérisant de manière acceptable la structure vis à vis de la translation.

le nombre de modes qui doivent contribuer pour atteindre  $E_{ETABS} = 0,90$  est :

Dir longi : pour le 8<sup>ème</sup> mode on aura  $E = 0,9196$

Dir trans : " " 7<sup>ème</sup> " " "  $E = 0,9029$

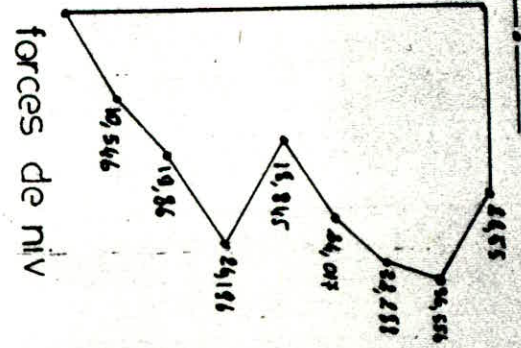
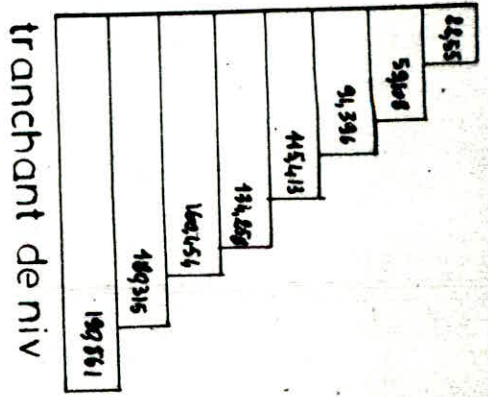
Conclusion : les coefficients de contribution qui ont été trouvés à l'aide du calcul manuel sont acceptables, avec une estimation des rigidités relatives de niveau. Au cas où on voudrait avoir un coefficient de contribution s'approchant de sa valeur max, on doit faire participer les modes supérieurs manuellement, ce qui est fastidieux à faire, alors on fait appel à un ordinateur pour la modélisation d'une structure pareille, qui présente une variation de sections, décrochement en élévation, masse et hauteurs qui changent d'un niveau à un autre.



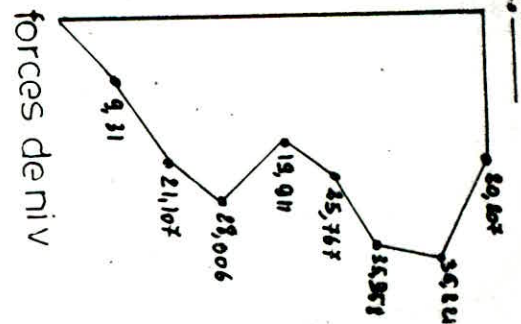
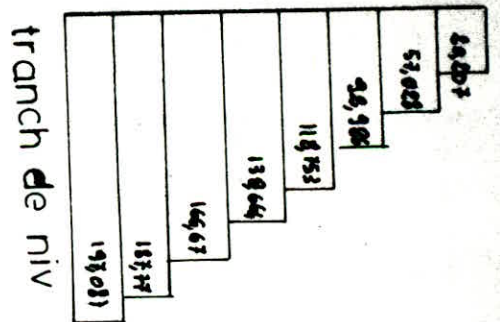
COMPARAISON DES RESULTATS ENTRE "C.S.E" ET "ETABS" STRUCTURE ENTIERE

"ETABS"

seisme transversal



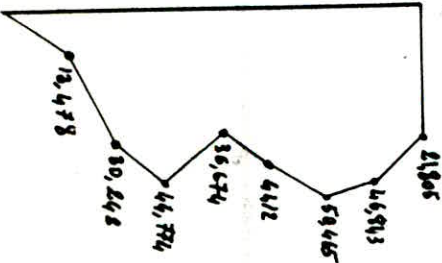
seisme longitudinal



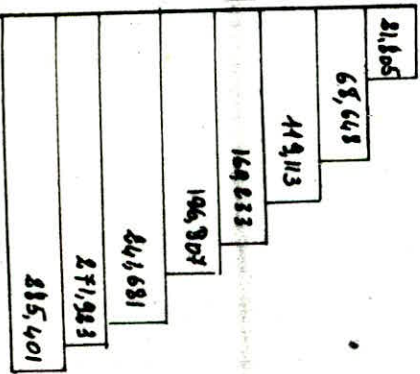
"C.S.E"

seisme longi

forces de niv

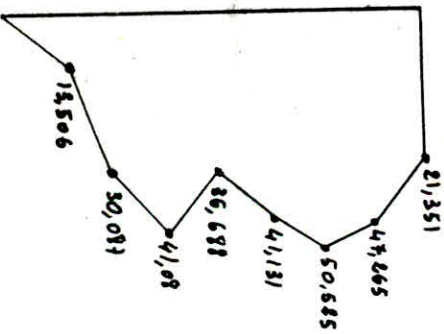


tranch de niv

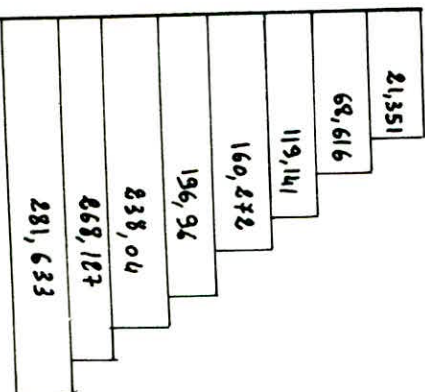


seisme trans

forces de niv

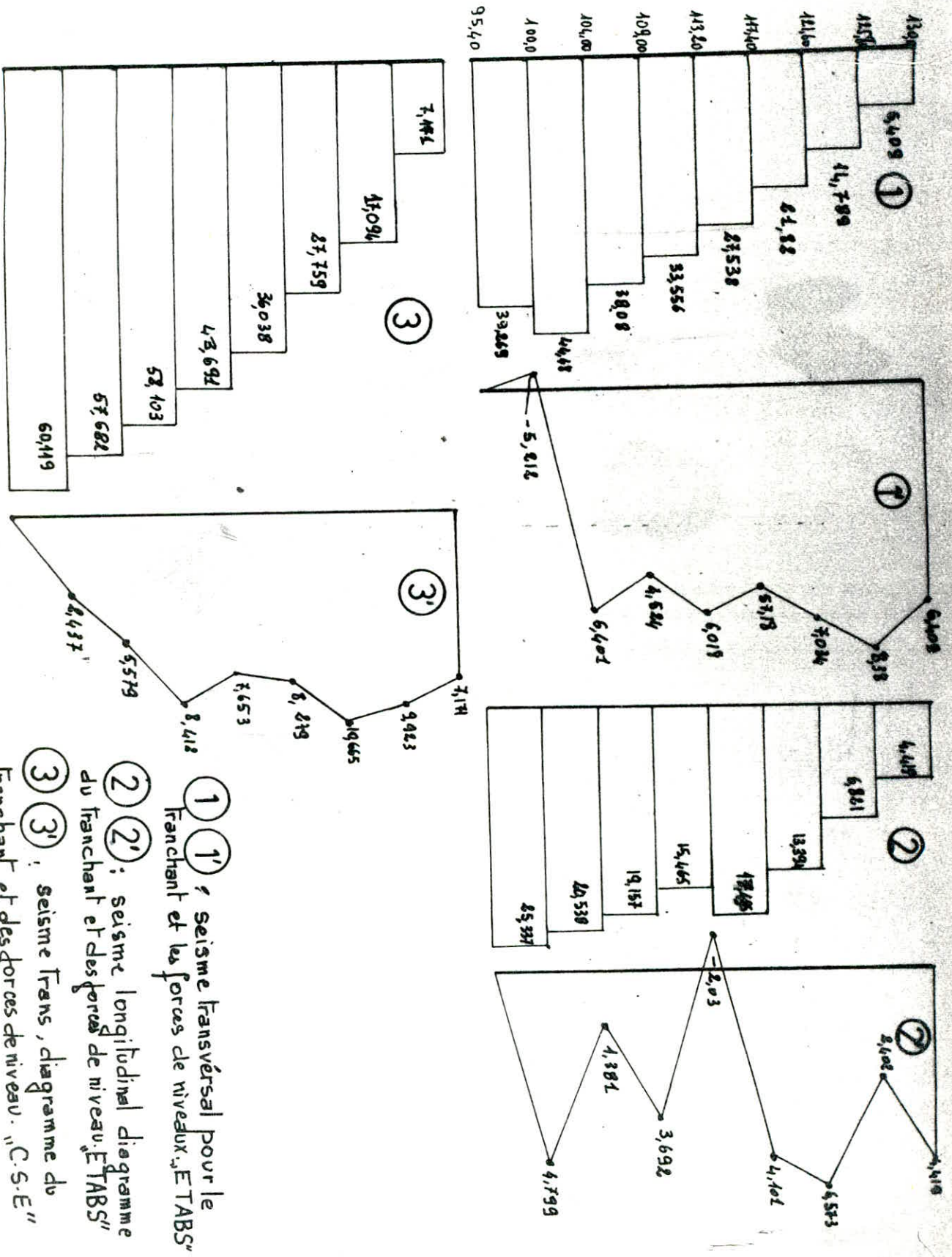


tranch de niv





# COMPARAISON DES RESULTATS ENTRE C.S.E ET "ETABS" DU PORTIQUE (M)



### III EFFORTS TRANCHANTS (suivant les deux directions)

Comparons les tranchants à la base :

C.S.E :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dir longit} : 285,401 \\ \text{Dir trans} : 281,633 \end{array} \right\} \text{ sans } \epsilon$$

ETABS :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dir longi} : 197,087 \\ \text{Dir trans} : 190,861 \end{array} \right\} \text{ avec } \epsilon$$

Difference :

$$\begin{aligned} \text{Dir longitudi} : 285,401 - 197,087 &= 88,314 \\ \text{Dir Transvers} : 281,633 - 190,861 &= 90,772 \end{aligned}$$

Pourcentage :

$$\begin{aligned} \text{Dir longitu} &= \frac{88,314}{197,087} = 0,4481 = 44,81\% \\ \text{Dir trans} &= \frac{90,772}{190,861} = 47,56\% \end{aligned}$$

L'effort tranchant, c'est le cumule des forces de niveau appliquées qui sont déterminées à partir des expressions suivantes :

a/ C.S.E  $F = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$  (R-P-A, art 3-3-1 ; relation 3-1)

b/ "ETABS"  $F = \sqrt{\sum_i F_i^2}$  i pour le mode.

Après avoir constaté la différence entre les deux méthodes, essayons de trouver à quoi est due cette différence.

- l'absence de ( $\epsilon$ ) dans l'expression proposée par le R-P-A (rela 3-1) amplifie sa valeur du fait que ( $\epsilon$ ) qui a été trouvé est inférieur à un (1).

Dans cette expression il a été supposé que la réponse maximale est donnée par le 1<sup>er</sup> mode pour les bâtiments satisfaisants les 9 conditions de la méthode.

Donc si on fait intervenir le coefficient ( $\epsilon$ ) dans la relation (3-1), la force diminue et le tranchant aussi ce qui donnera une différence

$$\boxed{F = A \cdot B \cdot D \cdot \epsilon \cdot Q \cdot W}$$



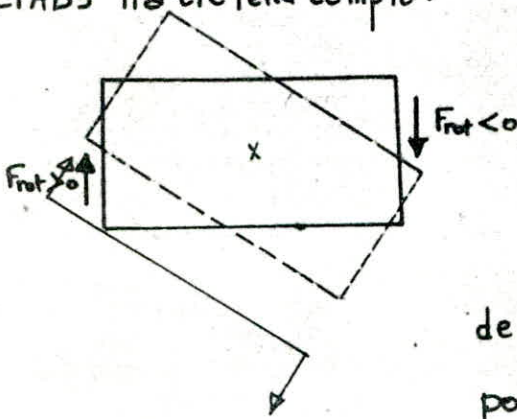
Contrairement dans l'expression de l'annexe Art 3-7, il a été tenu compte de  $(E_i)$

- Dans le C.S.E, la force a été calculée à partir du 1<sup>er</sup> mode seulement avec  $E=1$
- Tandis que pour l'étabs, qui fait la combinaison quadratique de toutes les forces  $F_i$  correspondantes à chaque période  $T_i$  en introduisant les  $E_i$ :

$$V = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots + F_i^2 + \dots} \quad \text{avec } \boxed{F_i = A \cdot B \cdot D_i \cdot E_i \cdot Q \cdot W}$$

Donc suivant "ETABS" le calcul a été fait avec les 20 modes de vibration et une superposition modale, et il a été tenu compte de  $E$ , ce qui a donné des forces et des tranchants moins importants qu'avec le C.S.E.

- Dans le C.S.E on a négligé les forces négatives (dûes à la rotation), tandis que dans "ETABS" il a été tenu compte.



on remarquera; que même si on introduisait

$E_i$  dans la formule, on aura toujours

$$V^{C.S.E} > V^{ETABS}, \text{ ceci est dû à:}$$

$$E^{C.S.E} > E^{ETABS}. \text{ Donc on a une assurance}$$

de cette méthode par rapport à celle de l'"ETABS" pour assurer la sécurité des méthodes forfaitaires et approximatives.

Aussi on tracera par la suite les diagrammes, pour le C.S.E, des forces de translation uniquement, pour mettre en évidence la participation des forces de rotation dans les calculs.

#### IV Forces de niveau dans les deux directions

D'après l'allure des diagrammes (se référer aux diagrammes tracés dans les pages précédentes) on retiendra les mêmes explications que pour les tranchants

Aussi on pourrait rajouter le point suivant:

dans la méthode semi-manuelle on a pris un excentrement  $(e)$  qui est égal au max de  $(5\%L; e_{théorique})$



le tranchant de la structure entière reste le même  
pour qu'il ait équilibre



### Comparaison au niveau des $V$ et $F_x$ des portiques

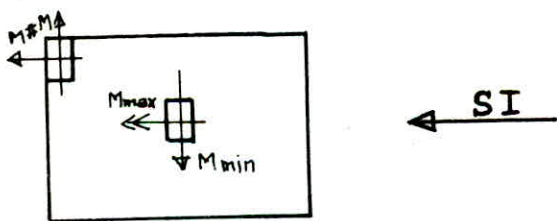
\* C.S.E :  $F \geq F_{trans}$  bien qu'on peut avoir en réalité  $F < F_{trans}$

\* ETABS : tient compte des forces négatives, dues à la rotation

Un phénomène est apparu lors de l'étude du portique M.

- les forces de niveau sont acceptables pour le calcul statique équivalent, mais leur distribution par rapport au calcul exact dans les portiques auront un comportement différent. Mais pour étayer nos propos il fallait faire l'étude de tous les portiques avec le programme "STRESS" et voir si ce phénomène se répéterait, il y a de fortes chance pour que ce phénomène se présente pour les autres portiques surtout pour les portiques de rives. De même ce phénomène aurait pu être mis en évidence, si on avait fait un calcul à la flexion déviée pour les poteaux d'angles de même ça nous permettra de voir si on obtient un ferrailage plus important avec la flexion composée.

pour demeurer dans le sens de la sécurité, il faut surestimer dans ces cas.



### Comparaison au niveau des efforts

Après avoir comparé les efforts entre "STRESS" et "ETABS", on remarque que les différences ne sont pas très importantes.

mis à part quelques points rares, les valeurs trouvées avec "STRESS" sont toujours plus grandes que celles données par "ETABS".



## V COEFFICIENTS SISMQUES GLOBAUX

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad \text{avec} \quad C = A \cdot B \cdot D \cdot Q$$

$$C = \frac{V}{W} \quad \text{avec} \quad W = \sum_{k=1}^n m_k$$

1°) C.S.E Direction longi

$$C = A \cdot B \cdot D \cdot Q \rightarrow D = 1,3465$$

$$C^y = 0,15 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,3465 = 0,070 \rightarrow \text{sans rotation}$$

$$C^y = \frac{V_y}{W} = \frac{272,673}{4602} = 0,0592 \rightarrow \text{avec rotation.}$$

Direction Trans

$$C^x = 0,15 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,3199 = 0,0693$$

$$C^x = \frac{V_x}{\sum m_k} = \frac{285,503}{4602} = 0,062 = 6,2\%$$

2°) ETABS Direct longit :  $C_y = 3,6\%$

Direct Trans :  $C_x = 3,9\%$

### COMPARAISONS

pour la 1<sup>ère</sup> formule :  $C = A \cdot B \cdot D \cdot Q$  ;  $C$  ne varie que si  $D$  varie

sachant que  $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$ , donc  $D$  est fonction de  $T$ .

si on prend la seconde formule :  $C = \frac{V}{\sum W_k}$

dans cette formule on raisonnera sur  $V$ , effort tranchant de base qui est fonction de forces appliquées, donc cette différence aura les mêmes explications que celle données pour les forces et efforts tranchants.

$W$  est le même pour "ETABS" et pour "STRESS" dans les deux directions.

## VI SOLLICITATIONS ET DIMENSIONNEMENT

### SOLLICITATIONS DANS LES POUTRES ET LES POTEAUX

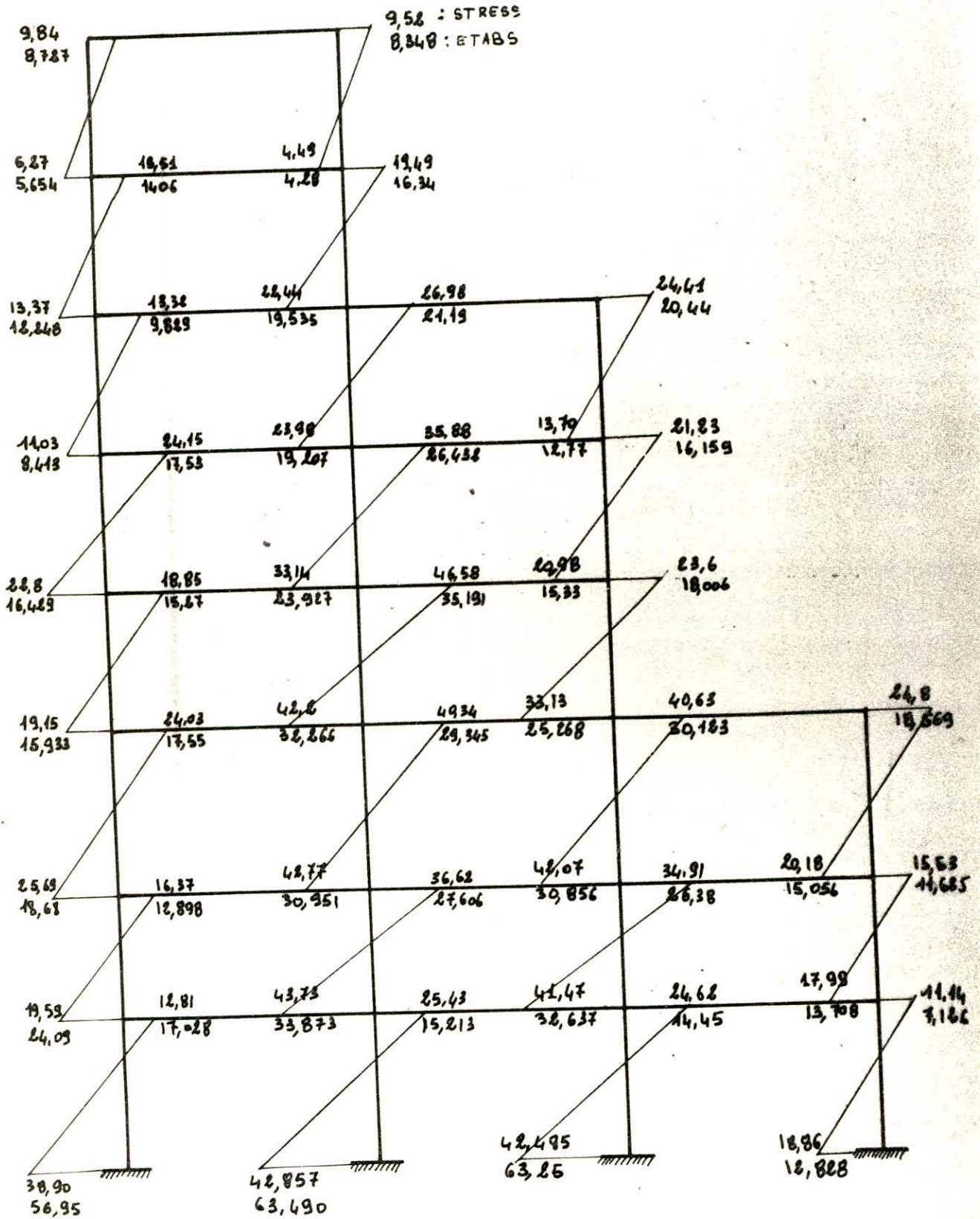
le portique  $M$  de la structure a été étudié avec trois genres de calcul :

le programme "STRESS", avec le programme "ETABS", avec la méthode Holler-K.

COMPARAISON des moments dans les poteaux  
entre "STRESS" et "ETABS"

PORTIQUE (M)

Valeur du haut: STRESS  
" de bas: ETABS

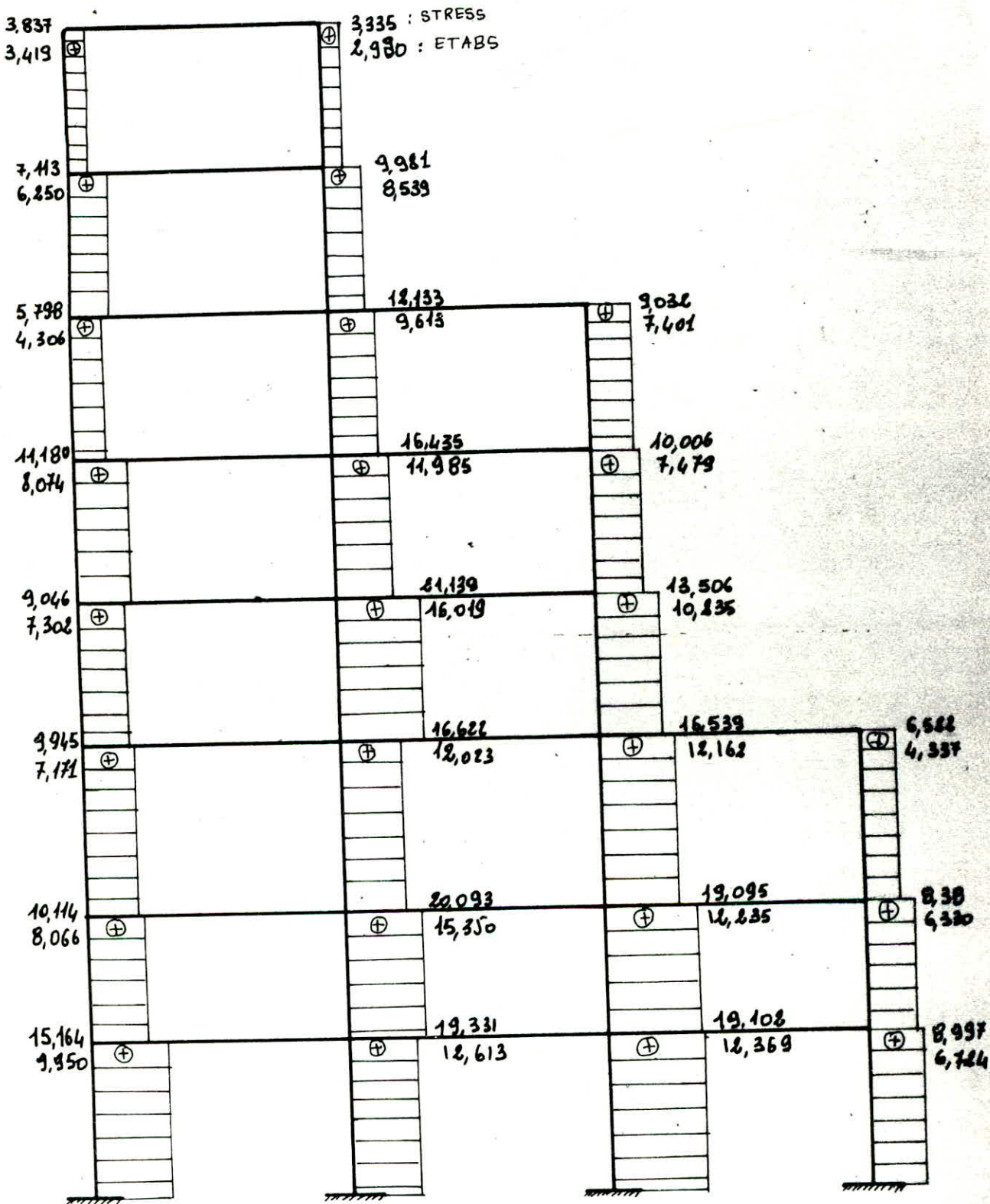




EFFORTS TRANCHANTS dans les poteaux

PORTIQUE (M)

Valeur du haut : STRESS  
 " de bas : ETABS

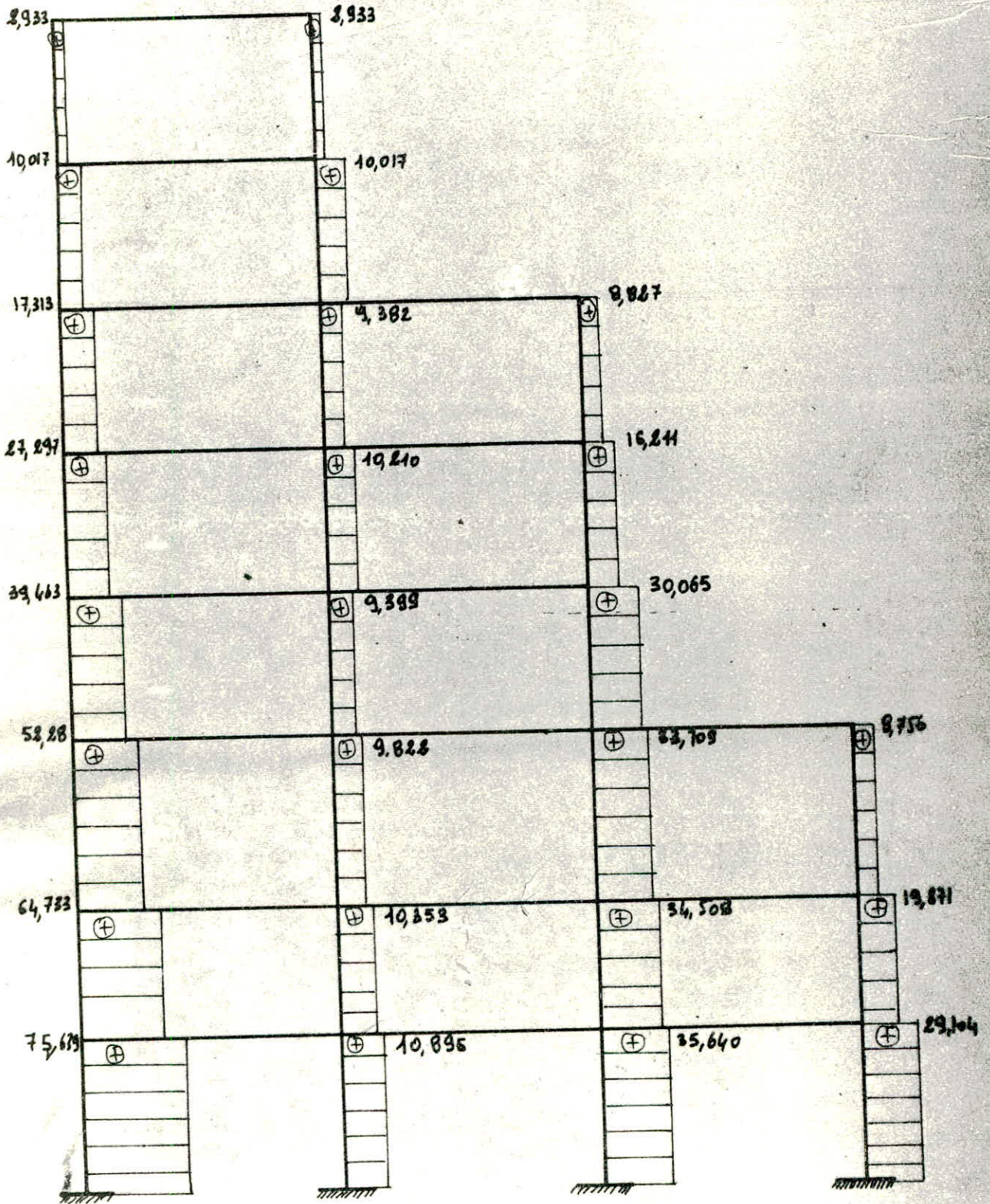




EFFORTS NORMAUX  
PORTIQUE (M)

dans les poteaux

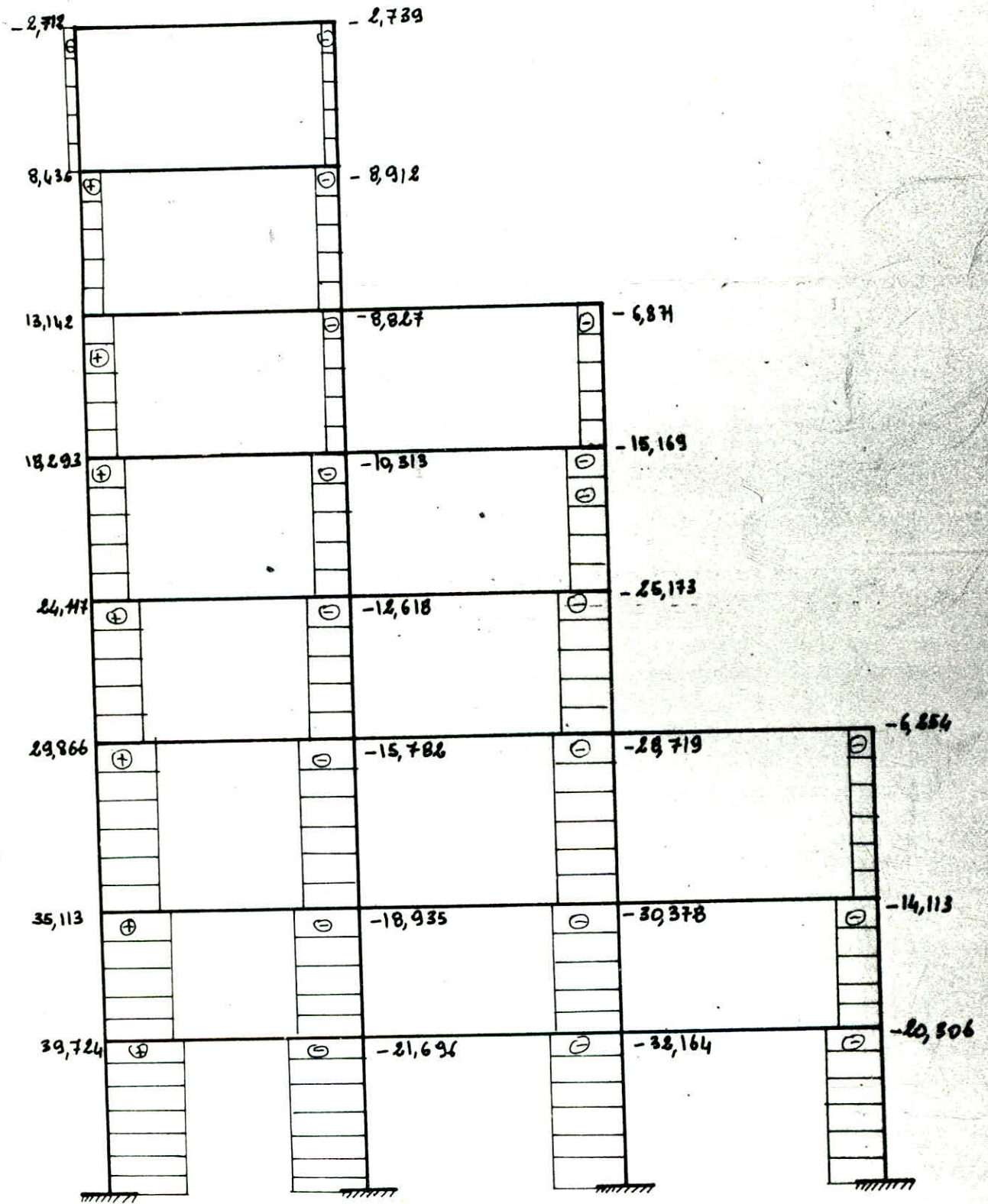
Valeurs données avec STRESS





EFFORTS NORMAUX dans les poteaux  
PORTIQUE (M)

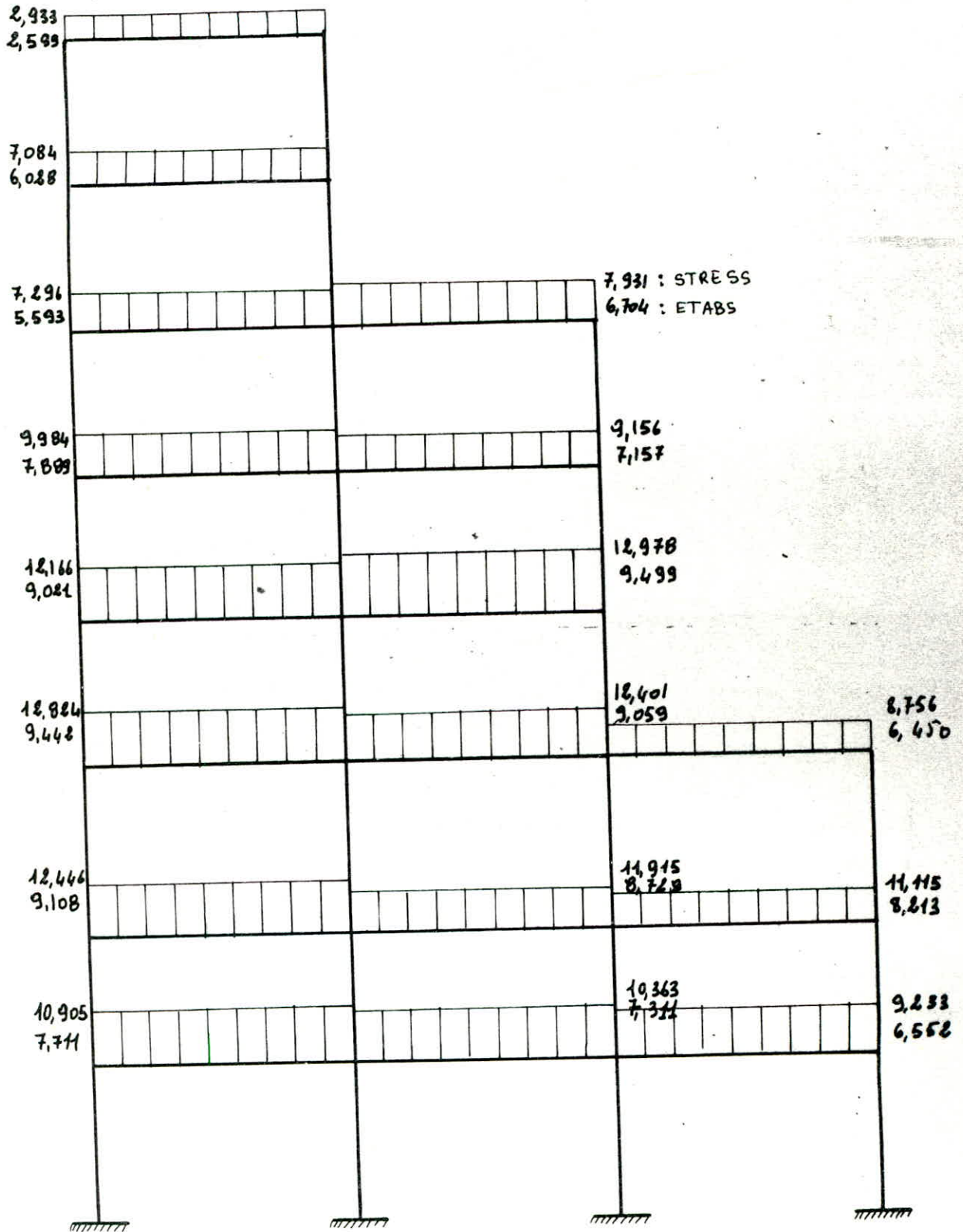
Valeurs données par ETABS



EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres

PORTIQUE ( M )

valeurs de haut : STRESS  
 " de bas : ETABS

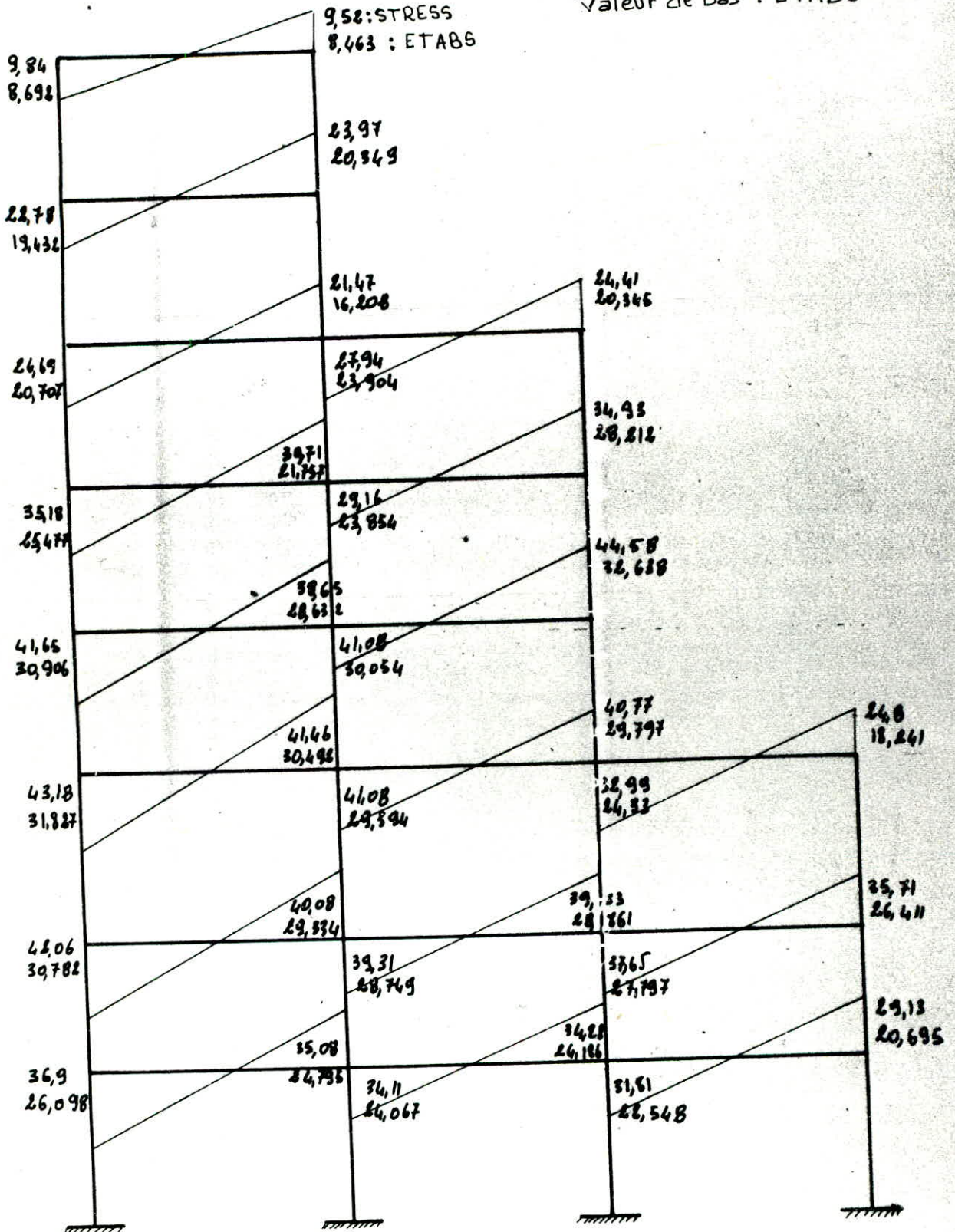




MOMENTS dans les poutres

PORTIQUE (M)

valeur de haut : STRESS  
valeur de bas : ETABS






Après comparaison on remarquera que les moments donnés par "STRESS" sont supérieurs à ceux donnés par "ETABS" (mis à part quelques cas). Cette différence n'est pas la même sur tous les niveaux. En effet plus on monte vers les niveaux supérieurs plus la différence devient plus petite et a tendance à être nulle, ceci est dû au fait qu'aux niveaux inférieurs, les portiques sont nombreux mais plus on monte vers les niveaux supérieurs plus le nombre de portiques diminue, jusqu'à arriver aux deux derniers niveaux où il reste seulement deux portiques.

### Par "STRESS"

les forces latérales (translation + rotation) ont été calculées en négligeant les forces négatives (dûes à la rotation), alors que pour certains niveaux on a :  $F = F^{trans}$ , pour d'autres  $F > F^{trans}$ , mais on est jamais dans le cas où  $F < F^{trans}$ .

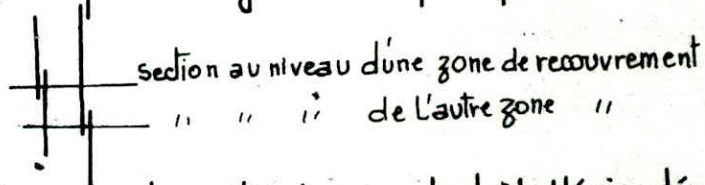
### Par "ETABS"

- Au moyen du programme "ETABS", qui fait un calcul spectral, les calculs ont été fait en tenant compte de toutes les forces :  $F = F^{trans}$  ;  $F < F^{trans}$  ;  $F > F^{trans}$ . ce qui suppose qu'un calcul semi-manuel, ou surtout manuel, dans le cas d'une telle structure, aboutirait à un surdimensionnement de certaines pièces par rapport à une analyse modale suivie de calculs de sollicitations.
  - On a remarqué que le ferrailage est plus important aux 1<sup>ers</sup> niveaux, qu'aux niveaux juste au dessus (c'est la partie du milieu de la structure), ensuite le ferrailage augmente aux niveaux supérieurs. Bien qu'on ait aux niveaux supérieurs  $N_{min}$  cela est dû à un phénomène appelé effet de fouet  cet effet de Fouet développe une force au niveau supérieur : c'est la force en tête :  $F_t = 0,07 TV$  pour  $T < 0,7$  second
- Ce phénomène est d'autant plus important que la structure est flexible, c'est pour cela que le ferrailage est important aux niveaux supérieurs par rapport aux niveaux juste en dessous, et il devient important aux niveaux inférieurs.



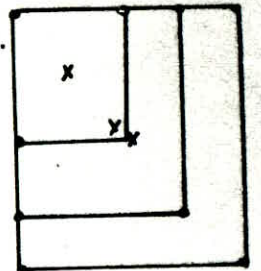
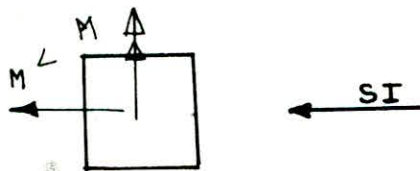
- Dans certains poteaux, aux niveaux supérieurs, il y a compression et les niveaux inférieurs une traction.
- pour les poteaux de rives, et surtout les poteaux d'angles, on a trouvé dans certains cas, exemple pour les poteaux des portiques de rive (17 et H') de section  $50 \times 50$ , que le ferrailage atteint  $2,5\%$ , c'est énorme car dans la zone de recouvrement on risque de dépasser un ferrailage de  $4\%$  stipulé par le RPA comme max. le ferrailage qui a été trouvé est important car le tranchant devient plus important aux niveaux inférieurs, et ses poteaux reprennent un tranchant important d'où un ferrailage important.

Pour éviter d'avoir un pourcentage d'acier qui dépasse  $4\%$  on envisage la disposition suivante :



donc pour ces poteaux on devrait faire un calcul à la flexion déviée, au cas où on ne fait pas de calcul spatial.

- Toujours pour les poteaux, la file (1) est soumise à une traction tandis que les autres files sont soumises à une compression.
- de même il a été constaté que pour les poteaux de rive, de dimension  $50 \times 50$ , des fois le moment sur la face perpendiculaire à la direction du séisme est moins important que sur la face qui est parallèle au séisme. ceci est dû à l'excentrement des centres de masse des niveaux de notre structure.



les valeurs trouvées à l'aide "STRESS" sont plus grandes que celles données par "ETABS".

T = 1.2 ans  
Séisme



On remarquera que l'effort tranchant qui diminue tout en montant depuis les niveaux inférieurs, mais subitement la valeur du tranchant augmente au niveau 113,20 (voir diagramme), ceci est dû au changement de section des poteaux à ce niveau. En effet les poutres n'ayant pas changé de section, elles vont reprendre un moment plus important, qui donnent un tranchant dans les poteaux plus important, ce qui donne enfin de compte un effort normal plus important dans les poteaux à ce niveau considéré.

Le même phénomène apparaît au niveau 121,60, ceci est dû au retrait, en effet le nombre de poutre est réduit, donc le poteau considéré reçoit une part plus importante d'effort normal.

## CONCLUSION

les particularités qui se sont présentées dans notre étude ont mis en évidence la conception bistornue de notre structure, forme en plan et en élévation irrégulière (décrochement, retrait, hauteur de niveau différente, distribution des masses sur la hauteur irrégulière). Compte tenu de ceci, pour de telles structures les mesures constructives envisagées par les règles devraient être plus exigeantes afin que dans le cas où l'on ne peut éviter de telles irrégularités on puisse tout de même (quelque soit le principe de calcul admis par l'étude et le contrôle) assurer une ductilité suffisante à la structure.

Ductilité: capacité de déformations linéaire et angulaire d'un élément sans la perte des limites de résistances sous les actions statiques (charges et surcharges) et la capacité d'absorption et de dissipation d'énergie sous les actions dynamiques. Elle est mesurée en général par le rapport entre la déformation ou le déplacement maximum à la rupture et la déformation ou le déplacement correspondant à la limite d'écoulement ou à la limite élastique.



De telles constructions peuvent conduire à d'importantes sollicitations supplémentaires dans les zones de discontinuité (concentration d'efforts). La comparaison entre les sollicitations du C.S.E et l'"ETABS" permet de mettre en évidence ce phénomène, car l'"ETABS" traduit un peu mieux la réalité du comportement.

toutefois il faut souligner le fait suivant:

Par manque de moyen on n'a pu faire un calcul semi-manuel (à l'aide de "STRESS") pour tous les portiques de la structure, comme on a fait pour le M. On ne pourrait pas affirmer que les quelques cas particuliers, qui ont été observés sur le portique M, seront observés sur les autres portiques de la structure, néanmoins on pourra dire que ce serait prévisible de voir ces cas se produire pour les autres portiques, et surtout ceux de rive. Donc à priori on ne pourra pas généraliser ceci sur l'ensemble de la structure.

## COMPARAISON: STRESS - CALCUL MANUEL (Haller-Kranl)

### estimation des précisions

Après comparaison entre les valeurs trouvées avec "STRESS" et la méthode de Von Haller-Kranl (valeurs exposées précédemment sur le portique dans la méthode de Mr Haller Kranl).

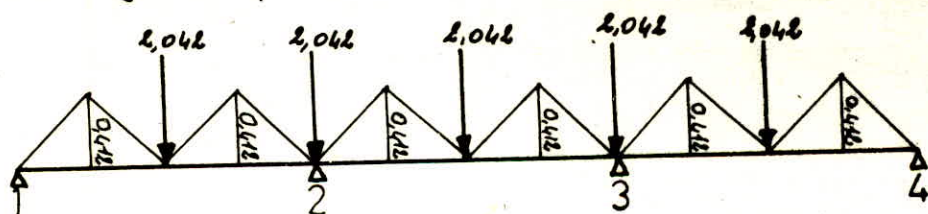
En dépit des différences négligeables entre les valeurs, on peut dire que cette méthode est efficace, elle donne des résultats avec une bonne précision, la différence qui existe entre STRESS et Haller Kranl est due en grande partie aux erreurs commises en arrondissant les valeurs et en faisant le cumul de ces erreurs.

### conclusion :

Vu que la différence, entre les valeurs des deux méthodes est négligeable, on peut dire que le choix qu'on a fait, en adoptant cette méthode est bon.

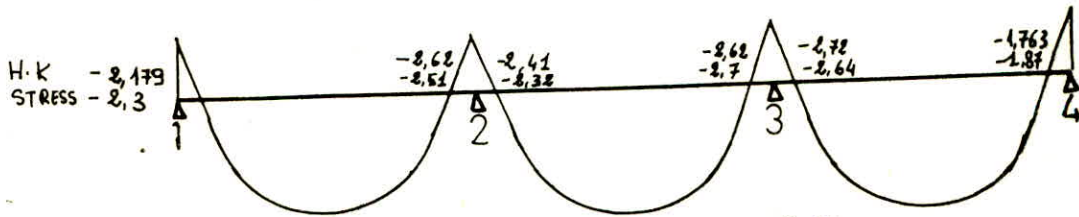
### estimation des coefficients aux appuis

Pour faire cette estimation, on prendra une poutre à trois travées du portique M, sous surcharges d'exploitation.

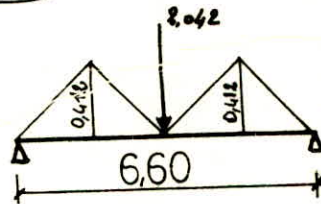


Avec les moments aux appuis (trouvés à l'aide de "STRESS" et de la méthode de Mr Haller Kranl) et les moments isostatiques de la poutre isostatique on trouvera la valeur  $\alpha = \frac{M_i}{M_0}$  ( $i=1, \dots, 4$ ), ces valeurs de  $\alpha$  seront comparées à celles données par la méthode forfaitaire exposée dans les ouvrages tels que le C.C.B.A et voir si la méthode de Mr H-K donne de bons résultats et si on est dans le sens de la sécurité.





moment isostatique



pour  $X = 3,3m$   
 $M_0 = 4,49 t.m$

Valeurs des moments aux appuis

stress

Haller kranl

$$M_1 = 2,3 t.m$$

$$M_1 = 2,179 t.m$$

$$M_2 = 2,51 t.m$$

$$M_2 = 2,62 t.m$$

$$M_3 = 2,7 t.m$$

$$M_3 = 2,72 t.m$$

$$M_4 = 1,87 t.m$$

$$M_4 = 1,863 t.m$$

valeurs respectives de  $\alpha_i = \frac{M_i}{M_0}$

stress

Haller kranl

méthode forfaitaire

$$\alpha_1 = 0,51$$

$$\alpha_1 = 0,485$$

$$\alpha_1 = 0,4$$

$$\alpha_2 = 0,559$$

$$\alpha_2 = 0,583$$

$$\alpha_2 = 0,5$$

$$\alpha_3 = 0,601$$

$$\alpha_3 = 0,605$$

$$\alpha_3 = 0,5$$

$$\alpha_4 = 0,416$$

$$\alpha_4 = 0,414$$

$$\alpha_4 = 0,4$$

conclusion :

On remarque que les valeurs de  $\alpha_i$  trouvées par "STRESS" et la méthode de M<sup>r</sup> HK sont supérieures à celles données par la méthode forfaitaire, donc on est dans le sens de la sécurité.

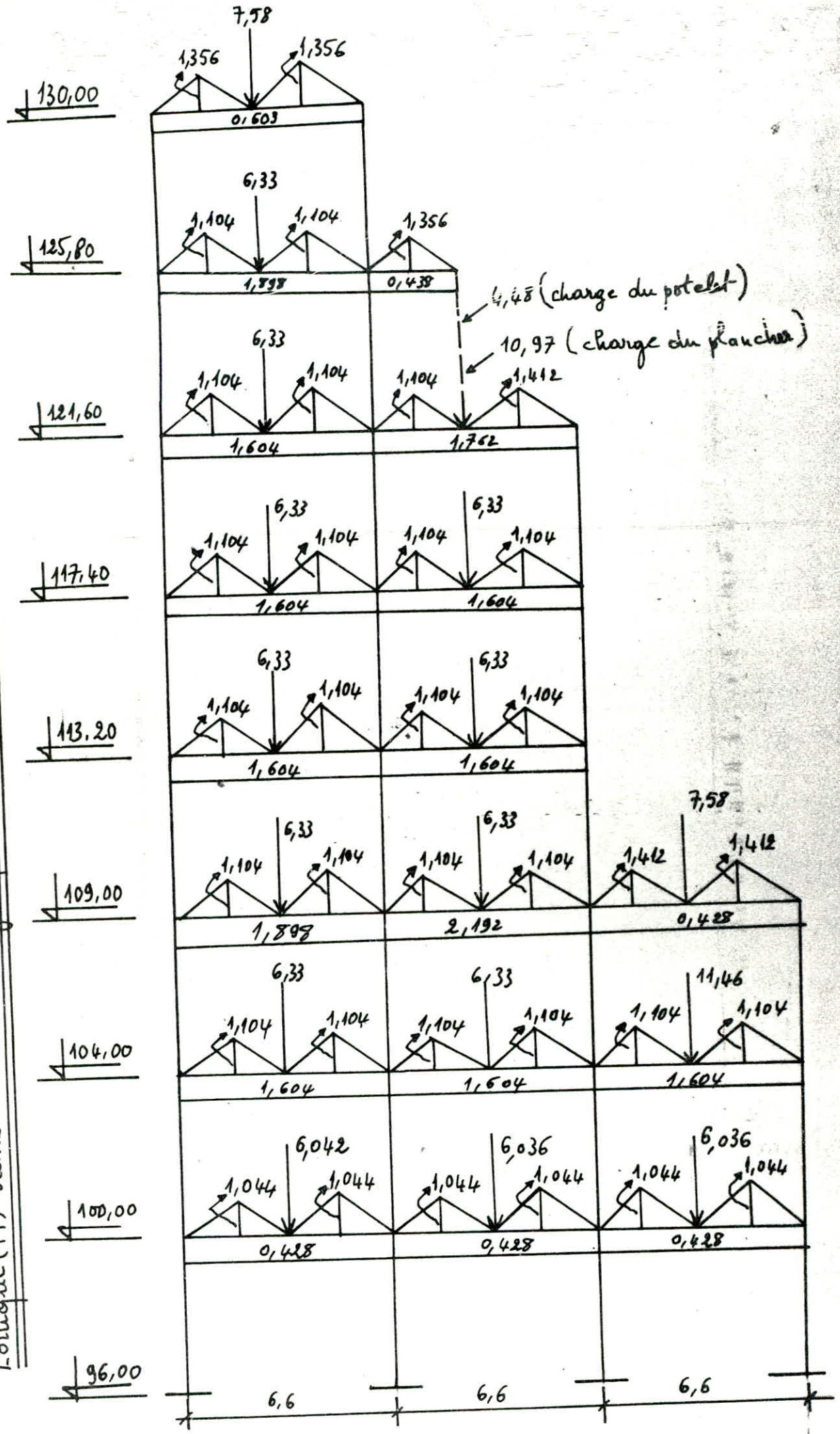
On peut dire que les déplacements d'étage ont modifié l'allure des sollicitations dans les poutres par rapport à la méthode forfaitaire d'où apparition des moments non négligeables dans les poteaux intermédiaires.

PORTIQUES A

ETUDIÉ



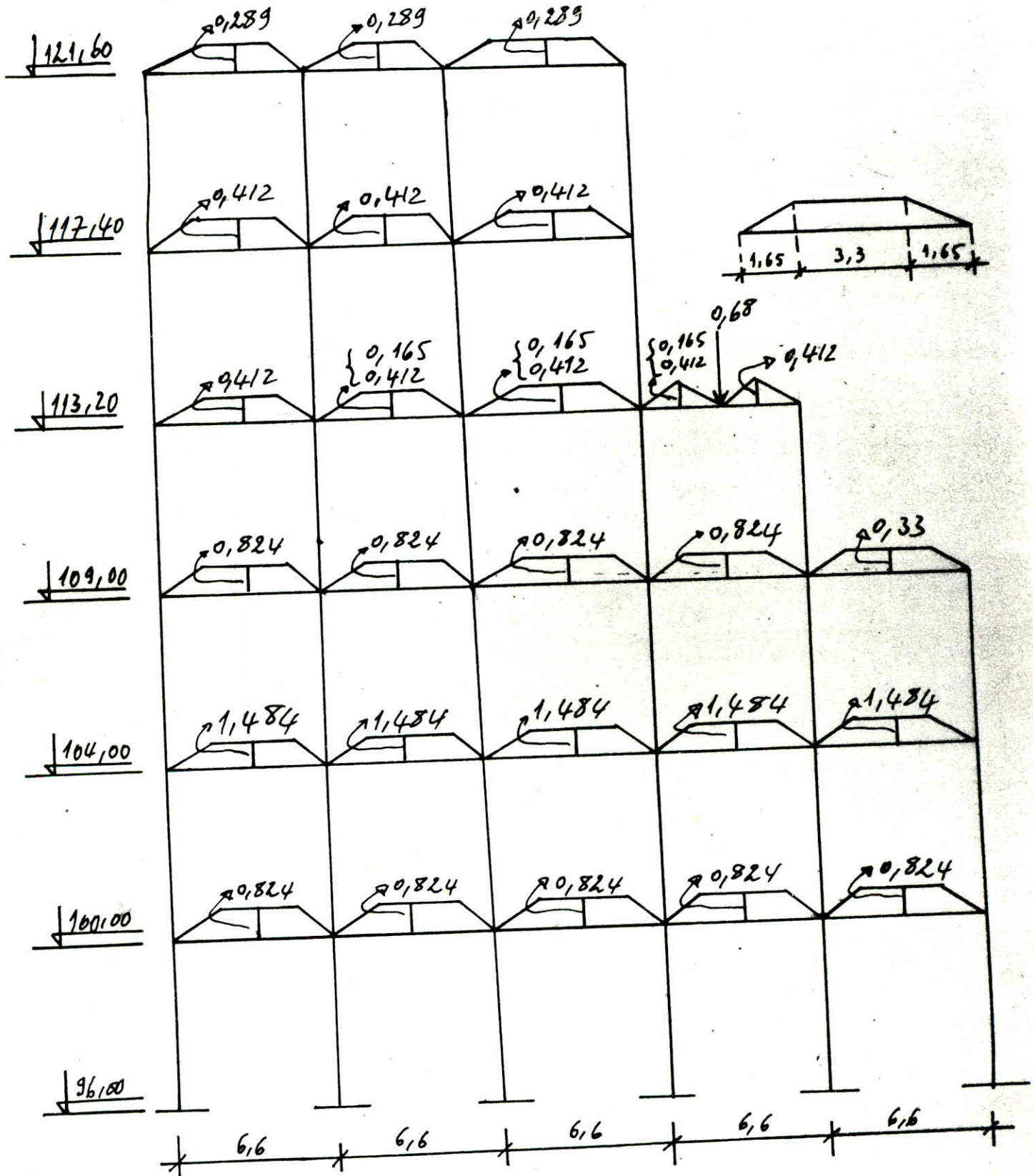
" Pontique (M) transversal " charges permanente en tonne "



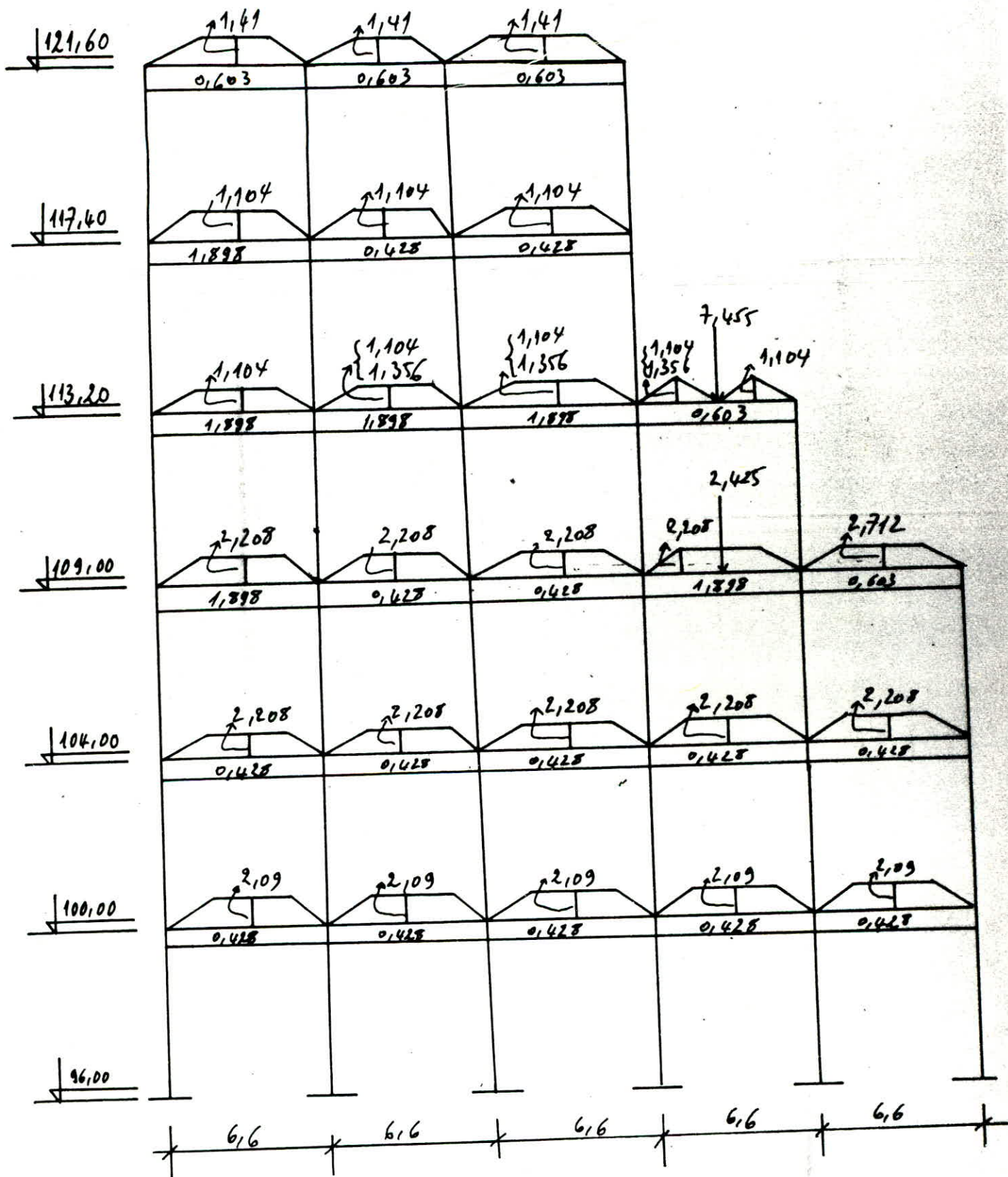




Portique longitudinal (16) " surcharges d'exploitations exterieures "



Portique longitudinal (16) "charges permanentes en toiture"





**CALCUL DES**

**POUTRES**

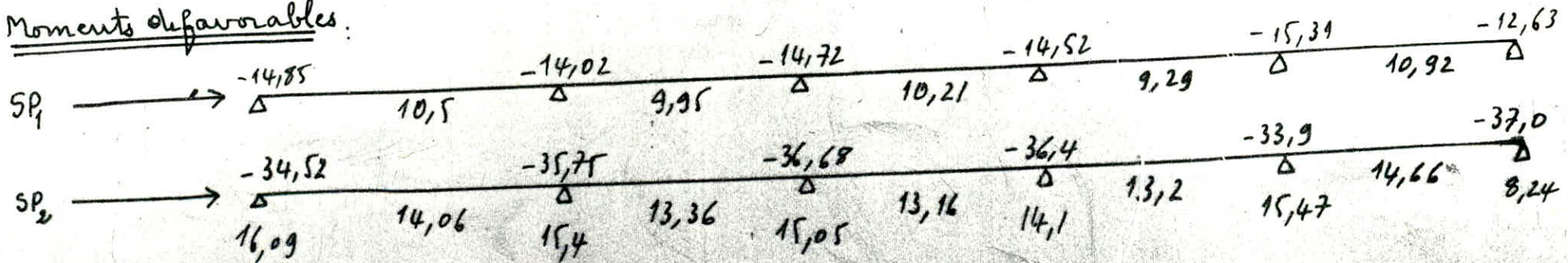




Poutre (2)

G + 1,2P	M	-14,85	10,5	-13,43	-14,02	9,95	-14,72	-14,25	10,21	-14,52	-13,66	9,29	-15,31	-14,14	10,92	-12,63
	T	10,2		12,37	9,93		12,63	9,99		12,58	10,18		12,38	6,96		15,61
G + P + SI	M	10,46	14,06	-35,75	9,83	13,36	-36,68	9,48	13,16	-36,41	8,43	13,2	-33,90	14,89	14,66	-37,0
	T	3,55		17,55	3,50		17,60	3,60		17,50	4,24		16,86	1,35		19,75
G + P - SI	M	-34,52	10,01	2,37	-27,79	9,65	0,97	-27,88	9,67	1,05	-27,22	9,23	0,05	-13,58	8,73	-10,51
	T	15,38		5,72	14,91		6,19	14,93		6,16	14,68		6,42	11,01		10,08
0,8G + SI	M	+16,09	.....	-28,7	15,04	.....	-29,23	15,05	.....	-28,93	14,08	.....	-25,91	15,47	.....	-34,55
	T	-1,28		12,29	-1,26		12,26	-1,16		12,16	-0,55		11,55	-2,99		13,99
0,8G - SI	M	-23,89	.....	9,42	-22,21	.....	8,43	-22,31	.....	8,52	-21,61	.....	7,36	-10,0	.....	8,24
	T	10,55		0,54	10,14		0,86	10,17		0,83	9,89		1,55	6,68		4,32

Moments defavorables:



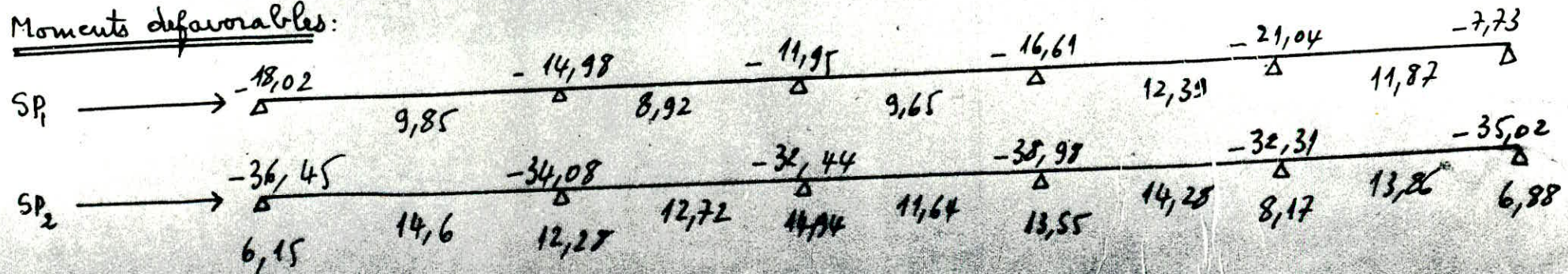


Poutre (3)

G + 1,2P	M	-18,02	9,85	-14,98	-12,19	8,92	-11,95	-10,8	9,65	-13,41	-16,61	12,39	-21,04	-13,09	11,87	-7,73
	T	15,65		12,70	10,23		8,42	9,78		8,87	16,24		14,53	5,30		14,06
G+P+SI	M	-0,4	11,98	-30,89	+5,04	9,58	-28,07	6,12	9,99	-29,46	-1,43	13,81	-32,31	19,15	13,86	-35,02
	T	9,15		18,38	3,89		13,93	3,52		14,31	10,30		19,66	1,31		17,73
G+p-SI	M	-36,45	14,6	8,22	-34,08	12,72	11,05	-32,44	11,64	9,26	-38,98	14,28	3,18	-8,88	7,83	-12,47
	T	21,21		6,24	15,75		2,08	15,23		2,60	21,36		8,59	8,97		14,06
0,8G+SI	M	6,15	...	-26,83	10,01	...	-24,18	10,74	...	-25,16	4,67	...	-27,32	18,91	...	-29,44
	T	4,38		14,38	0,32		10,68	0,08		18,94	5,50		15,20	-0,36		14,29
0,8G-SI	M	-34,89	...	12,28	-29,11	...	14,94	-27,82	...	13,55	-32,88	...	8,17	-9,12	...	6,88
	T	16,53		2,23	12,18		-1,17	11,77		-0,76	16,57		4,13	7,30		6,62

130

Moments defavorables:

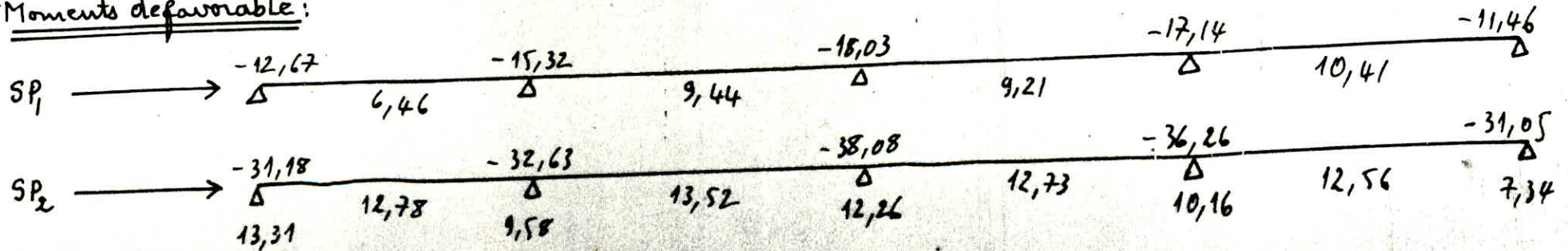




Poutre (4)

G + 1,2P	M	-12,67	6,46	-11,29	15,32	9,44	-18,02	16,70	9,21	-17,14	-13,42	10,41	-11,46
	T	9,96		10,48	43,24		14,89	13,62		14,51	9,01		11,08
G+P+SI	M	+9,83	12,78	-31,64	+5,35	13,52	-38,08	+3,42	12,73	-36,26	+6,77	12,56	-31,05
	T	3,73		16,30	7,80		20,36	7,76		19,79	3,45		16,17
G+P-SI	M	-31,18	10,4	6,59	-32,63	11,68	0,05	-33,53	11,34	0,35	-29,14	10,12	3,49
	T	-15,74		4,29	18,73		8,83	18,91		8,64	14,13		5,49
0,8G+SI	M	+13,31	.....	28,38	+9,42	.....	-32,71	+7,79	.....	-31,07	+10,16	.....	-27,20
	T	0,88		13,51	3,49		12,26	3,99		15,77	0,82		13,03
0,8G-SI	M	27,70	.....	9,85	-28,57	.....	5,42	-29,15	.....	5,55	-25,76	.....	7,34
	T	12,88		1,51	15,03		4,73	15,14		4,62	11,49		2,36

Moments defavorable :



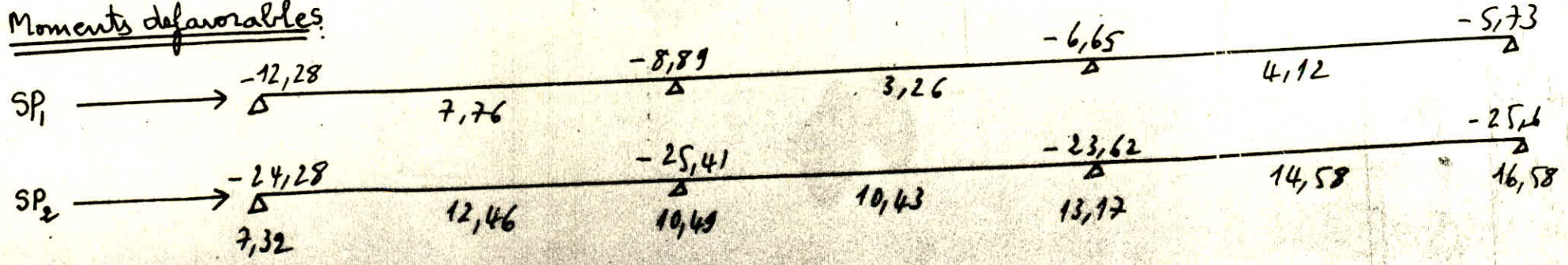
Poutre (5)

G + 1,2P	M	-12,28	7,76	-8,89	-7,81	3,26	-6,3	-6,65	4,12	-5,73
	T	10,73		9,70	5,59		5,14	5,51		5,23
G+P+SI	M	7,32	12,46	-25,41	7,93	8,29	-21,40	10,48	10,84	-25,60
	T	5,05		14,97	0,72		9,61	-0,36		10,68
G+P-SI	M	-24,28	11,45	8,01	-23,05	9,41	9,35	-23,62	14,58	14,58
	T	15,97		4,06	10,07		0,25	10,95		-0,62
0,8G+SI	M	10,91	.....	-22,93	10,43	..... 10,43	-19,10	13,18	.....	-23,6
	T	2,07		12,32	-1,16		7,79	-2,25		8,89
0,8G-SI	M	-27,69	.....	10,49	-20,54	.....	11,54	-21,28	.....	16,58
	T	12,98		1,41	8,19		-1,56	9,052		-2,42

132

132

Moments defavorables:

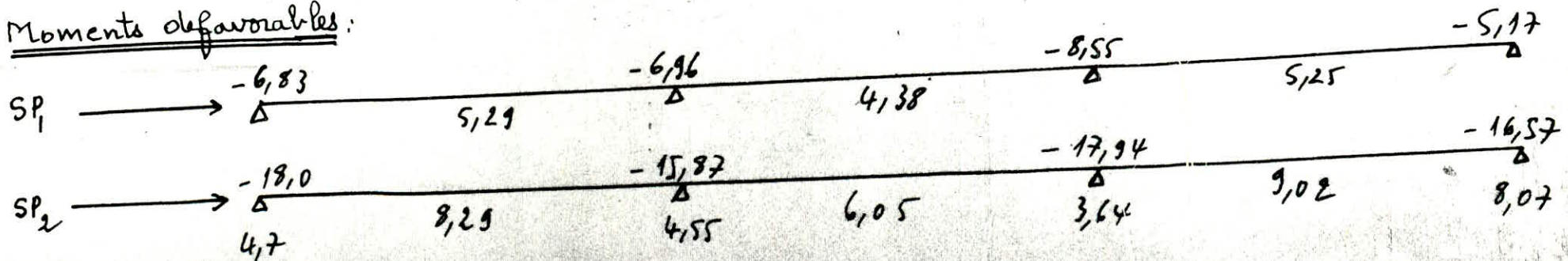




Poutre (6)

G+1,2P	M	-6,83	5,29	-6,68	-6,96	4,38	-8,40	-8,55	5,25	-5,17
	T	6,36		6,31	6,12		6,56	6,85		5,83
G+P+SI	M	4,71	8,29	-15,87	1,91	6,05	-16,84	1,22	5,67	-16,57
	T	3,08		9,31	3,35		9,03	3,50		8,89
G+P-SI	M	-18,0	6,28	2,74	-15,5	5,35	0,43	-17,94	9,02	6,50
	T	9,34		3,05	8,61		3,78	9,90		2,49
0,8G+SI	M	6,79	.....	-14,06	3,91	.....	-14,42	3,64	.....	-15,01
	T	1,22		7,54	1,60		7,16	1,56		7,21
0,8G-SI	M	-15,91	.....	4,55	-13,49	.....	2,85	-15,52	.....	8,07
	T	7,48		1,28	6,86		1,91	7,96		0,81

Moments defavorables:

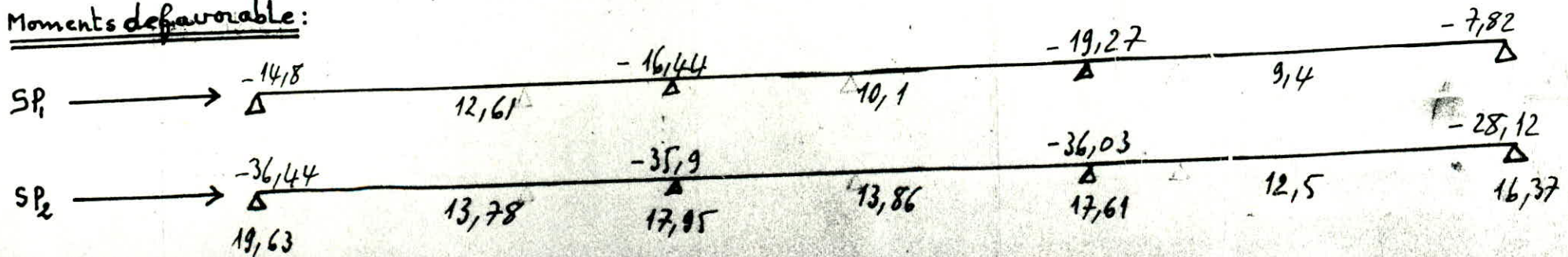


Efforts dans les poutres du portique (M) donnés par "ETABS"

Poutre (1)

		Δ	30x70	Δ	30x70	Δ	30x70	Δ		
G + 1,2 P	M	-14,8	12,61	-15,62	-16,44	10,10	-12,39	-19,27	9,4	-7,82
	T	8,07		8,32	7,9		8,49	7,16		6,72
G + P + SI	M	15,75	11,94	-35,90	14,07	13,86	-36,03	13,79		-28,12
	T	0,03		15,68	0,26		15,44	0,25		12,95
G + P - SI	M	-36,44	13,78	13,68	-34,06	13,072	12,33	-31,31		-13,27
	T	15,45		0,26	14,88		0,82	13,36		-0,15
0,8G + SI	M	19,63		31,64	17,87		-31,5	17,61		-25,02
	T	-2,84		12,69	-2,55		12,44	-2,54		10,38
0,8G - SI	M	-32,56		17,95	-30,26		+16,87	27,48		16,37
	T	12,58		-2,73	12,06		-2,21	10,56		-2,72

Moments défavorable:

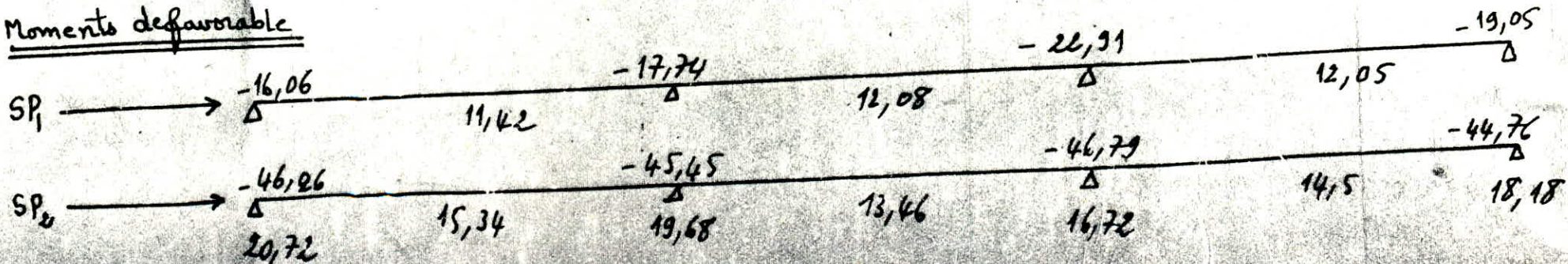




Poutre (2)

		30x70		30x70		30x70		30x70		
G + 1,2P	M	-16,06	11,42	-16,74	-14,51	12,08	-19,59	-22,91	12,05	-19,05
	T	12,87		13,07	12,2		13,74	17,1		15,93
G+P+SI	M	15,304	15,34	-45,45	14,76	13,35	-44,72	5,8	14,5	-44,76
	T	3,319		21,73	3,06		21,99	8,24		23,57
G+P-SI	M	-46,26	14,33	13,21	-42,73	13,46	10,00	-46,79	13,64	8,06
	T	21,53		3,51	20,51		4,53	24,67		7,14
0,8G+SI	M	20,72		-39,72	19,68		-41,0	13,88		-38,29
	T	-0,935		17,38	-0,97		17,42	2,37		18,18
0,8G-SI	M	-40,84		18,94	-37,81		16,72	-41,71		14,53
	T	17,282		-0,834	16,48		-0,038	18,79		1,75

Moments defavorable

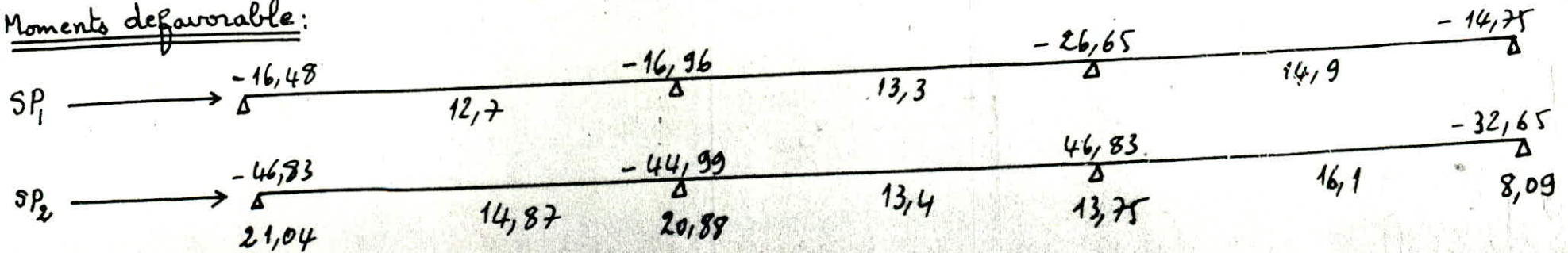


Pontre (3)

		30x70			30x70			30x70		
G + 1,2P	M	16,48	12,7	-16,96	-13,67	13,3	-23,77	-26,65	14,90	-14,75
	T	13,22		13,36	12,73		-15,79	20,07		16,21
G+P+SI	M	15,84	11,87	-44,99	16,7	11,78	-46,83	-1,77	11,90	-32,65
	T	3,43		22,47	3,37		24,47	13,2		22,3
G+P-SI	M	46,83	14,92	13,99	-43,28	13,4	6,16	-45,43	16,10	3,83
	T	22,31		3,59	21,48		6,35	26,10		9,4
0,8G+SI	M	21,04		-41,83	20,88		-45,84	5,62		-28,39
	T	-0,53		18,53	-0,33		19,88	7,6		17,7
0,8G-SI	M	-42,61		19,15	-39,10		13,75	-43,04		8,09
	T	18,36		-0,36	17,78		1,77	20,5		4,8

136

Moments defavorable:





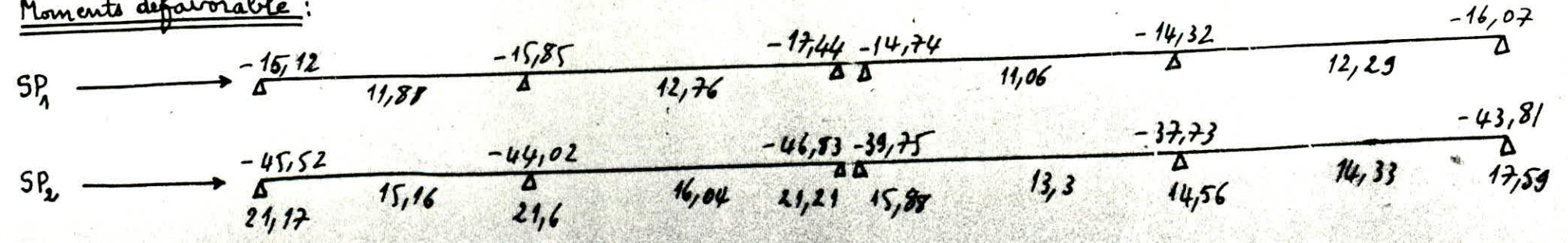
Poutre (4)

Poutre (5)

		Δ	30x70	Δ	30x70	Δ Δ	30x70	Δ	30x70	Δ	30x70	Δ	
G + 1,2P	M	-15,12	11,88	-15,85	-13,05	12,76	-17,44	-14,74	11,06	-14,2	-14,32	12,29	-16,07
	T	12,21		12,43	11,65		12,98	12,40		12,24	12,06		12,58
G + P + SI	M	16,28	13,83	-44,02	17,42	12,91	-46,83	11,13	12,29	-35,52	9,98	12,99	-43,81
	T	2,84		21,12	1,83		22,13	4,9		19,06	3,83		20,13
G + P - SI	M	-45,52	15,16	13,24	-42,69	16,04	15,72	-39,75	13,3	7,99	-37,73	14,33	12,61
	T	20,88		3,08	20,83		3,13	19,21		4,74	19,60		4,35
0,8G + SI	M	21,17		-39,1	21,6		-44,06	15,88		-31,01	14,56		-38,83
	T	-0,91		17,36	-1,72		18,17	1,11		15,33	0,13		16,31
0,8G - SI	M	-40,64		18,16	-38,5		21,21	-35,07		12,5	-33,16		17,59
	T	17,13		-0,68	17,27		-0,82	15,43		1,02	15,91		0,53

137

Moments defavorable :

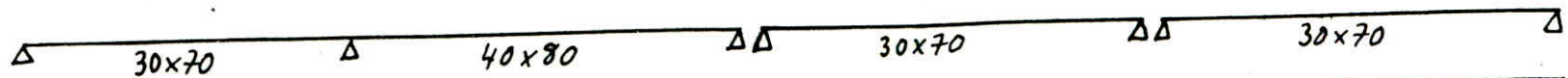




Route (6)

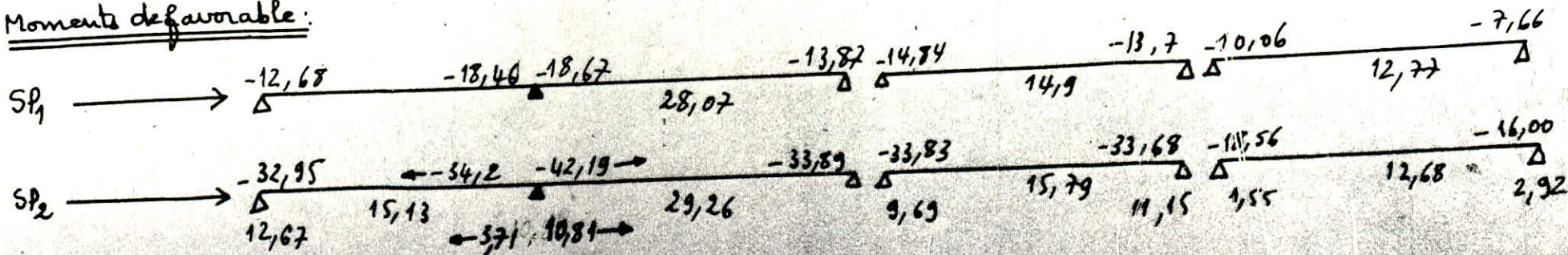
Route (7)

Route (8)



G + 1,2P	M	-12,68	11,99	-18,46	-18,67	29,07	-13,87	-14,84	14,9	-13,70	-10,06	12,77	-7,67
	T	11,44		13,19	18,77		17,06	13,46		13,12	9,19		8,47
G+P+SI	M	8,5	15,13	-34,19	5,61	29,26	-33,89	5,04	14,61	-33,68	-1,18	12,68	-16,00
	T	5,52		18,44	11,71		23,42	7,08		18,82	6,45		10,94
G+P-SI	M	-32,9	9,39	-1,78	-42,19	25,71	6,79	-33,83	15,79	7,01	-18,56	10,12	0,92
	T	16,7		7,26	25,11		10,02	19,14		6,76	11,65		5,75
0,8G+SI	M	12,67		-28,70	10,81		-29,90	9,69		-29,55	1,55		-14,00
	T	1,95		14,49	6,58		18,72	3,05		14,94	4,05		8,77
0,8G-SI	M	-28,74		3,71	-36,99		10,78	-29,17		11,15	-15,83		2,92
	T	13,14		3,30	19,99		5,31	15,11		2,89	9,25		3,57

Moments defavorable:





# FERRAILLAGE DES POUTRES

## Méthode de calcul :

Les poutres de chaque portiques sont soumises à un moment flechissant et un effort normal (effort tranchant dans les poteaux) dans chacune de leurs sections.

le calcul devrait être fait en flexion composée, mais compte tenu de l'article 15 du C.C.B.A 68 qui stipule que par simplification, on fait pas état des efforts normaux dans les poutres les calculs seront menés en flexion simple.

les efforts de calcul seront déterminés d'après les combinaisons suivantes :

sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :

$$\bar{\sigma}_a = 2660 \text{ kg/cm}^2$$

-  $G + 1,2 P$  avec :  $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$

sollicitation du 2<sup>e</sup> genre :

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$G + P + SI$

$$\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$G + P - SI$  avec :

$0,8 G \pm SI$

les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du premier genre et sous la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>e</sup> genre et on retiendra la plus grande de ces sections d'armatures ainsi déterminées.

la méthode de détermination des armatures que l'on utilisera est celle exposée dans l'ouvrage de Mr. P. CHARON

on détermine  $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$  tableaux (Page 142-149)  $\rightarrow$   $\begin{matrix} E = \\ K = \end{matrix}$

$$\rho_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \quad \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0 \quad \text{si non } A' \text{ existe}$$

avec :  $A'$  = section d'armatures comprimées.

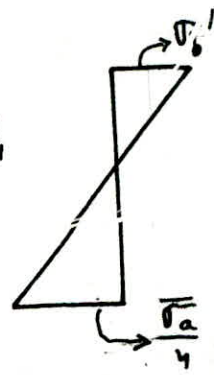
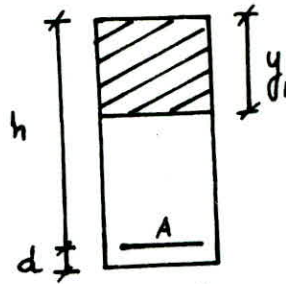
13  
A71

a/ section sans armatures comprimées ( $A' = 0$ )

la section d'armature cherchée sera:

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

$$h_e = h + d$$



b/ section avec armatures comprimées ( $A'$ )

$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \text{ ou a } \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b' \text{ et } \bar{\sigma}_a' = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}_b'$$

$$\text{avec: } \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\sigma}_b'} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'}$$

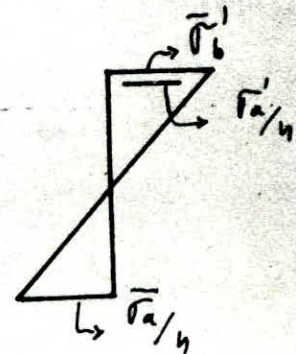
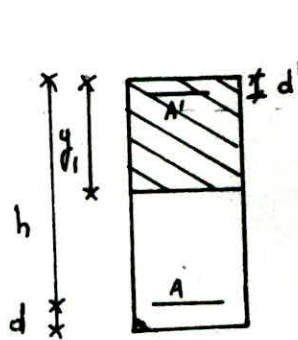
Connaissant k tableau  $\rightarrow \alpha; \mu; \epsilon$

$$y_1 = \alpha h; M_1 = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b'; \Delta M = M - M_1$$

les sections d'armatures cherchées seront:

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

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a \cdot (h-d')}$$



dans le cas où  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$

on prend  $k = \frac{15(h-d')}{h+d'}$   $\rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}; \bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a'$  tableaux  $\Rightarrow$

$\epsilon$  et  $\mu \Rightarrow M_1 = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b'$   $\Delta M = M - M_1$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}; A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$

Contraintes:

Pour le cas a/ :  $w = \frac{15}{h} \cdot \frac{A}{b \cdot h}$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{h \cdot k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

Connaissant w des tableaux  $\Rightarrow k$



Pour le cas b/ nous utilisons les formules suivantes:

$$\frac{b y_1^2}{2n} + (A + A') y_1 - A' d' - A (h_f - d) = 0$$

$$\frac{M}{K} = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_f - d - y_1)^2$$

où

$$\frac{M}{K} = -\frac{b y_1^3}{6} - n A' (y_1 - d') d' + n A (h_f - d - y_1) (h_f - d).$$

$$\sigma_b' = K y_1 \quad \text{doit être} \leq \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = n K (y_1 - d') \quad \text{doit être} < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = n K (h_f - d - y_1) \quad \text{doit être} < \bar{\sigma}_a$$

Armatures transversales:

les armatures transversales ont pour but de reprendre l'effort tranchant et empêcher les fissures

Contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec: } b = \text{base de la section}$$

$$z = \frac{7}{8} h; \quad h = \text{bras de levier de la section}$$

Contraintes admissibles des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a \quad \text{avec } \begin{cases} \rho_a = \frac{2}{3} & \text{si il y a reprise de bétonnage} \\ \rho_a = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) & \text{si non} \end{cases}$$

Contraintes admissibles de cisaillement:

$$\left. \begin{cases} \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b0}' \\ \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_{b0}' \leq \bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b' \end{cases} \right\} \Rightarrow \text{armatures droites suffisent}$$

$$\left. \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b0}' \\ \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_{b0}' \leq \bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b' \end{cases} \right\} \text{les barres inclinées sont nécessaires.}$$

si  $\tau_b > 5 \bar{\sigma}_b$ : il faut changer la section du béton.

$$\bar{\sigma}_b' (SP_1) = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b' (SP_2) = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des espacements:

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

Espacement admissible:

$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = (1 - 0,3 \frac{z_b}{\sqrt{b}}) h \\ t_2 = 0,2 h \end{cases} \quad \text{C.C.B.A 68 art.}$$

R.P.A Art 4.2.3.2.2

zone nodale et en travée si A' existe

$$s \leq \min \left( \frac{ht}{4}; 12\phi \right)$$

si A' n'existe pas en travée  $s \leq \frac{ht}{2}$

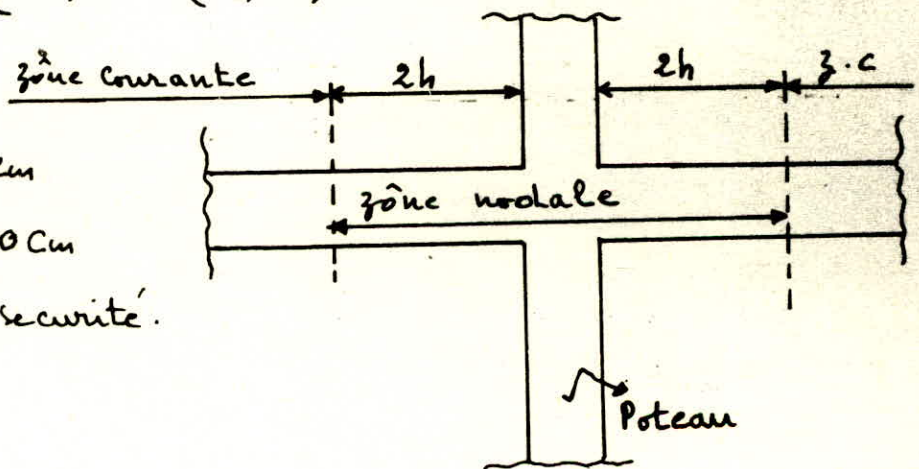
$\phi$  prend le plus petit diamètre calculé et ds le cas d'une section en travée avec A'  $\phi$  est le plus petit diamètre des aciers comprimés

donc  $\bar{t} = \min (s; \max(t_1; t_2))$

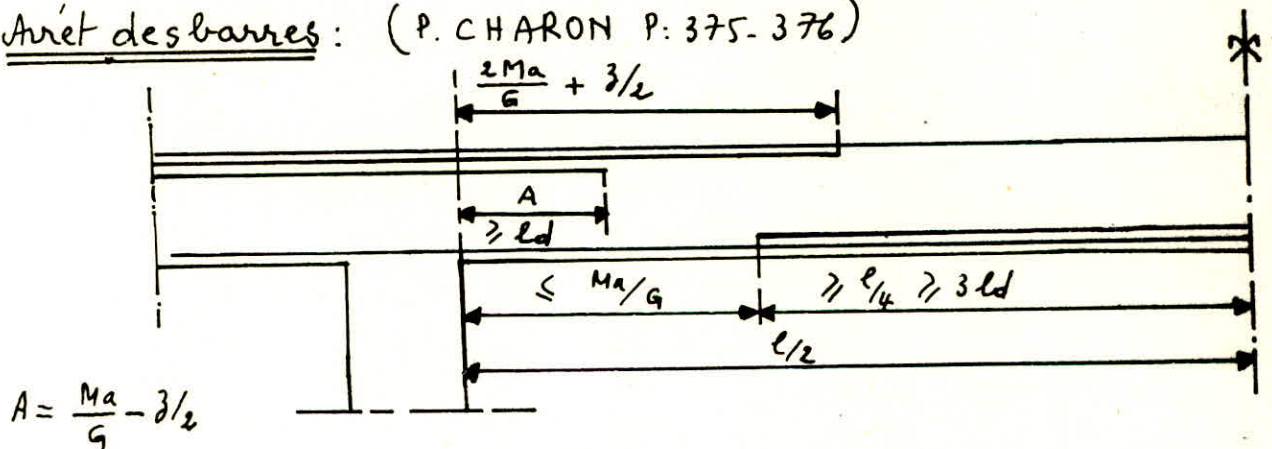
$$2h = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$$

nous prenons 150 cm

pour être bien en sécurité.



Arrêt des barres: (P. CHARON P: 375-376)



$$A = \frac{M_a}{G} - 3/2$$



avec:  $G$  = charge permanente totale agissant sur la travée  
 $M_a$  = moment pléchiissant sur l'appui.

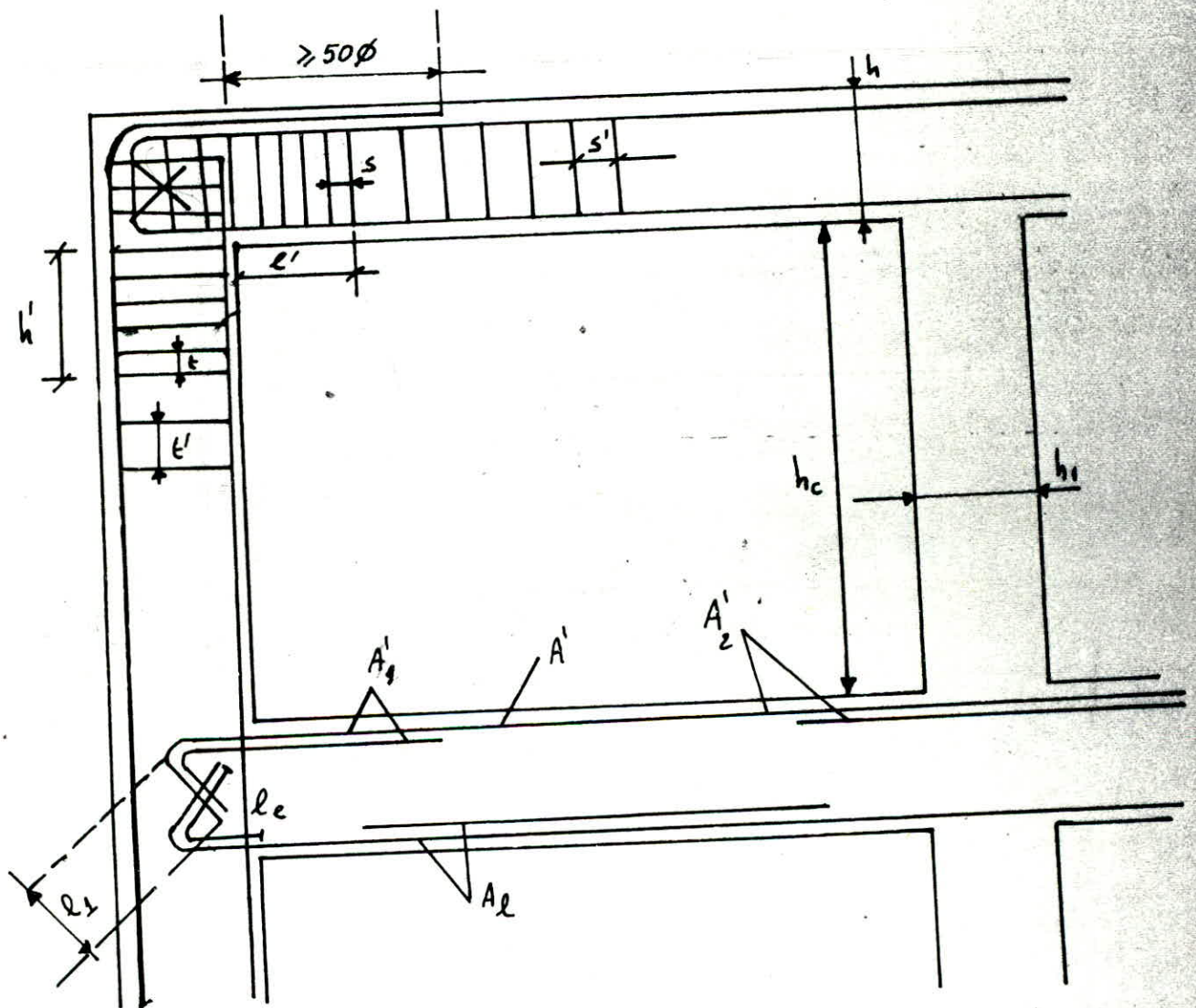
R.P.A 81:

$$\% \text{ minimum} = 0,3\% \cdot 30 \times 70 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$\% \text{ maximum} = 2,5\% \cdot 30 \times 70 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Pourcentage min et max et prescriptions relatives au ferrailage de

R.P.A 81 Art 4.2.3.2.2



$$l' = 2h ; h' = \max\left(\frac{h_c}{6}; b_i; h_i; 60 \text{ cm}\right)$$

$$t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm}) \text{ zone II}$$

$$l' \leq 12\phi \text{ zone II}$$

$$A' \geq \max\left(\frac{A_1'}{4}; \frac{A_2'}{4}; 3C_m^2\right)$$

$$A_1 \geq \max\left(\frac{A_1'}{2}; \frac{A_2'}{4}; 3C_m^2\right)$$

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \quad s' \leq \frac{h}{2}$$

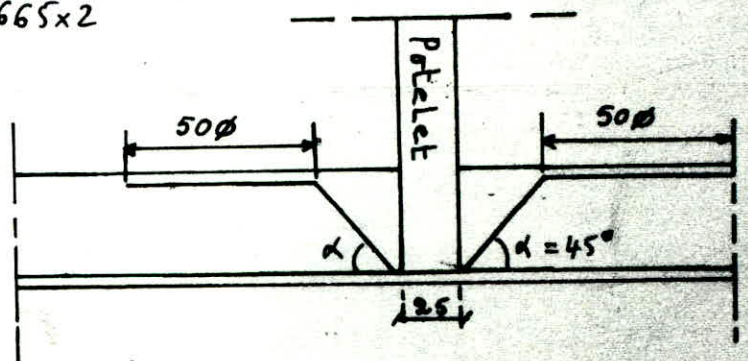
% min = 0,3% pour H.A

% min = 0,5% pour Adx

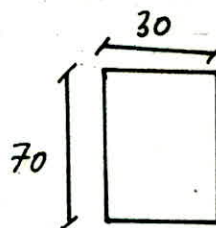
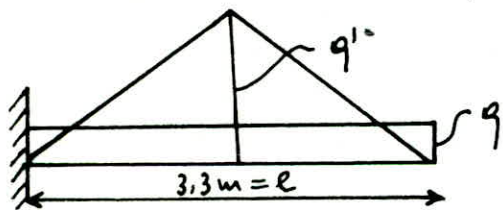
% max = 2,5%

armatures longitudinales sur toute la portée.

pour les portées supportant les potelets on prévoit le renforcement suivant:  $A \geq \frac{N}{2\bar{\sigma}_a} = \frac{10,5 \cdot 10^3}{2665 \times 2} = 1,97 \text{ cm}^2$  on choisit 3 T14.



Calcul de la Console du portique (M) Niv 125,8 m



$$q' = 1,6 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,438 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{q'l^2}{4} + \frac{ql^2}{2} = 6,74 \text{ t. m}$$

$$P. \text{ CHARON: } \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6,74 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 64^2} = 0,02938 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9259 \\ k = 52,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{52,5} = 53,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

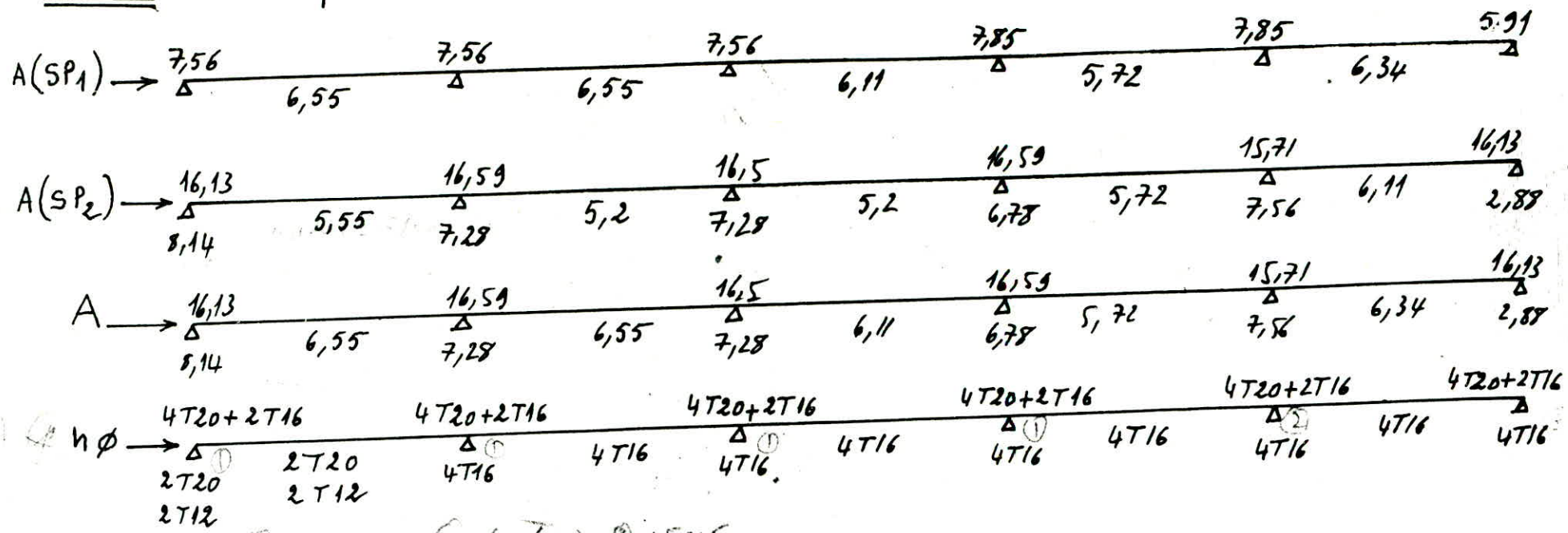
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{6,74 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 64} = 4,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T20$$

4T20 est le premier lit de la poutre principale



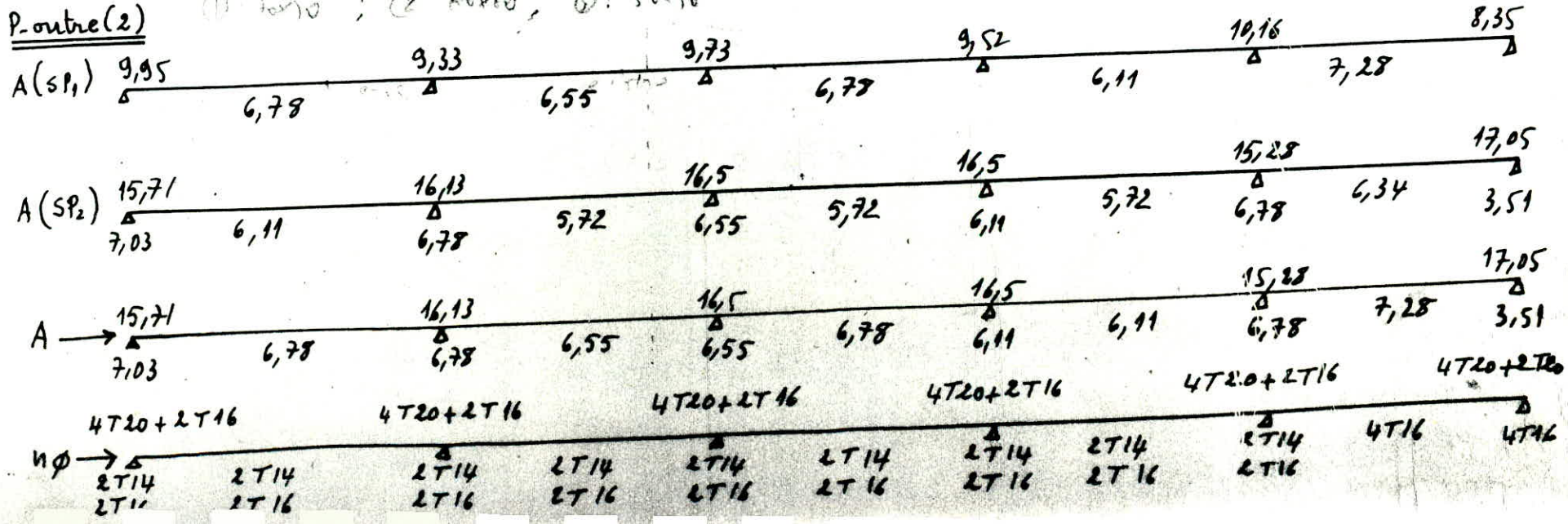
Le choix des barres se fait avec la plus grande section d'acier des deux genres de sollicitations. (16)

Poutre (1)  $A = \sup [A(SP_1); A(SP_2)]$



145

Poutre (2) ①: 20x20 ; ②: 60x60 ; ③: 50x50

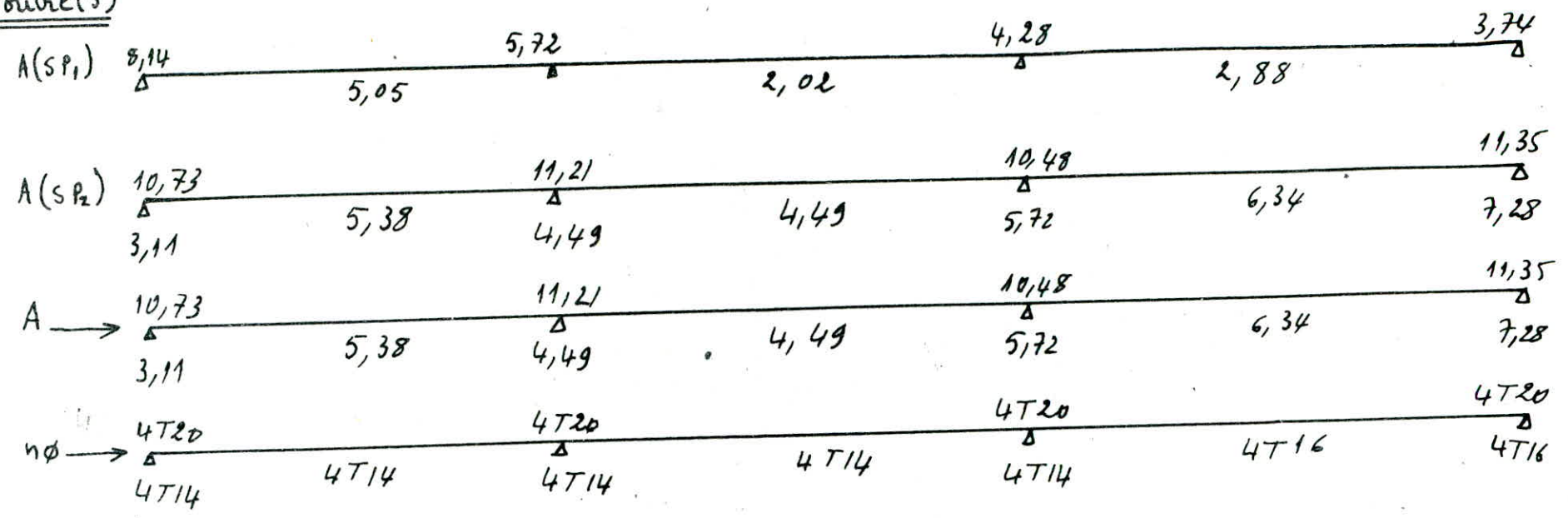


2

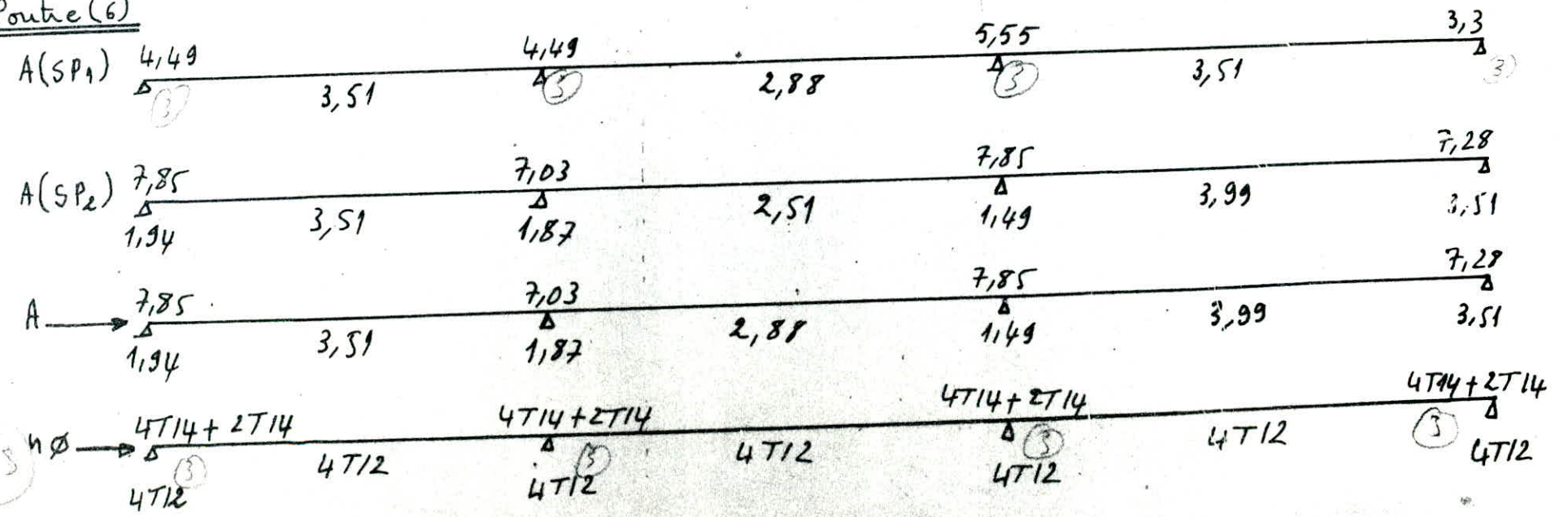




Poutre (5)



Poutre (6)



147

(A) (3)

La section d'acier pour les armatures longitudinales à considérer est:  $A = \max[A(SP_1); A(SP_2)]$  (M)

Poutre (1)

$SP_1 \rightarrow A_1$	9,73		10,85		12,94		5,05
	$\Delta$	8,35	$\Delta$	6,55	$\Delta$	6,11	$\Delta$
$SP_2 \rightarrow A_2$	16,59		16,59		16,59		12,46
	$\Delta$	5,91	$\Delta$	6,11	$\Delta$	5,38	$\Delta$
	8,6		7,85		7,85		7,28
$A = \max(A_1; A_2)$	16,59		16,59		16,59		12,46
	$\Delta$	8,35	$\Delta$	6,55	$\Delta$	6,11	$\Delta$
	8,6		7,85		7,85		7,28
$n\phi$	4T20+4T12		4T20+4T12		4T20+4T12		4T20
	$\Delta$	2T20	$\Delta$	4T16	$\Delta$	4T16	$\Delta$
	2T20	2T14	4T16		4T16		4T16
	2T14						

Poutre (2)

$SP_1 \rightarrow A_1$	10,6		14,1		18,94		12,77
	$\Delta$	7,56	$\Delta$	8,14	$\Delta$	7,85	$\Delta$
$SP_2 \rightarrow A_2$	20,41		20,34		20,41		20,41
	$\Delta$	6,78	$\Delta$	5,91	$\Delta$	6,34	$\Delta$
	9,14		8,6		7,28		8,14
$A = \max(A_1; A_2)$	20,41		20,34		20,41		20,41
	$\Delta$	7,56	$\Delta$	8,14	$\Delta$	7,85	$\Delta$
	9,14		8,6		7,28		8,14
$n\phi$	4T20+4T16		4T20+4T16		4T20+4T16		4T20+4T16
	$\Delta$	2T20	$\Delta$	2T20	$\Delta$	2T20	$\Delta$
	2T20	2T14	2T20	2T20	2T20	2T14	2T20
	2T14		2T14	2T14	2T14		2T14



Pontre (3)

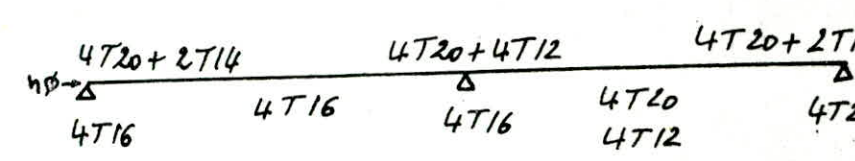
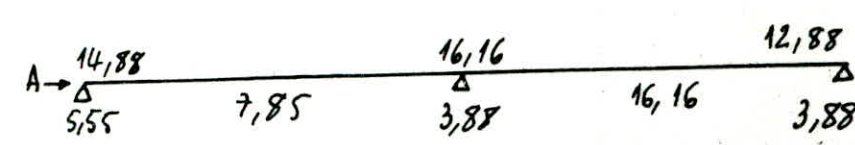
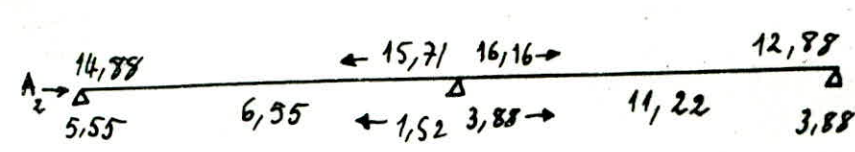
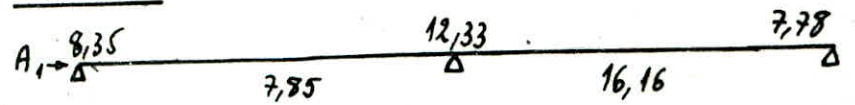
SP <sub>1</sub> : A <sub>1</sub>	11,1		11,21		18,36		9,73
	Δ	8,35	Δ	8,6	Δ	9,95	Δ
SP <sub>2</sub> : A <sub>2</sub>	20,41		20,34		20,41		14,69
	Δ	6,55	Δ	5,91	Δ	7,03	Δ
	9,33		9,14		5,91		3,51
max: A:	20,41		20,34		20,41		14,69
	Δ	8,35	Δ	8,6	Δ	9,95	Δ
	9,33		9,14		5,91		3,51
⇒ nφ	4T20+4T16		4T20+4T16		4T20+4T16		4T20+2T14
	Δ	2T20+2T14	Δ	2T20+2T14	Δ	2T20+2T14	Δ
	2T20		2T20		2T20		2T20
	2T14		2T14		2T14		2T14

Pontre (4)

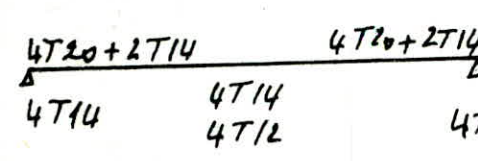
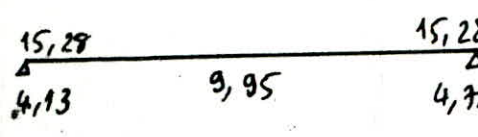
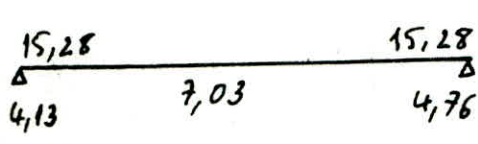
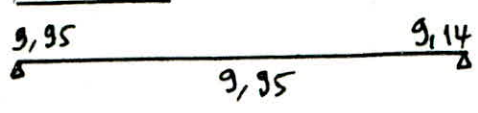
A <sub>1</sub> : Δ	9,95		10,48		11,62	9,73		9,52		10,6
	Δ	7,85	Δ	8,35	Δ	7,28	Δ	8,14	Δ	
A <sub>2</sub> : Δ	20,41		20,41		20,41	18,09		17,05		20,01
	Δ	6,55	Δ	7,03	Δ	5,72	Δ	6,34	Δ	7,85
	9,33		9,52		9,33	7,03		6,34		
A:	20,41		20,41		20,41	18,09		17,05		20,01
	Δ	7,85	Δ	8,35	Δ	7,28	Δ	8,14	Δ	7,85
	9,31		9,52		9,33	7,03		6,34		
nφ: Δ	4T20+4T16		4T20+4T16		4T20+4T16	4T20+4T14		4T20+4T16		4T20+4T16
	Δ	2T20+2T16	Δ	2T20+2T16	Δ	2T20+2T12	Δ	2T20+2T12	Δ	2T20
	2T20		2T20		2T20	2T20		2T20		2T20
	2T16		2T16		2T16	2T12		2T12		2T12

179

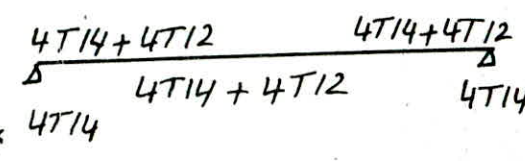
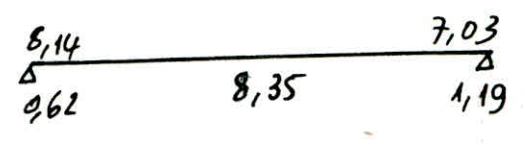
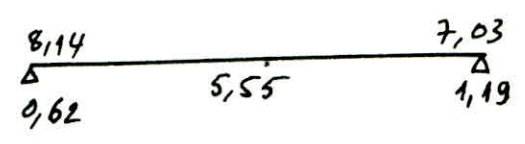
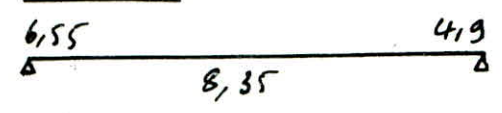
Poutre (6)



Poutre (7)



Poutre (8)



150



# vérifications

a/ Effort tranchant:

$$SP_1: \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$SP_2: \bar{\sigma}'_{b0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{utilisation des cadres et étriers verticaux.}$$

avec:

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

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

on remarque que  $\bar{\tau}_b = (2,5 \div 3,5) \bar{\sigma}_b \Rightarrow$  pour l'effort tranchant il suffit de comparer les valeurs des efforts tranchants à  $T_1$  calculé

$$\text{avec: } \tau_b = \frac{T_1}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \boxed{T_1 = 2,5 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot z} \quad z = \frac{7}{8} h$$

Section: 30x70

$$T_1(SP_1) = 2,5 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot z = 2,5 \cdot 5,9 \cdot 30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 64 = 24,78 \text{ t}$$

$$T_1(SP_2) = 2,5 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot z = 2,5 \cdot 8,85 \cdot 30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 64 = 37,17 \text{ t}$$

Section: 40x80

$$T_1(SP_1) = 2,5 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot z = 2,5 \cdot 5,9 \cdot 40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 74 = 38,2 \text{ t}$$

$$T_1(SP_2) = 2,5 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot z = 2,5 \cdot 8,85 \cdot 40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 74 = 57,3 \text{ t}$$

tous nos efforts tranchant sont  $\ll T_1$

E spacements:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec: } z = \frac{7}{8} h; \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{cm} \quad (\text{reprise de bétonnage})$$

$$30 \times 70: z = \frac{7}{8} \cdot 64 = 56 \text{ cm}$$

$$40 \times 80: z = \frac{7}{8} \cdot 74 = 64,75 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$4 \phi 8: A_t = 2,01 \text{ cm}^2; \quad 6 \phi 8: A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 10: A_t = 3,14 \text{ cm}^2; \quad 6 \phi 10: A_t = 4,71 \text{ cm}^2$$



nous allons dresser un tableau ds lequel on trouve les valeurs de  $T_2$  calculé avec:  $T_2 = \frac{3 \cdot \bar{f}_{at} \cdot A_t}{\rho}$  en fonction de plusieurs valeurs de  $\rho$  et  $A_t$ . et nos espacements seront choisis de ce tableau.

ex:  $T_2 = 18,01 \text{ t}$  pour  $4\phi 8 (e=10)$  pour choisir  $\bar{f}_{at}$  et  $e$  faut que  $T$  correspondent soit  $\leq T_2$   $T = 17,5 \text{ t} \Rightarrow$  nous prendrons  $(4\phi 8 e=10)$



$4\phi$ : 2 cadres partiels

$6\phi$ : 1 cadre + 2 étriers

Solicitation $\rightarrow$	$T_2 = \frac{3 \cdot A_t \cdot \bar{f}_{at}}{e} \text{ (t)}$			
	SP <sub>1</sub>		SP <sub>2</sub>	
Sections $\rightarrow$	30x70	40x80	30x70	40x80
$4\phi 8 (e=10)$	18,01	20,82	27,015	31,23
$4\phi 8 (e=12)$	15,01	17,35	22,51	26,02
$4\phi 8 (e=15)$	12,01	13,88	18,015	20,82
$4\phi 8 (e=20)$	9,01	10,41	13,51	15,61
$4\phi 10 (e=10)$	28,13	32,53	42,19	48,79
$4\phi 10 (e=12)$	23,44	27,1	35,16	40,65
$4\phi 10 (e=15)$	18,75	21,68	28,12	32,52
$4\phi 10 (e=20)$	14,07	16,26	21,10	24,39
$6\phi 8 (e=10)$	26,97	31,18	40,45	46,77
$6\phi 8 (e=12)$	22,47	25,98	33,7	38,97
$6\phi 8 (e=15)$	17,98	20,79	26,97	31,18
$6\phi 8 (e=20)$	13,48	15,59	20,22	23,38
$6\phi 10 (e=10)$	42,20	48,79	63,3	73,18
$6\phi 10 (e=12)$	35,17	40,66	52,75	60,99
$6\phi 10 (e=15)$	28,13	32,53	42,19	48,79
$6\phi 10 (e=20)$	21,10	24,39	31,65	36,58



Armatures inférieure et choix des espacements (e).Poutique (16)

Appuis	$T_1 = T(SP_1)$	$T_2 = T(SP_2)$	Cas défavorable	$A (cm^2)$	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\gamma \sigma_a}$	e
Poutique (1)						
1	6,12	10,17	$T_2 = 10,17$	8,54	negative	408(20)
2	11,94	16,69	$T_1 = 11,94$	8,04	"	408(15)
3	11,82	16,29	$T_1 = 11,82$	"	"	"
4	11,82	16,34	$T_1 = 11,82$	"	"	"
5	9,44	15,6	$T_2 = 15,6$	"	"	"
6	8,63	16,25	$T_2 = 16,25$	4,02	"	"
Poutique (2)						
1	10,2	15,38	$T_2 = 15,38$	7,1	negative	408(15)
2	12,37	17,55	$T_1 = 12,37$	"	"	408(12)
3	12,63	17,60	$T_1 = 12,63$	"	"	"
4	12,58	17,5	$T_1 = 12,58$	"	"	"
5	12,38	16,86	$T_1 = 12,38$	"	"	"
6	15,61	19,75	$T_1 = 15,61$	4,02	"	608(15)
Poutique (3)						
1	15,65	21,29	$T_1 = 15,65$	4,02	negative	408(10)
2	12,7	18,38	$T_1 = 12,7$	7,1	"	"
3	9,78	15,23	$T_2 = 15,23$	"	"	408(15)
4	16,24	21,37	$T_1 = 16,24$	"	"	"
5	14,53	19,66	$T_1 = 14,53$	"	"	"
6	14,06	17,73	$T = 14,06$	4,02	"	"
Poutique (4)						
1	9,96	15,74	$T_1 = 9,96$	6,16	negative	408(15)
2	13,24	18,73	$T_1 = 13,24$	"	"	"
3	14,89	20,36	$T_1 = 14,89$	"	"	"
4	14,51	19,79	$T_1 = 14,51$	"	"	"
5	11,08	16,17	$T_1 = 11,08$	4,02	"	"
Poutique (5)						
1	10,73	15,97	$T_1 = 10,73$	4,62	negative	408(15)
2	9,7	14,97	$T_2 = 14,97$	6,16	"	"
3	5,51	10,95	$T_2 = 10,95$	"	"	"
4	5,23	10,68	$T_2 = 10,68$	8,04	"	"
Poutique (6)						
1	6,36	9,34	$T_1 = 6,36$	2,26	negative	408(20)
2	6,31	9,31	$T_1 = 6,31$	"	"	"
3	6,84	9,9	$T_1 = 6,84$	"	"	"
4	5,83	8,89	$T_2 = 8,89$	4,52	"	"



Armatures inférieures et choix des espacements.Poutre (M)

Appuis	$T_1 = T(SP_1)$	$T_2 = T(SP_2)$	cas défavorable	A	$\frac{T}{\bar{f}_a} + \frac{M}{\bar{f}_a \cdot \bar{f}_a}$	e (cm)
Poutre (1)						
1	12,27	21,53	$T_2 = 21,53$	9,36	negative	4Ø8 (e=12)
2	13,08	21,73	$T_2 = 21,73$	8,04	"	"
3	17,1	21,99	$T_1 = 17,1$	"	"	4Ø8 (e=10)
4	15,93	23,57	$T_1 = 15,93$	"	"	"
Poutre (2)						
1	8,07	15,45	$T_2 = 15,45$	9,36	<0	4Ø8 (e=15)
2	8,32	15,68	$T_2 = 15,68$	"	"	"
3	8,49	15,44	$T_2 = 15,44$	8,04	"	"
4	6,72	12,95	$T_2 = 12,95$	9,36	"	"
Poutre (3)						
1	13,22	22,31	$T_2 = 22,31$	9,36	<0	4Ø8 (e=12)
2	13,36	22,47	$T_2 = 22,47$	"	"	"
3	20,07	24,47	$T_1 = 20,07$	6,28	"	6Ø8 (e=12)
4	16,21	22,3	$T_1 = 16,21$	"	"	6Ø8 (e=15)
Poutre (5)						
1	12,4	19,21	$T_2 = 19,21$	10,3	<0	4Ø8 (e=12)
2	12,24	19,6	$T_2 = 19,6$	"	"	"
3	12,58	20,13	$T_2 = 20,13$	"	"	"
Poutre (4)						
1	12,21	20,88	$T_2 = 20,88$	8,04	<0	4Ø8 (e=15)
2	12,41	21,12	$T_2 = 21,12$	"	"	"
3	12,98	22,13	$T_2 = 22,13$	8,54	"	"
Poutre (6)						
1	11,45	16,7	$T_1 = 11,45$	8,04	<0	4Ø8 (e=15)
2	18,77	25,11	$T_1 = 18,77$	4,52	"	4Ø8 (e=10)
3	13,67	23,42	$T_2 = 23,42$	"	"	4Ø8 (e=12)
Poutre (7)						
1	13,46	19,14	$T_1 = 19,14$	6,28	<0	4Ø8 (e=12)
2	13,12	18,82	$T_1 = 18,82$	"	"	"
Poutre (8)						
1	9,2	11,65	$T_1 = 9,2$	6,28	<0	4Ø8 (e=15)
2	8,47	10,14	$T_1 = 8,47$	"	"	"



Adherence :

$$\zeta_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z}$$

$n$  = nombre de barres isolées ou paquet de barres

$p$  = perimètre utile ( $p = \pi \phi$  : barre isolée)

$$\bar{\zeta}_d = 24 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\zeta}_{d1}(s p_1) = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\zeta}_{d2}(s p_2) = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 26,5 \text{ kg/cm}^2$$

Portique 16:

$T_{\max}$	$T_1=11,94$ $T_2=16,25$	$T_1=15,61$ $T_2=15,38$	$T_1=16,24$ $T_2=15,23$	$T_1=14,89$	$T_1=10,73$ $T_2=14,97$	$T_1=6,84$ $T_2=8,89$		
$n p$	25,13	25,13	25,13	25,13	25,13	17,57		
$z$	56	56	56	56	56	56		
$\zeta_{d1}$	8,48	11,09	11,53	10,58	7,62	6,94		
$\zeta_{d2}$	11,54	10,92	10,82		10,64	9,02		

Portique M

$T_{\max}$	$T_1=17,7$ $T_2=21,73$	$T_1=17,68$	$T_1=20,07$ $T_2=22,47$	$T_1=22,13$	$T_1=20,13$	$T_1=18,77$ $T_2=23,42$	$T_1=13,46$	$T_2=9,2$
$n p$	32,9	37,02	37,02	37,02	37,02	32,9	32,9	32,9
$z$	56	56	56	56	56	56	56	56
$\zeta_{d1}$	9,28		9,68			10,19	7,3	4,99
$\zeta_{d2}$	11,79	7,56	10,84	10,67	9,71	16,64		

Non fragilité :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \psi_4 = 0,54$$

$$30 \times 70 \longrightarrow A \geq 2,74 \text{ cm}^2$$

$$40 \times 80 \longrightarrow A \geq 4,13 \text{ cm}^2$$

La flèche:

la justification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{cu}}$$

$$\textcircled{1} h_t \geq \frac{l}{16} = \frac{660}{16} = 41,25 \text{ cm (O.K.)}$$

$$\textcircled{2} h_t \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} ; M_t = 28,07 \text{ t.m} ; M_0 = 43,67 \text{ t.m}$$

$$h_t \geq \frac{660 \cdot 28,07}{10 \cdot 43,67} = 42,42 \text{ cm (O.K.)}$$

$$\textcircled{3} A \geq b_0 \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{cu}} = 30 \cdot 64 \cdot \frac{43}{4000} = 20,64 \text{ cm}^2 \text{ (O.K.)}$$

donc la justification de la flèche est inutile.

Fissuration:

$$\text{pour } \phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 = 2832 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\text{pour } \phi > 10 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 < 2660 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } \sigma_1 = K \cdot \frac{\gamma}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \text{ doit être } \geq \bar{\sigma}_a = 2660 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 10 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \tilde{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{K \gamma - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \tilde{\omega}_{f_0}$$

à  $\tilde{\omega}_{f_0}$  correspond une section minimale d'armature  $A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0}$

$$\text{avec: } B_f = 2db = 2 \cdot 30 \cdot 4 = 240 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2660 \text{ kg/cm}^2 ; K = 1,5 \cdot 10^6 ; \gamma = 1,6 \text{ acier H. A}$$

$$\tilde{\omega}_{f_0} (\phi = 20 \text{ mm}) = \frac{20 \cdot 2660}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 - 10 \cdot 20 \cdot 2660} = 0,0284796$$

$$A_0 = 240 \cdot 0,0284796 = 6,83 \text{ cm}^2$$

on voit bien que toutes nos sections d'acier sont  $>$  à  $6,65 \text{ cm}^2$   
donc il n'y a pas de risque de fissuration.



CALCUL

DES

POTEAUX

# CALCUL DES POTEAUX

## INTRODUCTION

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants en tête et à la base, dans la direction longitudinale et dans la direction transversale. Ils seront donc calculés en flexion composée. Le calcul sera fait sous  $G+1,2P$  et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on adoptera la plus grande section d'armature. D'après le R.P.A, les poteaux dans les ossatures autostables doivent être conçus pour les combinaisons suivantes :

1<sup>er</sup> genre : ①  $G+1,2P$

2<sup>e</sup> genre : ②  $G+P+1,2E$  ; ③  $G+P-1,2E$  ; ④  $0,8 \cdot G+E$  ; ⑤  $0,8 \cdot G-E$

sachant que :

- pour le calcul du béton comprimé on a :  $\left[ (N_{max}; M_{cor}); (M_{max}; N_{cor}) \right]$
- pour le calcul des armatures tendues on a :  $\left[ (N_{min}; M_{cor}); (M_{max}; N_{cor}) \right]$

## METHODE DE CALCUL

Vu le nombre important de sections de poteau à étudier, on a adopté pour le calcul des sections d'armatures, une méthode rapide, efficace et dans le sens de la sécurité. Cette méthode consiste à déterminer les sections d'armatures à l'aide d'abaques sur lesquelles il y a tracé des courbes. Ce sont les courbes d'interactions dans le cadre des contraintes admissibles.

## EXPOSÉ de la méthode



## COURBES D'INTERACTIONS dans le cadre des contraintes admissibles

I/ Cas de la section rectangulaire en béton armé avec armatures symétriques soumise à la flexion composée.

1/ Problème :

Soit une section rectangulaire en béton armé ( $b \times h_t$ ) armée symétriquement ( $A = A'$ ) soumise à la flexion composée : déterminer les sollicitations maximales (Moments fléchissants  $M$  et efforts normaux  $N$ ) qu'une telle section peut supporter dans les limites de résistances définies à travers la méthode des contraintes admissibles. Ces sollicitations ( $M, N$ ) couvrant une partie ou tous les domaines de la flexion composée (section entièrement tendue, partiellement comprimée ou entièrement comprimée) seront alors les efforts capables (ou résistants) d'une telle section : ( $M_{cap}, -N_{cap}$ )

2/ Données :

$b$  : largeur de la section de béton.

$h_t$  : hauteur totale de la section de béton.

$A = A'$  : sections d'armatures symétriques.

$d = d'$  : position du centre de gravité des armatures.

$\bar{\sigma}_b'$  : contrainte de compression admissible du béton (dans le cadre de l'étude  $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b_{max}}' = \bar{\sigma}_{b\delta}'$  pour  $\delta = 0,6$ ).

$\bar{\sigma}_a$  : contrainte de traction de référence de l'acier.

$\bar{\sigma}_a'$  : " " compression " " " " .

$E_b$  : module de déformation longitudinale du béton.

$E_a$  : " " " " " de l'acier.

$E_b$  et  $E_a$  permettent de définir le coefficient d'équivalence "n" de l'acier ou du béton.



### 3) Hypothèses :

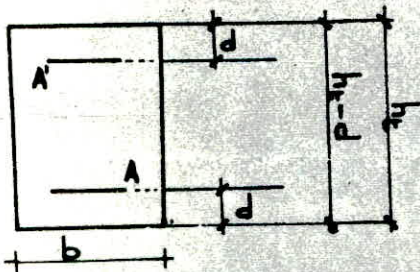
les hypothèses sont celles de la R-D-M appliquée au béton armé, dans le cadre des contraintes admissibles.

- Hypothèse de Navier-Bernoulli (la section plane et perpendiculaire à la ligne moyenne reste plane et perpendiculaire à la ligne moyenne après déformation)

- Loi de Hooke (linéarité en contrainte et déformation)

4) - Critère de compatibilité (relation d'interdépendance entre les contraintes)

- Critère d'équilibre ( $\sum F_i = N$  ;  $\sum M_i = M$ )

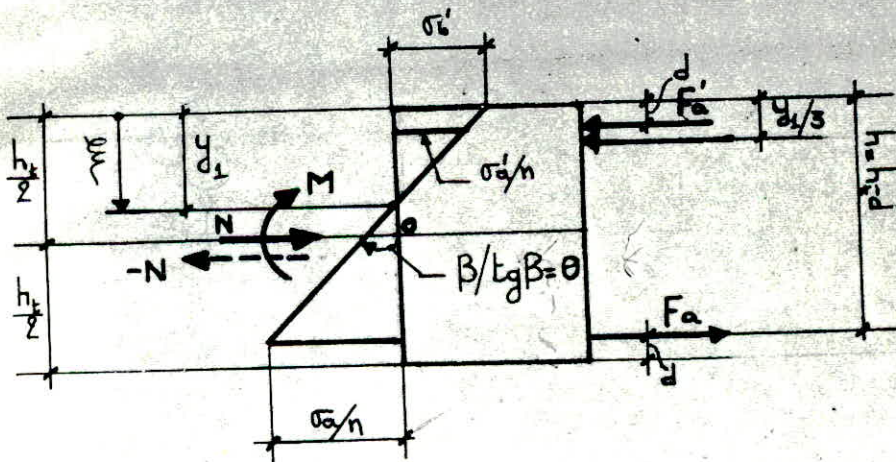


$$\omega = \frac{A}{bh_t} ; \theta = \text{tg} \beta ; \xi = \frac{y}{h_t}$$

$y$  : position de l'axe neutre

$\beta$  : angle d'inclinaison (sur la verticale) de la section déformée.

### cas de la section partiellement comprimée



$$\xi = \frac{y_1}{h_t}$$

avec :

$$0 \leq y_1 \leq h_t$$

$$0 \leq \xi \leq 1$$



\* Critère de compatibilité:

$$\sigma'_b = \theta h_t \xi \quad ; \quad \sigma'_{a/n} = \theta h_t (\xi - d/h_t) \quad ; \quad \sigma_{a/n} = \theta h_t (1 - \frac{d}{h_t} - \xi)$$

\* Critère d'équilibre:

$$\begin{cases} \frac{N}{bh_t} = \theta \left( \frac{\xi^2}{2} + 2n\omega \xi - n\omega \right) \\ \frac{M}{bh_t^3} = \theta \left[ -\frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^2}{4} + 2n\omega \left( 0,5 - \frac{d}{h_t} \right) \xi \right] \end{cases}$$

d'où en divisant par  $\bar{\sigma}'_{b,0,6}$  :

$$\begin{cases} \bar{n}_1 = \frac{\theta}{\bar{\sigma}'_{b,0,6}} (0,5 \xi^2 + 2n\omega \xi - n\omega) \\ \bar{m}_1 = \frac{\theta}{\bar{\sigma}'_{b,0,6}} \left[ -\frac{1}{6} \xi^3 + 0,25 \xi^2 + 2n\omega \left( 0,5 - \frac{d}{h_t} \right) \xi \right] \end{cases}$$

\* Excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1}{K_e} h_t \quad ; \quad K_e = \frac{N}{M} h_t \quad ; \quad K_e = \frac{0,5 \xi^2 + 2n\omega - n\omega}{-\frac{1}{6} \xi^3 + 0,25 \xi^2 + 2n\omega \left( 0,5 - \frac{d}{h_t} \right) \xi}$$

$$\xi = 0 \Rightarrow K_e = -\frac{0,5}{\left( 0,5 - \frac{d}{h_t} \right)^2}$$

$$\xi = \begin{cases} \xi \\ \text{flexion} \end{cases} \Rightarrow K_e = 0$$

$$\xi = 1 \Rightarrow K_e = \frac{0,5 + n\omega}{1/12 + 2n\omega \left( 0,5 - \frac{d}{h_t} \right)^2}$$

5° Critère de résistance sur la section:

a/ le critère de résistance peut être vérifié pour une fibre :

- simplement  $\sigma < \bar{\sigma}$
- ou
- au maximum  $\sigma = \bar{\sigma}$

b/ Cas de la section partiellement comprimée

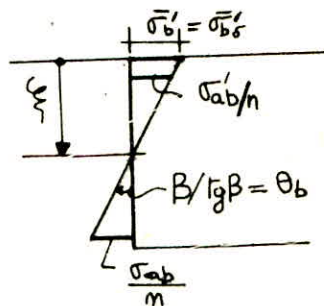
le critère de résistance vérifié au maximum par une fibre donnée introduit pour la section une valeur caractéristique de  $\theta$ .

- Dans le béton :

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$$

avec

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{2b}$$



$\sigma_{ab}$  : contrainte conditionnée dans l'armature inférieure par l'atteinte de la contrainte max dans le béton.

$\sigma'_{ab}$  : de même pour l'armature supérieure, il faut alors :  $\sigma_{ab} < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_{ab} < \bar{\sigma}'_a$

- Dans l'armature supérieure on aura :

$$\frac{\sigma'_a}{n} = \frac{\bar{\sigma}'_a}{n} \Rightarrow \text{tg } \beta = \theta_{a'} ; \text{ et } \begin{cases} \sigma_{aa'} < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_{ba'} < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

- Dans l'armature inférieure :

$$\frac{\sigma_a}{n} = \frac{\bar{\sigma}_a}{n} \Rightarrow \text{tg } \beta = \theta_a ; \begin{cases} \sigma'_{aa} < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma'_{ba} < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

ainsi pour un  $\xi$  donné on cherche si possible l'atteinte simultanée des contraintes admissibles ou si non l'atteinte des contraintes maximales possibles ce qui correspond après étude à un  $\theta$  tel que :

$$\theta = \text{Min}(\theta_a, \theta_b, \theta_{a'})$$

ainsi pour chaque  $\xi$  on aura une  $\theta = \text{Min}(\theta_a; \theta_b; \theta_{a'}) = \theta_{cap}$  définissant par la suite les valeurs des efforts capables ( $M_{cap}; N_{cap}$ ) qui sont donc : Les efforts qui résultent des équations d'équilibre des forces et des moments sur la section (pour un  $\xi$  donné) quand au moins dans une fibre caractéristique est atteinte la contrainte admissible propre, et dans les deux autres fibres les contraintes conditionnées respectives ne dépassent pas les valeurs admissibles propres. Les critères ainsi appliqués au cas de la section partiellement comprimée seront de même utilisés pour les cas de la section entièrement tendue ou comprimée.



la dernière partie de l'étude consiste à chercher les valeurs particulières de  $\xi$  en fonction de la valeur de  $\theta_{cap}$  ce qui permet de diviser l'intervalle  $]-\infty ; +\infty[$  en différents intervalles dans lesquels la valeur de  $\theta_{cap}$  est plus facile à obtenir afin d'être remplacée à chaque fois dans les expressions de  $\bar{n}$  et de  $\bar{m}$  où elles constituent la seule inconnue pour  $\xi$  donnée.

### EXEMPLE :

Pour le partiellement comprimé on a une valeur  $\xi_B$  ( $\xi$  balance) telle qu'on atteint en même temps sur la section la contrainte admissible propre de tension dans la fibre caractéristique "TENDUE" et la contrainte admissible propre de compression dans une des deux fibres "comprimées" et pour  $0 \leq \xi \leq \xi_B$  On a :

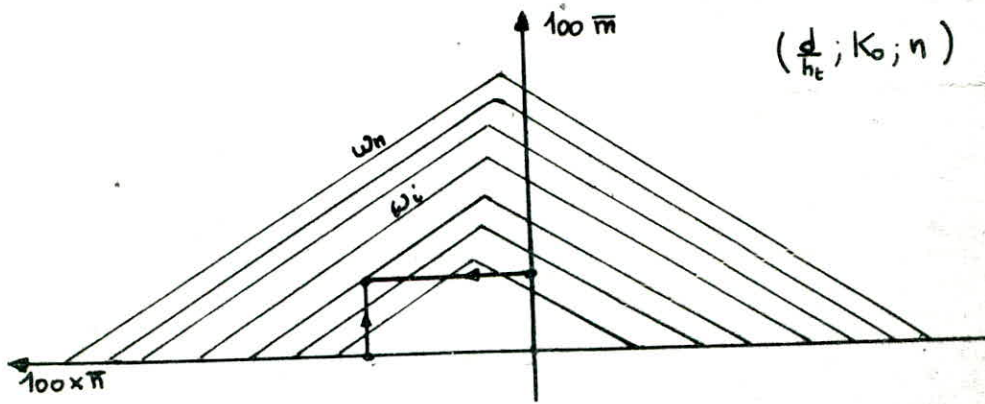
$$\theta = \frac{\bar{\sigma}_a/n}{h_t(1-d/h_t-\xi)} \quad \text{et en posant } \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b,0,6}} = K_0 \quad \text{on a :}$$

$$\bar{n} = \frac{N}{bh_t \bar{\sigma}_{b,0,6}} = \frac{K_0}{n(1-d/h_t-\xi)} (0,5 \xi^2 + 2n\omega \xi - n\omega)$$

$$\bar{m} = \frac{M}{bh_t^2 \bar{\sigma}_{b,0,6}} = \frac{K_0}{n(1-d/h_t-\xi)} \left[ -\frac{1}{6} \xi^3 + 0,25 \xi^2 + 2\omega n \left(0,5 - \frac{d}{h_t}\right) \xi \right]$$

ces valeurs calculées sur l'intervalle  $0 \leq \xi \leq \xi_B$  permettent de tracer la portion de courbe des efforts capables correspondant à la section partiellement comprimée pour une position de l'axe neutre comprise entre 0 et  $(h_t \times \xi_B)$  et pour les caractéristiques suivantes :  $\omega\%$ ,  $\frac{d}{h_t}$  ;  $K_0$ ,  $n$

L'étude étendue aux différents cas de sollicitations aboutit au tracé des courbes d'interaction permettant soit de dimensionner soit de vérifier une section rectangulaire quelconque.



### Dimensionnement:

données:  $b, h_t; M, N, \bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}'_{b_{0,6}}; d$

$$\frac{d}{h_t} \Rightarrow \text{la s\u00e9rie \u00e0 utiliser} \Rightarrow \begin{aligned} \frac{100 M}{b h_t \bar{\sigma}'_{b_{0,6}}} &= \bar{m} \\ \frac{100 N}{b h_t \bar{\sigma}'_{b_{0,6}}} &= \bar{\pi} \end{aligned} \Rightarrow \omega_i = f(\bar{\pi}, \bar{m})$$

on tombe sur ou sous un point  $\omega_i$  donn\u00e9, soit on prend cette valeur soit on prend l'une des valeurs juste au-dessus.

### V\u00e9rification

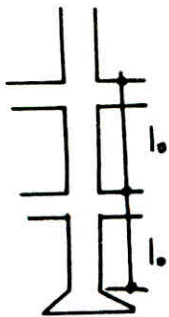
donn\u00e9es:  $\omega_i; M; N; b; h_t; \bar{\sigma}_a; \bar{\sigma}'_{b_{0,6}}; d$

on proc\u00e8de de m\u00eame et il faut pour que la section soit v\u00e9rifi\u00e9e que l'on tombe en dessous ou au plus sur la courbe correspondant au  $\omega_i$  donn\u00e9 existant sur la section.



## Flambement des poteaux

la longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau  $l_0$  est de la liaison de ses extrémités. Pour un bâtiment à étages multiples on aura:



$$l_c = 0,7 l_0$$

il faut vérifier la relation :  $\frac{l_c}{a} \leq 14,4$

a (c.m)	$l_0$ (c.m)	$l_c = 0,7 l_0$ (c.m)	$l_c/a$
50	460	322	6,44
60	"	"	5,366
70	"	"	4,6
50	400	280	5,6
60	"	"	4,66
70	"	"	4
50	500	350	7
60	"	"	5,833
70	"	"	5
50	420	294	5,88
60	"	"	4,9
70	"	"	4,2

dans tous les cas on a :

$$\frac{l_c}{a} < 14,4$$

l'article 33-1 d C.C.B.A 68

préconise que dans ce cas là;

la pièce est justifiée uniquement

en flexion composée, sans tenir

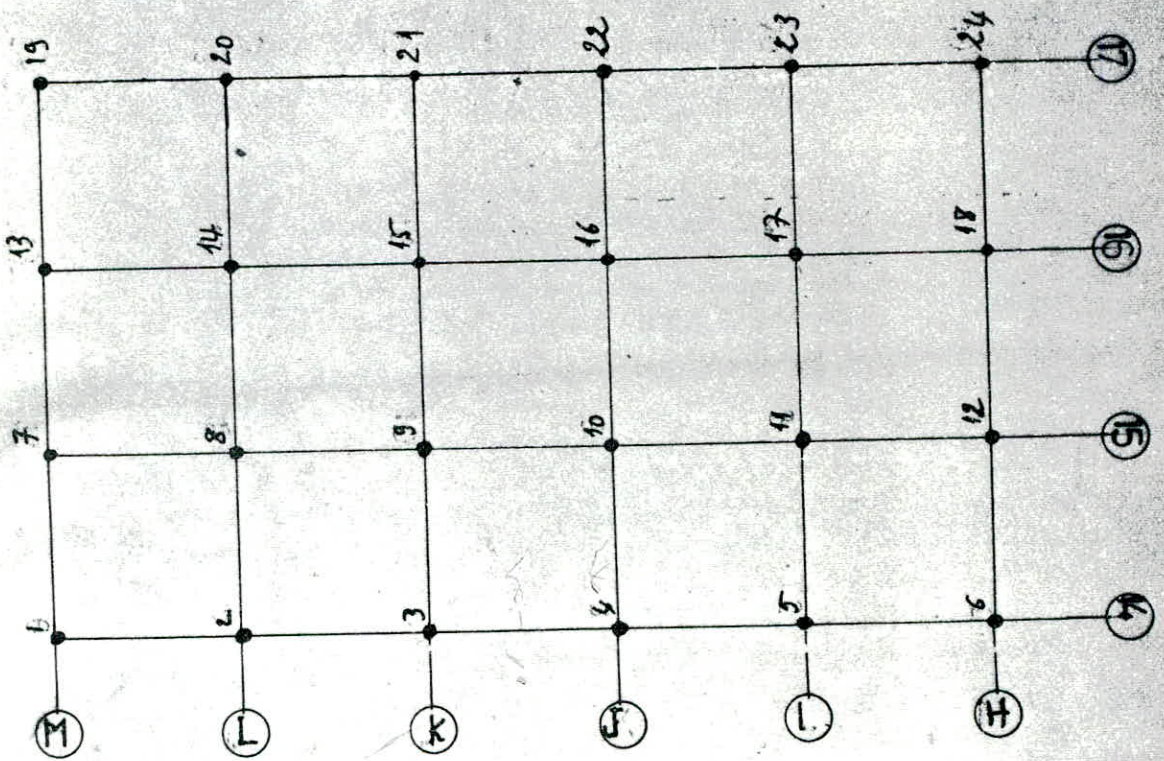
compte de l'effet de flambement.



## Préscriptions relatives aux armatures selon le R.P.A

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera de :  
1% en zone II sans toutefois dépasser 4% pour  $\sigma_{es} \leq 270$  bars.
- Le diamètre minimum est de 14 mm en zone II
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50 \phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 25 cm en zone II.

## vue en plan de la structure - types de poteaux





Sollicitations sous ( $SP_2$ ) du portique M

Direction Transversale

FILE 1										
G±P±1,2·E								0,8·G±E		Section
M <sub>iv</sub>	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>		
1-2	53,936	218,22	218,22	53,936	108,165	42,279	69,506	35,685	Porte	
3-4	87,159	163,182	163,182	87,159	77,156	27,389	50,677	23,632	Porte	
5-6	28,149	107,306	107,306	28,149	49,597	3,301	33,559	4,401	Porte	
7-8	21,845	51,113	51,113	21,845	11,416	20,436	8,065	15,93	Porte	

FILE 7									
M <sub>iv</sub>	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	61,64	251,566	251,566	61,64	206,123	36,718	136,573	30,989	Porte
3-4	104,658	172,528	210,404	30,374	144,613	59,684	98,255	49,359	Porte
5-6	32,161	115,406	140,157	31,274	82,069	29,088	57,019	23,961	Porte
7-8	26,704	56,003	56,003	26,704	13,008	2,463	9,429	2,312	Porte

FILE 13									
M <sub>iv</sub>	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	59,801	205,072	232,766	46,648	132,165	34,496	85,615	28,952	Porte
3-4	107,561	89,493	158,418	33,505	39,758	23,425	24,237	20,952	Porte
5-6	26,174	66,253	66,253	26,174	14,684	10,676	9,499	10,673	Porte

FILE 19									
M <sub>iv</sub>	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
12-3	29,752	11,97	76,864	15,202	11,97	29,752	7,654	25,952	Porte



Sollicitations sous ( $S_R$ ) du portique (M)

Direction Longitudinale

FILE 1									
G+P±1,2-E							Q8-G±E		
N°/V	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>c</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	Section
1-2	57,566	200,707	228,638	27,622	99,895	34,319	62,614	25,987	70x70
3-4	93,359	85,951	168,736	54,456	74,404	30,762	48,383	25,951	70x70
5-6	22,961	107,506	107,506	22,961	51,217	7,492	34,909	7,115	50x50
7-8	16,066	48,735	48,735	-16,066	12,314	0,965	8,814	1,110	50x50

FILE 7									
N°/V	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>c</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	Section
1-2	40,627	208,344	301,754	28,143	188,537	22,285	121,918	19,785	70x70
3-4	38,51	158,506	224,426	6,149	134,428	19,855	89,763	17,811	70x70
5-6	21,256	145,474	145,474	21,256	81,925	5,178	56,899	5,543	50x50
7-8	18,409	51,478	51,478	18,409	14,231	14,126	10,448	11,042	50x50

FILE 13									
N°/V	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>c</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	Section
1-2	34,926	160,559	227,777	30,272	140,31	29,735	92,403	26,165	70x70
3-4	44,069	146,297	146,297	44,069	53,624	13,761	35,793	12,495	70x70
5-6	19,988	26,845	58,002	19,155	19,012	6,521	13,106	6,426	50x50

FILE 19									
N°/V	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>c</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	Section
1-2-3	36,68	22,601	64,101	9,647	16,348	18,292	11,203	13,701	50x50



Sollicitations sous ( $SP_1$ ) du portique (M)

Direction Longitudinale

FILE 1							Section
G + 1,2-P							
N <sub>i</sub>	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>c</sup>	
1-2	46,213	154,206	175,0	9,157	154,206	46,213	70x70
3-4	75,193	130,434	130,434	75,193	108,617	23,04	70x70
5-6	7,861	87,305	87,305	7,861	66,765	5,086	50x50
7-8	7,602	41,797	41,797	7,602	14,911	6,032	50x50

FILE 7							Section
1-2	15,653	235,737	263,018	6,801	235,737	15,653	
3-4	21,621	196,76	196,76	21,621	163,987	9,315	70x70
5-6	6,913	94,732	130,935	6,689	94,732	6,913	50x50
7-8	8,345	46,255	46,255	8,345	16,512	7,436	50x50

FILE 13							Section
1-2	18,895	173,343	200,017	12,497	173,343	18,895	
3-4	29,599	126,82	126,82	29,599	71,606	6,339	70x70
5-6	6,925	23,422	49,108	5,648	23,422	6,925	50x50

FILE 19							Section
1-2-3	27,642	19,917	54,385	3,1	19,917	27,642	

Sollicitations sous ( $SP_1$ ) du portique (M)

Direction transversale

FILE 1							Section
G + 12.P							
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	26,480	154,206	175,000	9,625	154,206	26,480	70x70
3-4	65,004	130,434	130,434	65,004	108,617	21,492	70x70
5-6	8,761	66,765	87,305	7,316	66,765	8,761	50x50
7-8	10,156	14,911	41,797	5,185	14,911	10,156	50x50

FILE 7							Section
1-2	28,57	235,787	263,018	4,811	235,737	28,570	
3-4	67,477	196,76	196,76	67,477	163,987	17,404	70x70
5-6	3,699	94,732	130,935	1,279	94,732	3,699	50x50
7-8	7,681	16,512	46,255	6,763	16,512	7,681	50x50

FILE 13							Section
1-2	28,063	173,343	200,017	4,314	173,343	28,063	
3-4	70,637	126,82	126,82	70,637	71,606	9,447	70x70
5-6	14,181	23,422	49,108	7,934	23,422	14,181	50x50

FILE 19							Section
1-2-3	12,82	42,371	54,385	1,213	19,917	11,815	



Solicitations sous ( $SP_2$ ) du portique (16)

Direction Longitudinale

FILE 13										
G + P $\pm$ 1,2.E								Q8G $\pm$ E		Section
AVL	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>		
1-2	34,926	160,559	227,777	30,272	140,31	29,735	32,403	26,165	70x70	
3-4	44,069	146,297	86,306	18,069	53,624	13,761	35,793	12,496	70x70	
5-6	19,988	26,845	58,002	19,155	19,012	6,521	13,106	6,426	50x50	
FILE 14										
1-2	50,682	253,591	330,707	41,813	253,591	50,682	165,321	41,294	70x70	
3-4	46,183	204,155	204,155	46,183	109,735	35,622	75,414	29,593	70x70	
5-6	21,244	72,886	88,107	21,008	35,464	20,431	24,681	17,167	50x50	
FILE 15										
1-2	51,373	280,937	338,71	41,666	258,961	8,505	169,585	6,008	70x70	
3-4	46,082	181,79	203,393	9,565	115,12	21,866	78,932	18,547	70x70	
5-6	21,351	84,286	84,286	21,351	36,488	20,755	25,446	17,273	50x50	
FILE 16										
1-2	51,376	286,856	339,493	41,353	244,905	9,64	161,481	6,901	70x70	
3-4	46,461	166,109	206,85	5,976	87,405	21,917	59,357	19,702	70x70	
5-6	17,915	36,741	70,929	17,65	24,069	8,954	16,516	8,146	50x50	
FILE 17										
1-2	42,287	166,45	216,222	26,485	137,193	3,407	87,426	2,373	50x50	
3-4	37,088	44,733	98,751	19,412	24,162	6,368	17,323	6,848	50x50	
FILE 18										
12-3	16,172	23,057	91,812	8,268	11,651	1,712	6,674	5,174	50x50	



Sollicitations sous ( $SP_2$ ) du portique (16)

Direction transversale

FILE 13									Section
G+P ± 1,2.E							0,8G ± E		
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	59,801	205,072	232,764	46,648	122,165	34,496	85,615	28,951	70x70
3-4	107,561	89,493	158,418	33,505	39,758	23,425	24,237	20,952	70x70
5-6	38,38	31,173	66,253	26,176	14,684	10,676	9,499	10,673	50x50

FILE 14									Section
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	46,427	288,381	348,021	41,705	288,381	46,427	151,341	29,433	70x70
3-4	53,657	164,455	220,633	22,986	92,960	31,262	61,435	26,960	70x70
5-6	44,85	47,56	98,459	28,711	30,509	2,374	20,551	3,937	50x50

FILE 15									Section
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	52,246	244,787	347,474	38,287	244,787	52,246	157,774	42,427	70x70
3-4	77,53	217,234	217,234	77,53	101,119	27,905	67,264	24,165	70x70
5-6	42,312	47,4	93,26	27,151	32,409	4,066	22,047	1,629	50x50

FILE 16									Section
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	75,823	244,537	339,674	35,564	244,537	75,823	161,175	61,872	70x70
3-4	134,14	207,562	207,562	134,14	86,439	29,606	58,551	21,587	70x70
5-6	37,343	37,117	69,154	22,164	23,694	0,247	16,203	1,973	50x50

FILE 17									Section
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2	18,266	209,49	209,49	18,266	90,543	15,039	92,665	31,88	50x50
3-4	31,415	27,467	92,141	17,53	15,803	8,639	10,785	8,304	50x50

FILE 18									Section
N°	M <sub>max</sub>	N <sup>cor</sup>	N <sub>max</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	N <sub>min</sub>	M <sup>cor</sup>	
1-2-3	16,201	20,073	83,914	9,124	14,635	5,752	10,11	5,409	50x50



Sollicitations sous  $SP_2$  du portique 16

## Direction Transversale

FILE 13							Section
G +1,2.P							
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2	28,063	173,343	200,017	4,314	173,343	28,063	70x70
3-4	70,637	126,82	126,82	70,637	71,606	9,447	70x70
5-6	14,181	23,422	49,108	7,934	23,422	14,181	50x50

FILE 15							Section
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2	29,537	279,853	328,895	2,221	271,853	29,537	70x70
3-4	48,561	197,878	197,878	48,561	129,098	25,912	70x70
5-6	22,312	40,813	79,347	12,724	40,813	22,312	50x50

FILE 16							Section
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2	56,366	274,316	328,37	5,329	274,316	56,366	70x70
3-4	109,919	191,169	191,169	109,919	110,202	45,532	70x70
5-6	19,183	31,038	56,416	9,708	31,038	19,183	50x50

FILE 14							Section
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2	2,35	329,702	329,702	2,35	274,818	1,524	70x70
3-4	16,791	197,836	197,836	16,791	124,297	12,568	70x70
5-6	22,231	39,929	82,365	11,773	39,928	22,231	50x50

FILE 17							Section
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2	22,003	157,275	208,244	1,093	157,275	22,003	60x60
3-4	112,984	86,963	86,963	112,984	34,863	47,209	60x60

FILE 18							Section
	$M_{max}$	$N^{cor}$	$N_{max}$	$M^{cor}$	$N_{min}$	$M^{cor}$	
1-2-3	7,426	17,731	80,684	0,188	17,731	7,426	50x50



Sollicitations sous  $SP_2$  du portique 16Direction Longitudinale

FILE 13							Section
G + 1,2.P							
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2	18,895	173,343	200,017	12,497	173,343	18,895	70x70
3-4	29,599	126,82	126,82	29,599	71,606	6,339	70x70
5-6	6,925	23,422	49,108	5,645	23,422	6,925	50x50

FILE 14							Section
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2	28,954	274,818	329,702	5,997	274,818	28,954	70x70
3-4	21,529	197,836	124,297	9,358	124,297	9,358	70x70
5-6	1,682	82,365	82,365	1,682	39,923	0,813	50x50

FILE 15							Section
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2	29,959	279,253	332,895	5,963	279,253	29,959	70x70
3-4	21,563	197,878	197,878	21,563	121,098	9,734	70x70
5-6	0,832	79,347	79,347	0,832	40,813	0,080	50x50

FILE 16							Section
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2	30,537	274,316	328,37	5,816	274,316	30,537	70x70
3-4	22,501	191,169	191,169	22,501	110,202	7,274	70x70
5-6	4,615	31,038	56,416	1,958	31,038	4,615	50x50

FILE 17							Section
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2	22,821	157,275	208,244	5,005	157,275	22,821	60x60
3-4	17,039	34,863	86,963	4,976	34,863	17,039	60x60

FILE 18							Section
	$M_{max}$	$N_{cov}$	$N_{max}$	$M_{cov}$	$N_{min}$	$M_{cov}$	
1-2-3	7,425	17,73	80,684	0,127	17,73	7,425	50x50



Calcul des sections sous SP, du portique (M)  
Direction longitudinale

File (1)

Niv	M	N	100xπ	100xπ̄	ω	A <sub>br</sub>	A <sub>br</sub> / ω
1-2 70x70	57,566	200,707	19,932	8,166	Mini	12,25	
	27,622	228,638	22,705	3,918	//	//	
	34,319	99,895	9,92	4,868	//	//	
	25,987	62,614	6,218	3,686	//	//	
	93,359	85,951	8,535	13,244	0,60	29,4	
3-4 70x70	54,456	168,736	16,757	7,725	Mini	12,25	
	39,762	74,404	7,389	4,364	//	//	
	25,951	48,383	4,804	3,681	//	//	
	22,961	107,506	20,925	8,938	Mini	6,25	
5-6 50x50	7,492	51,217	9,969	2,916	//	//	
	7,115	34,909	6,794	2,769	//	//	
	16,066	48,735	9,486	6,254	//	//	
7-8 50x50	0,965	12,314	2,397	0,375	//	//	
	1,11	8,814	1,715	0,432	//	//	

File (13)

Niv	M	N	100xπ	100xπ̄	ω	A <sub>br</sub>	A <sub>br</sub> / ω
1-2 70x70	34,926	160,559	15,945	4,954	Mini	12,25	
	30,272	227,777	22,62	4,294	//	//	
	29,735	140,310	13,934	4,218	//	//	
	26,165	92,403	9,176	3,712	//	//	
3-4 70x70	44,069	146,297	14,528	6,252	//	//	
	18,069	86,306	8,571	2,563	//	//	
	13,761	53,624	5,325	1,952	//	//	
	12,495	35,793	3,554	1,772	//	//	
5-6 50x50	19,988	26845	5,225	7,781	0,85	8,75	
	19,155	58,002	11,289	7,456	Min	6,25	
	6,521	19,012	3,700	2,538	//	//	
	6,426	13,106	2,551	2,501	//	//	

File 9

Niv	M	N	100xπ	100xπ̄	ω	A <sub>br</sub>	A <sub>br</sub> / ω
1-2-3 50x50	36,68	22,601	4,399	14,279	0,75	12,75	
	9,647	64,701	12,477	3,755	Min	6,25	
	18,292	16,348	3,182	7,12	0,35	7,5	
	13,701	11,203	2,18	5,333	0,3	7,5	

File 7

Niv	M	N	100xπ	100xπ̄	ω	A <sub>br</sub>	A <sub>br</sub> / ω
1-2 70x70	40,627	208,344	15,741	5,463	Min	12,25	
	28,143	301,754	22,287	0,872	//	//	
	22,285	188,537	13,349	2,816	//	//	
	19,785	121,918	8,914	2,526	//	//	
3-4 70x70	38,51	158,506	15,741	5,463	//	//	
	6,149	224,426	22,287	0,872	//	//	
	19,855	134,422	13,349	2,816	//	//	
	17,811	89,763	8,914	2,526	//	//	
5-6 50x50	21,256	145,474	28,316	8,274	Mini	6,25	
	5,178	81,925	15,946	2,015	//	//	
	5,543	56,899	11,075	2,157	//	//	
7-8 50x50	18,409	51,478	10,02	7,166	//	//	
	14,126	14,231	2,77	5,499	0,3	7,5	
	11,042	10,448	2,033	4,298	Min	6,25	



Calcul sous SP<sub>i</sub> du portique M

Direction longitudinale

File (1)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	46,213	154,206	15,314	6,556	Mini	12,25
	9,157	175,206	17,399	1,299	"	12,25
3-4 70x70	75,193	130,434	12,953	10,667	0,35	17,15
	2,304	108,617	10,786	3,268	Mini	12,25
6-6 50x50	7,861	87,305	16,993	3,06	Mini	6,25
	5,086	66,765	12,995	1,979	"	"
7-8 50x50	7,602	44,797	8,135	2,959	"	"
	6,032	14,911	2,902	2,348	"	"

File 7

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	15,653	235,737	23,410	2,220	Mini	12,25
	6,801	263,018	26,12	0,964	"	"
3-4 70x70	21,621	196,76	19,54	3,067	"	"
	9,315	163,987	16,285	1,321	"	"
5-6 50x50	6,913	94,732	18,439	2,691	Mini	6,25
	6,689	130,935	25,486	2,603	"	"
7-8 50x50	8,345	46,255	9,003	3,248	"	"
	7,436	16,512	3,214	2,894	"	"

File (13)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	18,895	173,343	17,214	2,68	Mini	12,25
	12,497	200,017	19,863	1,772	"	"
3-4 70x70	29,599	126,82	12,594	4,199	"	"
	6,339	71,606	7,111	0,899	"	"
5-6 50x50	6,925	23,422	4,559	2,695	Mini	6,25
	5,645	49,108	9,558	2,197	"	"

File (19)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2-3 50x50	27,642	19,917	3,876	10,76	0,55	13,75
	3,1	54,385	10,585	1,206	Min	6,25

Calcul sous SP<sub>i</sub> du portique 6

Direction longitudinale

File (14)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	28,954	274,818	27,292	4,107	Mini	12,25
	5,997	329,702	32,742	0,85	"	"
3-4 70x70	21,529	197,836	19,647	3,054	"	"
	9,358	124,297	12,343	1,327	"	"
5-6 50x50	1,682	82,365	16,032	0,654	Mini	6,25
	0,813	39,928	7,771	0,316	Mini	"

File (15)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	29,959	279,253	27,732	4,25	Mini	12,25
	5,963	322,895	33,059	0,845	"	"
3-4 70x70	21,563	197,878	19,651	3,059	"	"
	9,734	122,098	12,82	1,38	"	"
5-6 50x50	0,832	79,347	15,447	0,323	Mini	6,25
	0,080	40,813	7,944	0,03	"	"

File (16)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 70x70	30,537	276,316	27,242	4,332	Mini	12,25
	5,816	328,37	32,61	0,825	"	"
3-4 70x70	22,501	191,169	18,984	3,192	"	"
	7,274	110,202	10,944	1,032	"	"
5-6 50x50	4,615	51,038	6,041	1,796	Mini	6,25
	1,958	56,416	10,981	0,762	Mini	6,25

File (17)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2 60x60	22,821	157,275	21,259	5,14	Mini	9,0
	5,005	208,244	28,148	1,127	"	"
3-4 60x60	17,039	34,863	4,712	3,838	"	"
	4,976	86,963	11,754	1,121	"	"

File (18)

Niv	M	N	100xñ	100xm	ω	A = bh <sub>0</sub> ω
1-2-3 50x50	7,425	17,720	3,45	2,89	Mini	6,25
	0,1272	80,684	15,7	0,049	"	"



calcul sous (SP<sub>2</sub>) du portique (16)

Direction longitudinale

File (14).

File (16)

Niv	M	N	100x n̄	100x n̄	ω	A = b <sub>h</sub> ·ω	Niv	M	N	100x n̄	100x n̄	ω	A = b <sub>h</sub> ·ω
1-2 70x70	50,682	253,591	25,184	7,19	Mini	12,25	1-2 70x70	51,376	286,856	28,487	7,288	Mini	12,25
	41,813	339,707	32,842	5,932	"	"		41,353	339,493	33,714	5,866	"	"
	41,294	165,321	16,418	5,858	"	"		9,64	244,905	24,321	1,367	"	"
3-4 70x70	46,183	204,155	20,874	6,552	"	"	3-4 70x70	6,901	161,481	16,036	0,979	"	"
	35,622	109,735	10,897	5,053	"	"		46,461	166,109	16,496	6,591	"	"
5-6 50x50	29,593	75,414	7,489	4,198	Min	6,85	5-6 50x50	5,976	206,85	20,542	0,847	"	"
	21,264	78,866	14,187	8,27	"	"		21,917	87,405	8,68	3,109	"	"
	21,008	88,107	17,149	8,178	"	"		18,702	59,357	5,894	2,653	"	"
	20,431	35,464	6,902	7,953	0,35	8,75		17,915	36,741	7,151	6,974	Mini	6,85
	17,167	24,681	4,804	6,683	0,30	7,5		17,650	70,929	13,806	6,871	"	"

File (15)

1-2 70x70	51,373	287,937	27,9	7,288	Mini	12,25
	41,666	338,71	35,061	5,911	"	"
	8,505	258,961	25,717	1,206	"	"
3-4 70x70	6,008	169,585	16,841	0,852	"	"
	46,082	181,79	18,053	6,537	"	"
	9,565	203,393	20,198	1,356	"	"
5-6 50x50	21,266	115,16	11,432	3,102	"	"
	18,547	78,932	7,838	2,631	"	"
	21,351	84,286	16,406	8,311	Mini	6,25
	20,755	36,488	7,102	8,079	0,35	8,75
	17,273	25,446	4,952	6,724	0,3	7,5

File (17)

1-2 60x60	42,287	166,65	22,499	9,52	Mini	9,00
	26,485	216,222	29,227	5,966	"	"
	3,407	137,183	18,56	0,767	"	"
3-4 60x60	2,373	87,426	11,817	0,53	"	"
	37,088	44,733	6,046	8,365	0,4	4,4
	19,412	98,751	13,348	4,373	Mini	9,00
	6,368	24,162	3,244	1,43	"	"
	6,848	17,323	2,34	1,542	"	"

File (18)

1-2-3 50x50	16,172	23,057	4,488	6,29	0,3	7,5
	8,268	91,812	17,87	3,218	Min	6,85
	1,712	11,651	2,267	0,66	"	"
	5,174	6,674	1,299	2,014	"	"



calcul sous ( $SF_2$ ) du portique (M)

Direction transversale

File (1)

Niv	M	N	100xN	100xM	$\omega$	A = b.h <sup>2</sup> /12
1-2 70x70	53,936	218,22	21,671	7,651	Mini	12,25
	42,279	108,165	10,741	5,998	"	"
	35,625	69,506	6,902	5,054	"	"
4-3 70x70	87,159	163,182	16,205	12,365	0,4	19,6
	27,389	77,156	7,662	3,885	Mini	12,25
	23,632	50,677	5,032	3,352	"	"
5-6 50x50	28,149	107,306	20,886	10,958	0,3	7,5
	3,301	49,597	9,653	1,285	Mini	6,25
	4,101	33,559	6,532	1,596	"	"
7-8 50x50	21,845	51,113	9,949	8,504	0,3	7,5
	20,436	11,416	2,222	7,955	0,45	11,25
	15,93	8,065	1,569	6,201	0,35	8,75

File (13)

Ni	M	N	100xN	100xM	$\omega$	A = b.h <sup>2</sup> /12
1-2 70x70	59,801	205,072	20,365	8,484	Mini	12,25
	46,648	238,764	23,115	6,618	"	"
	34,496	132,165	13,125	4,894	"	"
4-3 70x70	89,951	85,615	8,502	4,107	"	"
	89,493	107,561	10,681	12,696	0,55	26,95
	33,505	158,418	15,732	4,753	Mini	12,25
5-6 50x50	23,425	39,758	3,948	3,323	"	"
	20,952	24,237	2,406	2,972	"	"
	26,174	66,253	12,895	10,189	0,35	8,75
7-8 50x50	10,676	14,684	2,858	4,156	Mini	6,25
	10,673	9,499	1,848	4,154	"	"

File (7)

Niv	M	N	100xN	100xM	$\omega$	A = b.h <sup>2</sup> /12
1-2 70x70	61,64	251,568	24,982	8,744	Mini	12,25
	36,718	206,183	20,47	5,209	"	"
	30,989	136,573	13,563	4,396	"	"
4-3 70x70	104,658	172,528	17,133	14,847	0,6	29,4
	30,374	210,404	20,895	4,309	Mini	12,25
	59,684	114,613	14,361	8,467	"	"
5-6 50x50	49,359	98,255	9,757	7,002	"	"
	32,161	115,406	22,463	12,52	0,4	10,00
	31,274	140,157	27,281	12,174	0,45	11,25
	29,088	82,069	15,974	11,323	0,35	8,75
7-8 50x50	23,961	57,019	11,098	9,328	0,3	7,5
	26,704	56,003	10,90	10,395	0,4	10,00
	2,463	13,008	2,53	0,96	Mini	6,25
	2,812	9,429	1,835	1,1	"	"

File (9)

Ni	M	N	100xN	100xM	$\omega$	A = b.h <sup>2</sup> /12
1-2-3 50x50	29,752	11,97	2,329	11,582	0,65	16,25
	15,202	76,864	14,961	5,918	Mini	6,25
	25,952	7,554	1,470	10,102	0,60	15,00



Calcul sous  $SP_2$  du portique M

Direction transversale

File (1)

Niv	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	86,48	154,206	15,316	3,756	Mini	12,25
	9,685	175,00	17,379	1,365	"	"
3-4 70x70	65,004	130,434	12,953	9,222	"	"
	22,492	108,617	10,786	3,049	"	"
5-6 50x50	8,761	66,765	12,995	3,41	"	6,25
	7,316	87,305	16,993	2,848	"	"
7-8 50x50	10,156	14,911	2,902	3,913	"	"
	5,185	42,797	8,135	2,018	"	"

File (7)

Niv	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	28,57	235,737	23,411	4,053	Mini	12,25
	4,811	262,018	26,12	0,682	"	"
3-4 70x70	67,477	196,76	19,54	9,573	"	"
	17,404	163,987	16,285	2,669	"	"
5-6 50x50	3,699	94,732	18,439	1,44	"	6,25
	1,279	130,935	25,486	0,497	"	"
7-8 50x50	7,861	16,512	3,214	3,06	"	"
	6,763	46,255	9,003	2,532	"	"

File (13)

Niv	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	28,063	173,343	17,214	3,981	Mini	12,25
	4,314	200,07	19,863	0,612	"	"
3-4 70x70	70,637	126,82	12,594	10,021	0,35	17,15
	9,477	71,606	7,111	1,34	Mini	12,25
5-6 50x50	14,181	23,422	4,559	5,52	"	"
	7,934	49,108	9,558	3,088	"	"

File (19)

Niv	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2-3 50x50	42,82	42,371	8,247	4,99	Mini	6,25
	1,213	54,385	10,585	0,472	"	"
	11,215	19,917	3,876	4,365	"	"

Calcul sous  $SP_2$  du portique 16

Direction transversale

File (14)

Ni	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	2,35	329,702	32,762	0,333	Mini	12,25
	1,524	274,818	27,292	0,216	"	"
3-4 70x70	16,791	197,836	19,647	2,382	"	"
	12,568	124,297	12,343	1,783	"	"
5-6 50x50	22,531	39,928	7,771	2,654	0,35	8,75
	14,773	82,365	16,032	4,583	Mini	6,25

File (15)

Ni	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	29,537	279,253	27,732	4,19	Mini	12,25
	2,221	332,891	33,059	0,345	"	"
3-4 70x70	48,561	197,878	19,651	6,889	"	"
	25,912	122,098	12,82	3,676	"	"
5-6 50x50	22,318	40,813	7,944	8,685	0,35	8
	12,724	79,347	15,244	4,953	Mini	6,25

File (16)

Ni	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 70x70	56,366	274,346	27,242	7,996	Mini	12,25
	5,328	328,37	32,61	0,755	"	"
3-4 70x70	109,919	191,169	18,984	15,584	0,65	31,85
	110,202	45,532	4,521	15,634	0,85	16,65
5-6 50x50	19,183	31,038	6,041	7,467	0,30	8,50
	9,708	56,416	10,981	3,779	Mini	6,25

File (17)

Ni	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2 60x60	4,093	208,244	28,148	0,266	Mini	9,00
	13,475	22,051	2,98	3,035	"	"
3-4 60x60	13,475	22,051	2,98	3,035	"	"

File (18)

Ni	M	N	$100\alpha\bar{n}$	$100\alpha\bar{m}$	$\omega$	$A = \frac{b}{h} \omega$
1-2-3 50x50	7,426	17,731	3,45	2,80	Mini	6,25



calcul sous (SR) du portique (16)

Direction transversale

File (14)

Niv	M	N	100xπ	100xπ	ω	A = b.h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>
1-2 70x70	46,427	288,381	28,639	6,586	Mini	12,25
	41,705	348,021	34,561	5,916	"	"
	46,427	288,381	28,639	6,586	"	"
	29,433	151,341	15,029	4,175	"	"
3-4 70x70	53,657	164,455	16,331	7,612	"	"
	22,986	220,653	21,941	3,261	"	"
	31,262	98,960	9,231	4,435	"	"
	26,86	61,485	6,101	3,81	"	"
5-6 50x50	44,85	47,56	9,257	17,459	0,85	11,25
	28,711	98,459	19,164	11,177	0,3	7,5
	2,376	30509	5,938	0,924	Mini	6,25
	3,937	20,551	4,00	1,532	"	"

File (16)

Ni	M	N	100xπ	100xπ	ω	A = b.h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>
1-2 70x70	75,823	244,537	24,284	14,757	0,50	14,7
	35,564	339,674	33,732	5,045	Mini	12,25
	61,872	161,175	16,006	8,777	"	"
3-4 70x70	124,14	207,562	20,612	19,03	0,95	14,25
	29,606	86,439	8,584	4,200	Mini	12,25
5-6 50x50	21,587	58,557	5,814	3,062	"	"
	37,343	37,117	7,224	14,537	0,7	11,50
	22,164	69,154	13,46	8,628	Mini	6,25
	0,247	23,694	4,621	0,096	"	"
	1,973	16,203	3,153	0,763	"	"

File (15)

Niv	M	N	100xπ	100xπ	ω	A = b.h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>
1-2 70x70	52,246	244,787	24,309	7,412	Mini	12,25
	38,287	347,474	34,507	5,431	"	"
	42,427	157,774	15,668	6,019	"	"
3-4 70x70	77,53	217,234	21,573	10,999	0,30	14,7
	27,905	101,119	10,042	3,958	Mini	6,25
	24,165	67,264	6,679	3,428	"	"
5-6 50x50	42,317	47,4	9,226	16,473	0,8	20,00
	27,151	93,26	18,152	10,569	Mini	6,25
	4,046	32,409	6,308	1,575	"	"
	1,629	22,047	4,291	0,634	"	"

File (17)

Ni	M	N	100xπ	100xπ	ω	A = b.h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>
1-2 60x60	18,266	209,49	20,317	4,115	Mini	9,00
	15,039	90,543	12,238	3,388	"	"
	34,880	92,665	12,525	7,182	"	"
3-4 60x60	31,415	27,467	3,712	7,077	0,35	12,60
	17,53	92,141	12,654	3,949	Mini	9,00
	8,304	10,785	1,455	1,87	"	"
	8,639	15,803	2,136	1,946	"	"

File (18)

Ni	M	N	100xπ	100xπ	ω	A = b.h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>
1-2-3 50x50	16,201	20,073	3,907	6,307	0,3	7,50
	9,124	83,914	16,333	3,552	Mini	6,25
	5,752	14,685	2,748	2,239	"	"
	5,409	10,110	1,967	2,105	"	"



## CHOIX des armatures

Remarque : le ferrailage adopté pour les deux portiques a été choisi comme suit :  
 - en prenant le max des sollicitations sous  $SP_1$  et  $SP_2$ .  
 - " " " " des deux directions du seisme.  
 - portique (M)

Niv	File 1				File 7				File 13			File 19
	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	7-8 50x50	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	7-8 50x50	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	1-2-3 50x50
A pour une face (cm <sup>2</sup> )	0,85%	0,6%	0,3%	0,45%	0,25%	0,6%	0,45%	0,4%	0,25%	0,55%	0,35%	0,75%
A (cm <sup>2</sup> )	12,25	29,4	7,5	11,25	12,25	29,4	11,25	10,00	12,25	26,95	8,75	18,75
CHOIX	2T20 + 4T16	6T25	4T16	4T20	2T20 + 4T16	6T25	4T20	2T20 + 2T16	2T20 + 4T16	6T25	2T20 + 2T16	4T25
A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,29%	0,6%	0,32%	0,5%	0,29%	0,6%	0,5%	0,4%	0,29%	0,6%	0,41%	0,78%
A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	14,32	29,46	8,04	12,56	14,32	29,46	12,56	10,30	14,32	29,46	10,30	19,64

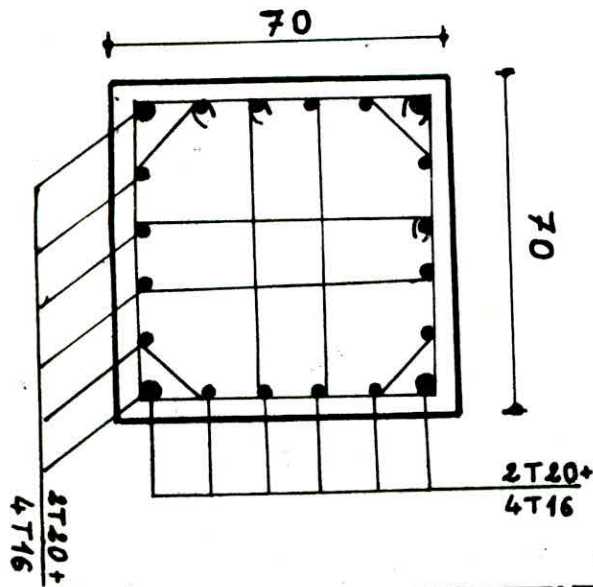
Niv	File 14			File 15			File 16			File 17	File 18	
	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	1-2 70x70	3-4 70x70	5-6 50x50	1-2 60x60	3-4 60x60	1-2-3 50x50
A pour une face (cm <sup>2</sup> )	0,25%	0,25%	0,85%	0,25%	0,25%	0,80%	0,25%	0,25%	0,7%	0,25%	0,40%	0,30%
A (cm <sup>2</sup> )	12,25	12,25	21,25	12,25	12,25	20,00	12,25	12,25	17,50	9,00	14,40	7,50
CHOIX	2T20 + 4T16	2T20 + 4T16	4T25 + 1T20	2T20 + 4T16	2T20 + 4T16	4T25	2T20 + 4T16	2T20 + 4T16	4T25	5T16	5T20	4T16
A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,29%	0,29%	0,91%	0,29%	0,29%	0,78%	0,29%	0,29%	0,78%	0,28%	0,43%	0,32%
A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	14,32	14,32	22,78	14,32	14,32	19,64	14,32	14,32	19,64	10,05	15,70	8,04



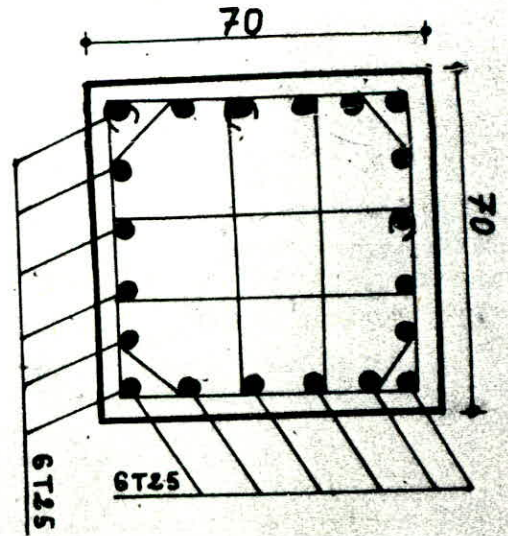
Disposition des armatures dans les poteaux

Files (1,7,13) Niv1 + Niv2

Files (15,14,16) Niv1 + Niv2 + Niv3 + Niv4

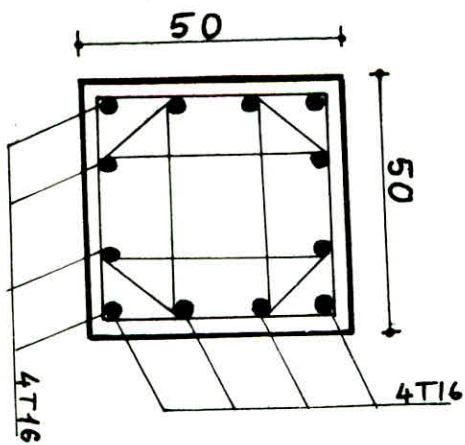


Files (1,7,13) Niv3 + Niv4



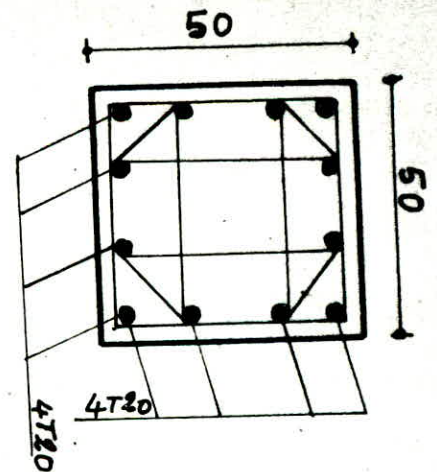
File (1) Niv5 + Niv6

File (18) Ni1 + Ni2 + Ni3



File (1) Ni7 + Ni8

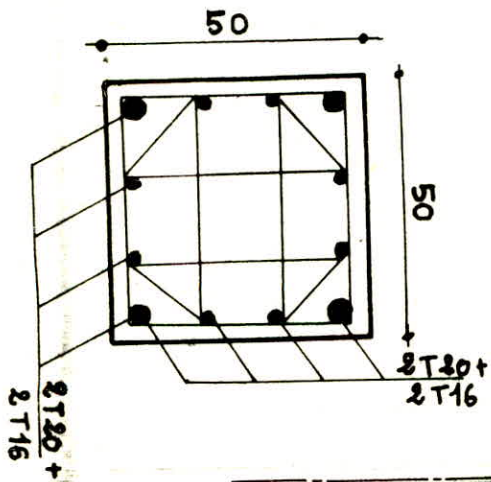
File (7) Ni5 + Ni6





File (7) Ni 7 + Ni 8

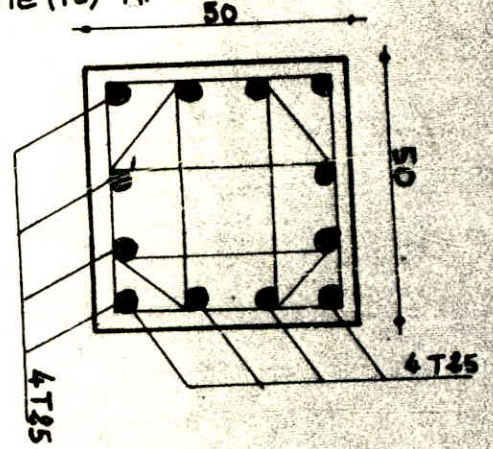
File (13) Ni 5 + Ni 6



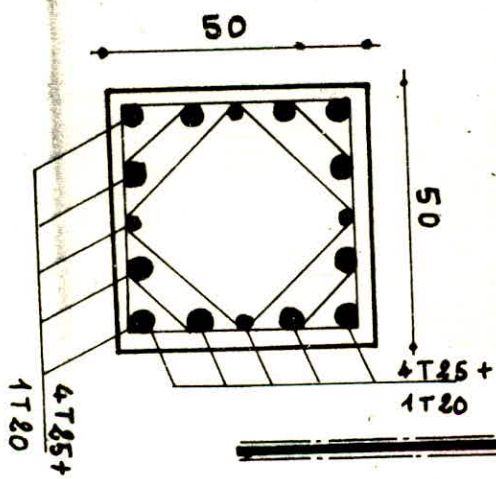
File (19) Ni 1 + Ni 2 + Ni 3

File (15) Ni 5 + Ni 6

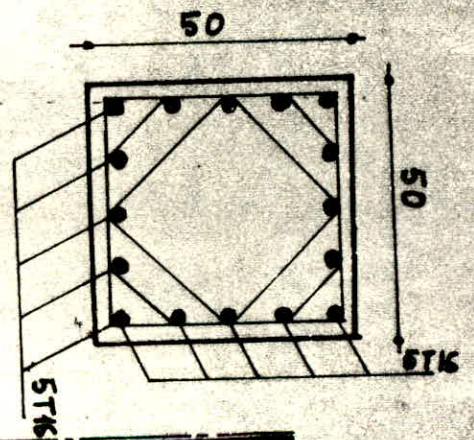
File (16) Ni 6 + Ni 5



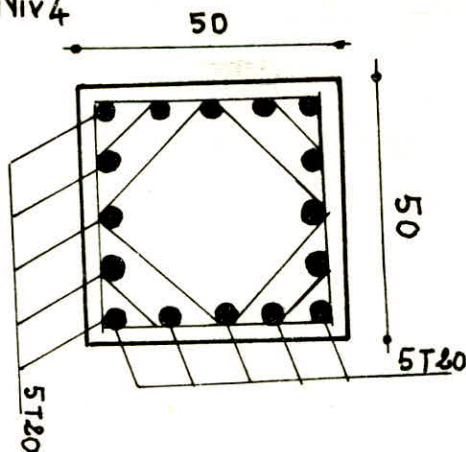
File (14) Niv 5 + Niv 6



File (17) Niv 1 + Niv 2



File (17) Niv 3 + Niv 4





## Armatures transversales

les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre l'effort tranchant du ou séisme, à s'opposer au flambement des armatures longitudinales et permettent le positionnement de ces dernières.

### Ecartement des armatures transversales R.P.A art 4.2.3.1.2

1/ En zone nodale : y compris la hauteur du nœud qui est de :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_e; h_e; 60 \text{ cm} \right)$$

$$t \leq \min (10 \phi_e; 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone II})$$

2/ En zone courante :  $t \leq 12 \phi_e$

Remarque: la valeur de  $\phi_e$  est celle du plus petit diamètre, dans le cas d'emploi de diamètres différents pour les aciers longitudinaux.

### Vérification des poteaux à l'effort tranchant R.P.A art 4.2.2.1

la vérification de la résistance à l'effort tranchant doit être effectuée avec :

$T = 2$  fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est supérieur à 15.

$T = 3$  fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est inférieur à 15.

$$- \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{28} = 0,15 \cdot 270 = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \sigma_{ar} = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Adx})$$

Remarque :

l'effort tranchant de calcul a été choisi de la manière suivante :

$$T = \max (T_e^{\max}; T_t^{\max})$$

$$\text{avec } \begin{cases} T_e^{\max} = \text{effort tranchant longitudinal max} \\ T_t^{\max} = \text{ " " transversal max} \end{cases}$$



Valeurs de T par file de poteaux et par niveau

File	Niv 1	Niv 2	Niv 3	Niv 4	Niv 5	Niv 6	Niv 7	Niv 8
1	13,086	13,344	11,69	12,89	12,428	9,126	9,532	8,807
7	15,225	18,959	14,724	20,542	14,629	12,603	12,637	6,999
13	15,356	18,072	16,285	15,743	11,567	15,25		
14	13,001	15,253	16,612	15,718	12,441	18,337		
15	11,018	13,565	15,327	13,421	11,449	17,303		
16	9,554	11,238	14,306	13,002	9,682	14,521		
17	5,801	8,661	6,857	14,125				
18	3,442	5,247	5,843					
19	5,893	10,864	13,18					

Remarque :

les valeurs de l'effort tranchant relevées, correspondent aux sollicitations du second genre, pour le fait qu'elles soient plus défavorables que celles du 1<sup>er</sup> genre.

Calcul de l'espacement des armatures transversales

la contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$ , avec  $z = \frac{7}{8} h$

l'espacement des armatures transversales :  $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T}$



File	Niv	$\lambda$	T (t)	$Z = \frac{7}{8}h$	$Z_{kg/cm^2}$	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$t_{(cm)}$	$E_{(kg/cm^2)}$	$t_{adepth}$		$b \times h_0$
File 1	1-2	13,856	40,032	56,875	10,055	6 $\phi$ 10 4,71	16,06	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	38,67	56,875	9,71	6 $\phi$ 10 4,71	16,6	$t_c = 30$ $t_n = 15$	$t_c = 16,5$ $t_n = 15$	$t_c = 16$	70x70
	5-6	20,369	24,856	43,75	11,36	6 $\phi$ 10 4,71	20	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	50x50
	7-8	20,369	19,184	43,75	8,77	6 $\phi$ 10 4,71	25	$t_c = 24$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_c = 19$	50x50
File 2	1-2	13,856	56,877	56,875	14,286	6 $\phi$ 12 6,78	16	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	61,625	56,875	15,47	6 $\phi$ 12 6,78	15	$t_c = 20$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_c = 15$	70x70
	5-6	20,369	29,258	43,75	13,37	6 $\phi$ 10 4,71	17	$t_c = 24$ $t_n = 15$	$t_c = 17$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	50x50
	7-8	20,369	25,274	43,75	11,553	6 $\phi$ 10 4,71	19	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_c = 17$	50x50
File 3	1-2	13,856	54,216	56,875	13,617	6 $\phi$ 12 6,78	17	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 17$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	47,229	56,875	11,862	6 $\phi$ 12 6,78	19	$t_c = 30$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_c = 17$	70x70
	5-6	20,369	30,5	43,75	13,94	6 $\phi$ 10 4,71	16	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	50x50
File 4	1-2	13,856	45,759	56,875	11,49	6 $\phi$ 12 6,78	20	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 20$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	47,154	56,875	11,84	6 $\phi$ 12 6,78	19	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_c = 19$	70x70
	5-6	20,369	36,674	43,75	16,76	6 $\phi$ 12 6,78	19	$t_c = 24$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	50x50
File 5	1-2	13,856	40,695	56,875	10,22	6 $\phi$ 10 4,71	16	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	40,263	56,875	10,113	6 $\phi$ 10 4,71	16	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16$ $t_n = 15$	$t_c = 16$	70x70
	5-6	20,369	34,606	43,75	15,82	6 $\phi$ 10 4,71	14	$t_c = 30$ $t_n = 15$	$t_c = 14$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	50x50
File 6	1-2	13,856	33,714	56,875	8,468	6 $\phi$ 10 4,71	19	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	3-4	14,549	39,006	56,875	9,79	6 $\phi$ 10 4,71	16,5	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 16,5$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	70x70
	5-6	20,369	29,042	43,75	13,276	6 $\phi$ 10 4,71	17	$t_c = 30$ $t_n = 15$	$t_c = 17$ $t_n = 15$	$t_c = 17$	50x50
File 7	1-2	16,166	17,322	52,5	5,499	6 $\phi$ 8 3,018	22	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$	$t_n = 15$	60x60
	3-4	16,97	28,25	52,5	8,968	6 $\phi$ 10 4,71	21	$t_c = 24$ $t_n = 15$	$t_c = 21$ $t_n = 25$	$t_c = 19$	60x60
File 8	1-2-3	24,248	11,686	43,75	5,342	6 $\phi$ 8 3,018	27	$t_c = 19,2$ $t_n = 15$	$t_c = 19$ $t_n = 15$		50x50
File 9	1-2-3	24,248	26,436	43,75	12,085	6 $\phi$ 10 4,71	18	$t_c = 30$ $t_n = 15$	$t_c = 18$ $t_n = 15$		50x50



## calcul des potelets

Ces potelets ne font pas partie de l'ossature de contreventement, et ils ne supportent pas une grande charge verticale. Ils sont sollicités en compression simple (25x25)

Entre le niveau 113,20 et le niveau 109,00 :  $N = G + 1,2P = 7,052 + 1,2(0,952) \approx 8,2 \text{ t}$ .

calcul des armatures longitudinales:

$$A' = \frac{N - B \bar{\sigma}'_{b0}}{15 \cdot \bar{\sigma}'_{s0}} = \frac{8,2 \cdot 10^3 - (25)^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

$$\rightarrow \text{Section minimale : } A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

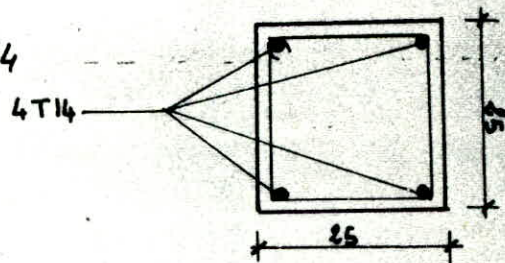
$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0,7 \cdot 4,20}{4 \times 0,25 - 2 \cdot 210^2} = 3,06$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,06 \cdot 1,51 \cdot \frac{8,2 \cdot 10^3}{68,5} = 9968 \approx 9,97 \text{ cm}^2$$

On prendra  $A = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$



## Vérification

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{8200}{25^2 + 15 \cdot 6,15} = 11,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 15 \times 11,43 = 171,45 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des aciers transversaux :

$$t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_c - 15 \phi_e) \left( 1 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) = 71,5 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \left( 1 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \phi_e = 38,5 \text{ cm} \end{cases}$$

avec  $\phi_e = 8 \text{ mm}$

on prendra par tout :  $t = 20 \text{ cm}$



Vérification au poinçonnement.

Ces poteaux qui vont d'un niveau à un autre et qui reposent sur des poutres (longitudinales et transversales). Par conséquent il faut vérifier le poinçonnement vis à vis de ces poutres.  $\tau_{max} = \frac{1,25P}{P_c h_c} < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$P = 8,2^t \quad \begin{cases} v' = v + h_c \\ u' = u + h_c \end{cases}$$

$$h_c = 80 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(u' + v') = 2(u + h_c + v + h_c) = 2(u + v + 2h_c) = 2(25 + 25 + 2 \times 80) = 440 \text{ cm}$$

$$\tau_{max} = \frac{1,25 \cdot 8200}{440 \cdot 80} = 0,305 \text{ Kg/cm}^2 < 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

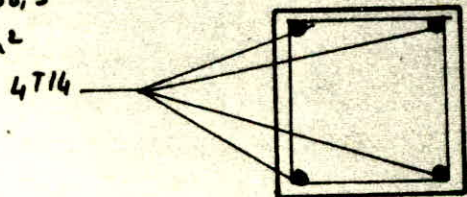
Pour les potelets entre 12,5,80 et 12,60.

$$N = 9,105 + 1,2(0,816) = 10,0842 \approx 10,1^t$$

$$A' = \frac{10,1 \cdot 10^3 - 25^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,06 \cdot 1,51 \cdot \frac{10,1 \cdot 10^3}{68,5} = 1,19 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 T14  $\rightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$



Vérification :

$$\sigma'_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{10100}{25^2 + 15 \cdot 6,15} = 14,08 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n\sigma'_b = 15 \times 14,08 = 211,2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

On prendra partout  $t = 20 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement :

$$\tau_{max} = \frac{1,25 \cdot 10100}{440 \cdot 80} = 0,37 < 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$



**INFRASTRUCTURE**



# FONDITIONS

des conditions de terrain, trouvées pour l'emplacement du bâtiment étudié conduisent selon les recommandations de spécialité et les technologies disponibles à la solution des fondations profondes.

nous avons à la base de cette conclusion les études géotechniques du L. N. H. C Alger.

l'existence sous l'emplacement d'une couche résistante (bed rock) pratiquement incompressible d'une surface et aussi d'une profondeur très variable, en pente pose le problème d'une manière spécifique.

les couches superficielles sont compressibles et par rapport à la surface du terrain et de la couche résistante (substratum sablo-gréseux) d'une épaisseur très variable pour chaque bâtiment il résulte des situations particulières tel que certains blocs sont fondés directement sur le bed rock qui tombe pour le reste de la surface en pente variable jusqu'à une profondeur assez grande. pour d'autres parmi lesquels existe notre bloc (L) la couche forte est à des profondeurs variables d'un bloc à l'autre, qui est à 8 m pour notre bloc.

## solution de fondation à analyser

dans les conditions précisées par l'étude géotechnique et la situation constatée in-situ; vu les propriétés physiques du sol par rapport aux charges du bâtiment envisagé, nous avons éliminé la solution avec des fondations superficielles à cause des tassements différentiels, calculés qui dépassent de loin des tassements différentiels calculés qui dépassent de loin des tassements admissibles pour les bâtiments courants.

il nous reste d'analyser les solutions de fondations profondes, à cause de la dureté de couche rocheuse, parmi les solutions profondes:



- Parois moulées

- Puits

- pieux forés

nous choisissons les pieux forés.

les conditions d'emplois de cette solution, recommandée pour les sites urbains.

- la bonne tenue du terrain (terrain cohérent)

- Absence d'eau,

sont vérifiées sur l'emplacement, en outre, le domaine d'emploi des pieux forés moulés offre l'assurance d'une bonne sécurité. La force portante unitaire, comprise entre 50 et 1000 tonnes est largement satisfaisante pour les charges transmises des poteaux de l'ossature portante.

ou les recommandations présentées par l'étude géotechnique et l'existence d'un "bed-rock" facile à atteindre avec les engins de l'unité de pieux, on appuie les pieux dans cette couche forte, en assurant une longueur d'encastrement, recommandable par le L.N.H.C égale à  $2,5 \div 3$  fois le diamètre du pieu.

### La solution en pieux forés moulés

#### Etude comparative d'emplacement des pieux.

l'emplacement des pieux fait l'objet d'un problème d'optimisation. étant donné qu'on dispose d'une série assez large des diamètres exécutable.

le choix est en fonction de :

- distance entre les axes des poteaux
- charges
- capacité portante du terrain et du pieu
- solution d'infrastructure du bâtiment
- raisons économiques (coût minimum)



le problème a un caractère complexe et demande en fonction de l'énergie et des travaux, une analyse détaillée.

C'est le cas de la zone d'implantation de notre bâtiment.

en tenant compte des recommandations de spécialité, la distance entre les axes des pieux est :

2,5 fois le diamètre minimum.

3 fois le diamètre recommandé

Conditions de choix des pieux indépendants.

$dp \leq \frac{t}{2}$  } avec  $dp =$  distance entre les axes des pieux.  
 $dp \geq 2,5 \phi$

les charges verticales du premier genre appliquées aux poteaux au niveau des têtes de pieu sont de l'ordre de 200 ÷ 500 tonnes

dans ce cas si on emploie les diamètres 60 ÷ 80 cm on arrive à des groupes de 2 ÷ 4 pieux et à des dimensions grandes pour les semelles armées par rapport à la solution qui emploie des groupes de pieux il y a un avantage du pt de vue économique de la solution avec un seul pieu de grand diamètre reposant en "axe" du poteau.



## Hypothèse de calcul des pieux

le bâtiment étant emplanté dans une zone sismique, les pieux sont calculés suivant les deux hypothèses :

$\alpha$  / les sollicitations totales pondérées du premier genre  $S_1 = G + 1,2P$

$\beta$  / les sollicitations totales pondérées du second genre  $S_2 = G + \bar{P} + 1,2SI$

on tient compte aussi de l'excentrement maximum entre le pieu et le poteau (selon D.T.U 13.2 Juin 78. ch. I 1.151) tolérance d'implantation

$E = 15 \text{ cm}$ , en écart ponctuel.

Les sollicitations en tête du pieu.

$N_0$  : charge verticale

$T_0$  : charge horizontale

$M_0$  : Moment de renversement

$EN_0$  : Moment dû à l'excentricité entre le pieu et le poteau

ils sont calculés donc, dans les deux hypothèses mentionnées ci-dessus en supposant qu'il sont articulés aux deux extrémités (fixé à la base)

le pieu est considéré comme un élément flexible dans un milieu élastique (le sol), qui peut se déplacer en tête.

du point de vue méthode mathématique de calcul il ya :

- Calcul manuel selon "fondations spéciales" par M. FORNI.

- Calcul automatique à l'aide des programmes (ex. STRESS)

nous avons utilisé la première (calcul manuel) du fait qu'on a pas les moyens d'utiliser le programme.

on a considéré la réaction du terrain  $\rho = c.y$  ; donc la proportionnalité entre le déplacement ( $y$ ) et la réaction du terrain.

pour le sol on prend un coefficient de réaction élastique  $c = 2000 \text{ t/m}^3$  et un module d'élasticité du béton  $E = 2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ .



le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + c_b y = 0$$

dans laquelle:

$b'$  = largeur apparente du pieu qui est de l'ordre de 1,5 fois le diamètre réel du pieu.

$I$  = moment d'inertie de la section circulaire.

$E$  = module d'élasticité du matériau.

on définit le coefficient constant  $\alpha$  (longueur élastique)  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_b}}$   
 on constate que la partie du pieu située à la profondeur  $z > 2 \div 2,5 \alpha$  n'est quasiment pas sollicitée à la flexion due à l'effort horizontal  $T_0$  en tête et aux moments de flexion ( $M_0 + EN_0$ ), le déplacement étant à peu près nul en fonction de ces sollicitations pour les pieux on doit vérifier:

I / la capacité portante des pieux du point de vue terrain, c'est à dire la contrainte qui doit être comparée par rapport à celle donnée dans l'étude géotechnique.

II / la capacité de la section circulaire de béton armé du pieu pour le ferrailage établi, à la flexion composée.

au BERP ce sujet a fait l'objet d'une étude théorique de la section circulaire en béton armé, suivie des particularisations pour chaque type de pieu et ferrailage respectif employé.

III / la pression latérale " $q$ " dans le sol argileux, due au déplacement " $y$ " selon la loi:  $q = c \cdot y$  qui doit être comparée par rapport aux données de l'étude géotechnique.

En ce qui concerne le problème de la rigidité latérale de la fondation en ensemble par rapport aux forces qui agissent on précise:



1/ pour les forces gravitationnelles (permanentes) ce problème ne se pose pas etant donné la direction verticale de ce type de charges.

2/ pour la force sismique horizontale ( $F_s \max$ ), dans la littérature technique sur la base des constatations expérimentales, on aboutit à la recommandation suivante:

La rigidité de la fondation est bien assurée si la résultante de toutes les forces ( $R$ ) qui agissent est inclinée par rapport à la direction verticale avec un angle maximum de  $5^\circ$ ; dans ce cas on emploie pour tous les pieux la position verticale.

en tenant compte du fait que pour le bâtiment envisagé on a affaire avec un angle plus petit que  $5^\circ$ :  $\frac{F_s \max}{R} = \operatorname{tg} \alpha = \text{---} \Rightarrow \alpha =$

et d'autant plus que les pieux sont en fait des colonnes d'une hauteur assez grande, le problème d'emploi de pieux inclinés ne se pose pas.

#### Méthode de calcul:

L'étude de pieux a posé le problème du calcul des sections circulaires en béton armé, soumise à la flexion composée. dans la littérature technique dont on dispose (Aide-mémoire béton armé par V. Davidovici; le calcul des ouvrages en béton armé par P. Charon), on trouve des tableaux et des abaques de la section circulaire en flexion composée, mais qui ont des caractéristiques particulières qui les font impraticables dans certains cas. de la sorte, les tableaux et les abaques précisés contiennent des valeurs pour le calcul des sections circulaires pleines, mais uniquement pour le domaine de la section partiellement comprimée, et seulement pour deux cas précis du rapport  $d/e_2$  (à savoir 0,05 et 0,1)

En plus, l'armature est considérée uniformément répartie sur le contour par rapport à cette situation, il se trouve que les pieux de notre bâtiment.



se situent notamment dans des cas qui ne sont pas contenus dans les tableaux et les abaquages de la littérature technique.

d'une part la nécessité de couvrir par le calcul le domaine de la section entièrement comprimée.

d'autre part, à cause du grand enrobage qu'on doit adopter pour les pieux (11,5 cm) le rapport  $d/ez$  prend des valeurs qui s'éloignent beaucoup des valeurs trouvées dans la littérature technique (à savoir  $d/ez =$

en fin l'hypothèse de l'armature uniformément répartie sur le contour peut s'écarter de la situation réelle.

nous avons utilisé comme instrument de calcul pour les sections circulaires en béton armé soumise à la flexion composée, les courbes d'interaction  $M_{capable} - N_{capable}$ , caractéristiques aux types de pieux considérés dont un résumé du principe théorique des ces courbes d'interactions sera présenté à la fin de calcul des pieux.

les contraintes utilisées sont:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{b0} = 51 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{premier genre}$$

pour le deuxième genre on multiplie les contraintes par (1,5).

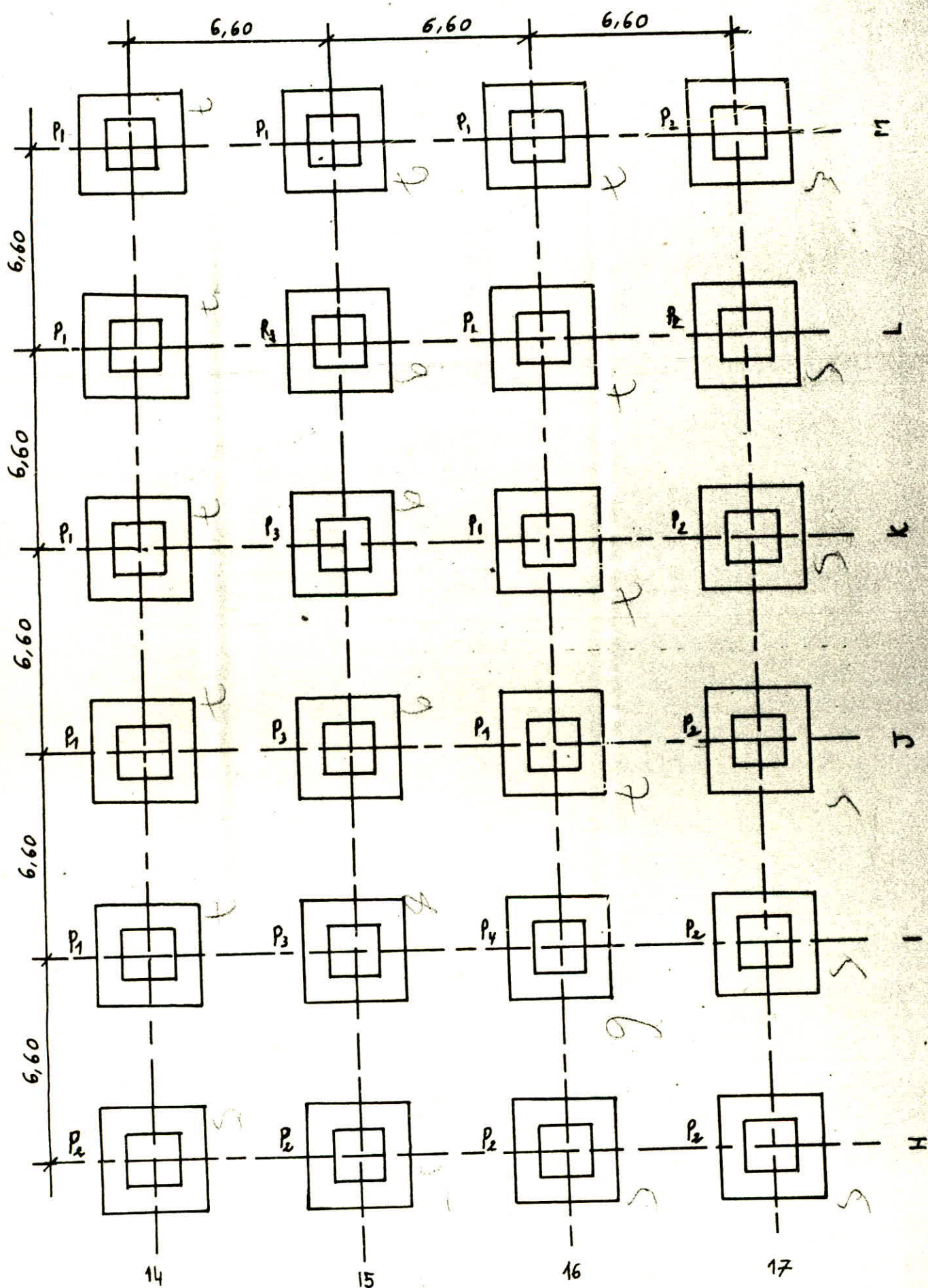
Technologie d'exécution des pieux:

on propose la technologie d'exécution suivante:

- 1- le forage en fonction du diamètre jusqu'à la cote de contact avec le substratum
- 2- la perforation de la couche forte avec un trépan sur une longueur de  $3\phi$  du pieux
- 3- la notation des caractéristiques du pieu en employant des formules types
- 4- l'assemblage des cages de ferrailage, préparées à l'avance avec une certaine réserve de pièces.
- 5- l'introduction de la cage de ferrailage dans le forage.
- 6- le coulage du béton jusqu'à la cote de tête de pieux; sans reprise du bétonnage.



vue en plan (schéma préliminaire)





Calcul:

charges admissibles données par le L.N.H.C Alger. en (tonnes)

Long des pieux	$\Phi$ ultimate	$\Phi$ adm	diamètre des pieux en (m)							
			0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6	46,2	15,4	43	77	120	173	235	307	389	480
8	61,6	20,5	58	102	160	230	315	409	518	
10	77,0	25,6	72	128	200	287	391	511		
12	92,4	30,8	86	153	242	346	471			
14	107,8	35,9	100	179	282	403	548			
16	123,2	41	115	205	320	461				

tableau des efforts de calcul:

types des Poteaux	SP <sub>1</sub>		SP <sub>2</sub>						
	N <sub>max</sub>	M <sub>C</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>C</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>C</sub>	T <sub>max</sub>
70x70 (P <sub>1</sub> )	329,66	0,355	347,84	44,24	49,9	164,86	107,21	41,75	16,20
50x50 (P <sub>2</sub> )	108,9	0,298	122,6	16,03	16,51	63,47	35,18	9,00	11,16
90x90 80x80 (P <sub>3</sub> )	495,48	1,56	487,72	109,4	109,4	487,72	210,04	36,80	27,8
60x60 (P <sub>4</sub> )	207,8	0,10	209,05	17,3	17,3	209,05	121,82	14,12	8,5



Choix des pieux:

Couple:  $N_{max} \rightarrow M^c$  (Loues) premier genre

Pieux	$N_{max}$	$M^c$	$N_{adm}$	$\varnothing$ (cm)	L (m)
$P_1$	329,66	0,355	346	120	12
$P_2$	108,9	0,298	128	80	10
$P_3$	495,46	1,56	471	140	12
$P_4$	207,8	0,10	200	100	10

Calcul des sollicitations du ferrailage (2<sup>e</sup> genre)

Comme il a été mentionné ci-dessus nous utilisons la méthode exposée ds l'ouvrage de M. FORNI.

exposé de la méthode:

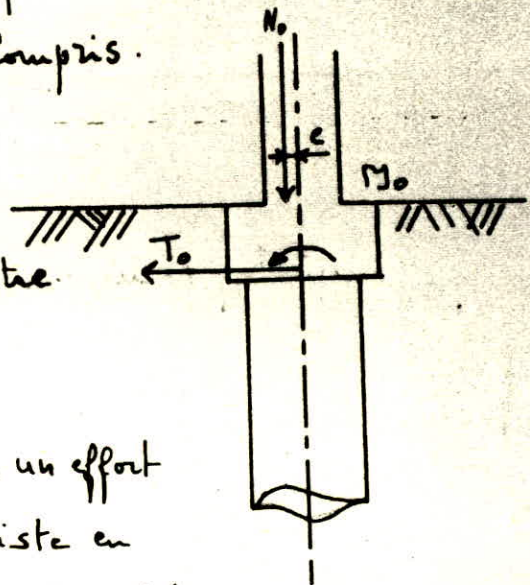
Les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants:

$N_0$ : charge verticale, poids du massif compris.

$T_0$ : Effort horizontal

$M_0$ : moment de renversement

$e \cdot N_0$ : moment dû à l'excentricité entre pieu et poteau.



un pieu isolé soumis à un effort normal un effort tranchant et un moment fléchissant résiste en

fléchissant c'est-à-dire en se déplaçant en tête ce qui provoque une réaction latérale du terrain.

la réaction du terrain  $q$  est proportionnelle au déplacement  $y$  sel-

-on la loi:  $q = cy$

le coefficient de proportionnalité  $c$  est le coefficient de réaction du sol ( $kg/cm^3$ )



en un point  $z$

$q$  est la pression en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (bars)

$y$  est le déplacement correspondant en  $\text{cm}$

le comportement d'un élément flexible dans

le sol peut s'exprimer mathématiquement à

l'aide de l'équation différentielle linéaire du

quatrième ordre.  $EI \frac{d^4 y}{dz^4} + C_b y = 0$

dans laquelle :

$b$  : est le diamètre du pieu

$I$  : inertie de la section

$E$  : module d'élasticité du matériau

la résolution de l'équation différentielle met en

evidence un coefficient constant appelé "longueur élastique"

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_b}}$$

pratiquement on constate que la partie du pieu située à la profond.

- en  $z > 3\alpha$  n'est quasiment pas sollicitée à la flexion due à l'effort

horizontal en tête et aux moments de flexion le déplacement étant à

peu près nul.

le moment de flexion à la cote  $z$  dû à un effort horizontal  $T_0$  est don-

-né par la formule :  $M(z) = T_0 A$

le moment de flexion à la cote  $z$  dû à un moment de flexion  $M_0$  est donné

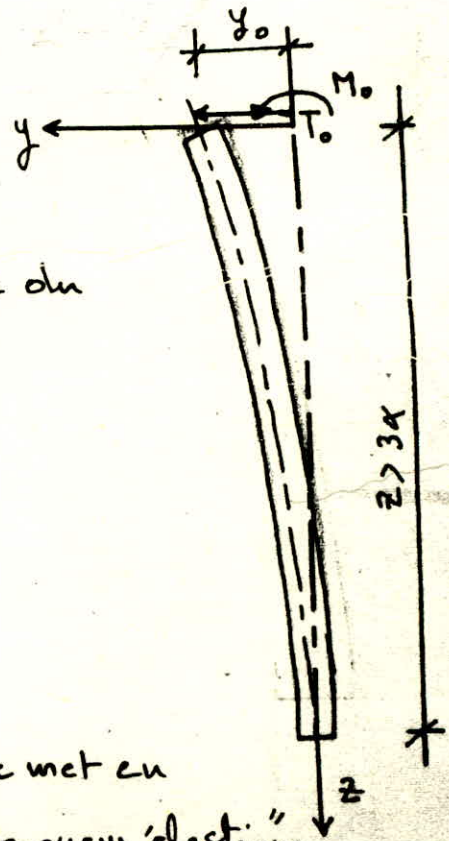
par l'expression :  $M(z) = M_0 B$

les coefficients  $A$  et  $B$  sont fonction de  $x$  et  $z$  et valent respectivement

$$A = e^{-\frac{z}{\alpha}} \sin \frac{z}{\alpha}$$

$$B = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right)$$

sous l'action combinée de  $T_0$  et  $M_0$  le moment de flexion dans une section située





à la cote  $z$  du pieu est égal à:  $M(z) = T_0 \alpha A + M_0 B$

$$M(z) = T_0 \alpha \left( A + \frac{M_0}{T_0 \alpha} B \right); \quad M(z) = T_0 \alpha C_1 \quad \text{en posant:}$$

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{T_0 \alpha} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right); \quad \beta = \frac{M_0}{T_0 \alpha} \quad \text{nous obtenons:}$$

$$M(z) = T_0 \alpha e^{-z/\alpha} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \beta \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz}$$

$$T(z) = T_0 e^{-z/\alpha} \left( \cos \frac{z}{\alpha} - (1 + 2\beta) \sin \frac{z}{\alpha} \right)$$

le moment maximum se situant à la cote  $z$  d'effort tranchant nul

$$T(z) = 0 \quad \cos \frac{z}{\alpha} = (1 + 2\beta) \sin \frac{z}{\alpha}$$

$$\tan \frac{z}{\alpha} = \frac{1}{1 + 2\beta} \quad \text{donc la cote } z \text{ tel que } \frac{z}{\alpha} = \arctg \frac{1}{1 + 2\beta}$$

dimensions des semelles sur pieux:

on admet à travers la documentation Courante (ex: Guerin tome 3)

Semelle sur un pieu:

$$\Delta \geq 0,15 \text{ m}$$

$$l = \phi + 2 \times \Delta$$

$$h \geq \phi$$

Poids de cette semelle:

$$N_s = L^2 \cdot h \cdot \gamma$$

$$\text{Semelle en B.A} \Rightarrow \gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$P_1: L = 1,5 \text{ m}; h = 1,4 \text{ m}; \Rightarrow N_s = L^2 \cdot h \cdot 2,5 = 1,5^2 \cdot 1,4 \cdot 2,5 = 7,875 \text{ t}$$

$$P_2: L = 1,1 \text{ m}; h = 1,4 \text{ m}; \Rightarrow N_s = 4,235 \text{ t}$$

$$P_3: L = 1,7 \text{ m}; h = 1,4 \text{ m}; \Rightarrow N_s = 10,115 \text{ t}$$

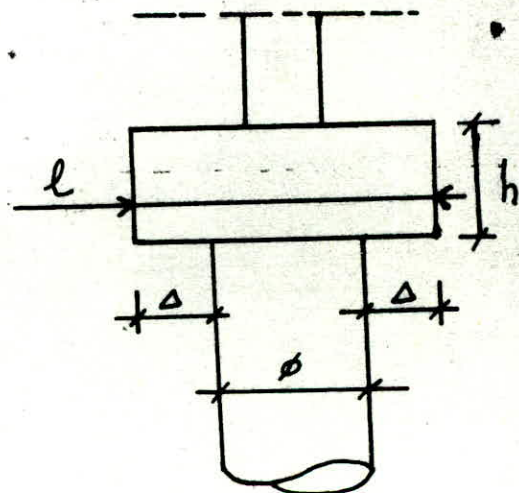
$$P_4: L = 1,3 \text{ m}; h = 1,4 \text{ m}; \Rightarrow N_s = 5,915 \text{ t}$$

N de calcul sera: charge du poteau +  $N_s$ .

Calcul de M et T finales:

Combinaison  $N_{\max} \longrightarrow N_{\text{ca}}$

$$P_1: M = 44,24 \text{ t.m}; T_0 = 16,2 \text{ t}; N = 355,71 \text{ t}$$





$$\phi = 120 \text{ cm} \quad b' = 1,5\phi = 1,8 \text{ m.}$$

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,1017876 \text{ m}^4$$

$$E = 2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2; \quad C = 2 \cdot 10^3 \text{ t/m}^3$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb'}} = 3,878$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \alpha} = 0,704$$

$$\frac{z}{\alpha} = \text{arctg} \frac{1}{1+2\beta} = 22,55$$

$$C_1 = e^{-z/\alpha} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{T_0 \alpha} \left( \sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right) = 0,879$$

$$M_{\max} = C_1 \cdot T_0 \cdot \alpha = 55,25 \text{ t.m.}; \quad N_e = 355,71 \times 0,15 = 53,35 \text{ t. m} \Rightarrow M = 108,6 \text{ t.m}$$

$$P_2: M = 16,03 \text{ t.m}; \quad T_0 = 11,16 \text{ t}; \quad \phi = 80 \text{ cm}; \quad N = 126,8 \text{ t}$$

$$b' = 1,2 \text{ m}; \quad I = 20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; \quad \alpha = 2,86 \text{ m}; \quad \beta = 0,5; \quad \frac{z}{\alpha} = 26,56$$

$$C_1 = 0,703$$

$$M_{\max} = 22,44 \text{ t.m}; \quad N_e = 19,02 \text{ t. m} \Rightarrow M = 41,46 \text{ t.m}$$

$$P_3: M = 109,4 \text{ t.m}; \quad T_0 = 27,8 \text{ t}; \quad \phi = 140 \text{ cm}; \quad N = 497,8 \text{ t}$$

$$b' = 2,1 \text{ m}; \quad I = 0,1885741 \text{ m}^4; \quad \alpha = 4,35 \text{ m}; \quad \beta = 0,904; \quad \frac{z}{\alpha} = 19,6$$

$$C_1 = 1,058$$

$$M_{\max} = 189,6 \text{ t.m}; \quad N_e = 74,67 \text{ t. m} \Rightarrow M = 264,27 \text{ t.m}$$

$$P_4: M = 17,3 \text{ t.m}; \quad T_0 = 8,5 \text{ t}; \quad \phi = 100 \text{ cm}; \quad N = 214,96 \text{ t}$$

$$b' = 1,5 \text{ m}; \quad I = 49 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; \quad \alpha = 3,38 \text{ m}; \quad \beta = 0,6; \quad \frac{z}{\alpha} = 24,44; \quad C_1 = 0,758$$

$$M_{\max} = 22,64 \text{ t.m}; \quad N_e = 32,24 \text{ t. m} \Rightarrow M = 54,88 \text{ t}$$

nous répétons exactement la même chose pour les autres combinaisons à savoir:  
 $M_{\max} \rightarrow N_e; \quad N_{\text{mi}} \rightarrow M_c$  et le résultat sera présenté ds un tableau.

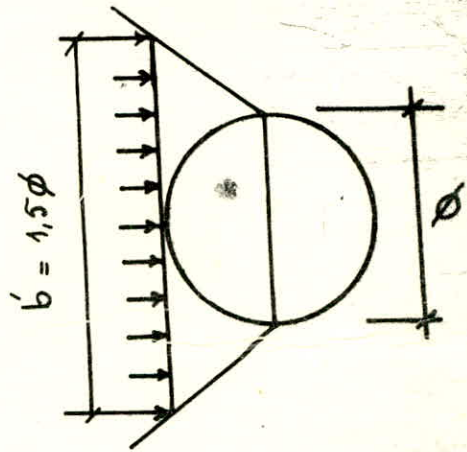




Tableau des efforts finaux: (en tonnes et tonnes.mètre)

Pieux	S P <sub>1</sub>		S P <sub>2</sub>							
	N <sub>max</sub>	M <sub>c</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>c</sub>	φ <sub>(ω)</sub>	L (m)
P <sub>1</sub>	329,66	49,8	355,71	108,6	59,68	172,7	115,08	52,77	120	12
P <sub>2</sub>	108,9	16,63	126,8	41,46	34,96	87,70	39,41	22,0	80	10
P <sub>3</sub>	495,46	75,88	497,8	264,27	264,27	497,8	220,15	96,76	140	12
P <sub>4</sub>	207,8	31,27	214,96	54,88	54,88	214,96	127,73	38,23	100	10

### Ferraillage des pieux:

#### Armatures longitudinales :

D.T.U : pourcentage minimum = ω % ou remarque que c'est une valeur assez grande si on la compare aux prescriptions européennes qui proposent deux zones distinctes pour le ferraillage :

l<sub>1</sub> : hauteur flexible soumise aux plus grands déplacements possibles

ω % résulte du calcul

l<sub>2</sub> : hauteur inférieure soumise aux moindres déplacements où l'action des moments (flexion) est moindre ; ferraillée avec les conditions de l'effort normal seul avec :

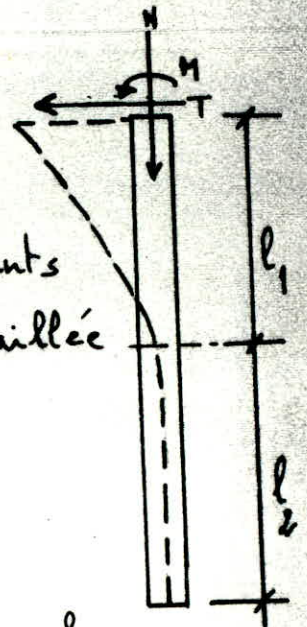
$$\omega \% \text{ min} = 0,15 \%$$

$$l_1 = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{3}\right) l \quad \text{et} \quad l_2 = l - l_1$$

ainsi en voulant respecter les D.T.U ; (ω %) il s'agit plus

logique de positionner les armatures nécessaires avec (ω %) et vérifier par la suite si la section de pieu ainsi ferraillée passe vis-à-vis des contraintes effectives sous les sollicitations (M, N)

Cette vérification peut être faite en utilisant les procédés courants (chaum, etc..)





ce qui peut être fastidieux :

ou en utilisant les efforts capables ( $M_{cap}$ ;  $N_{cap}$ ) efforts résistants ou les courbes d'interactions dont on a déjà parlé qui donnent ces valeurs en fonction de ferrailage déjà adopté.

Dispositions Constructives : D.T.U

Armatures :

1. les pieux peuvent ne pas être armés si les efforts provenant de la construction ou du sol traversé ne produisent que des compressions centrées sur l'axe théorique du pieu.

lorsque les pieux ne comportent pas de cages d'armatures, on peut disposer des barres d'attente piquées dans le béton frais. si la nature du sol impose et pas de réaliser un tige de pieu cylindrique, de façon à pouvoir situer son axe, les barres d'attente sont indispensables : elles sont mises en place en respectant l'axe de la visée avant la sortie du béton et comprennent 4 barres de 2 m de longueur d'un diamètre minimal de 12 mm, disposées aux sommets d'un carré dont le centre est l'axe du pieu et le côté est égal à 0,5 fois ( $\phi_p$ ) les barres doivent pouvoir dépasser la cote de réception de 0,75 m.

2. les pieux susceptibles d'être soumis à des efforts de flexion. les pieux inclinés et les pieux travaillant en traction doivent être armés sur toute leur longueur.

3. cage d'armature :

les cages d'armature des pieux sont constituées par les barres longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices ; la longueur des cages d'armatures doit permettre, une liaison correcte avec la structure conformément aux données du projet.



le nombre minimal de barres est cinq et leur diamètre ne descend pas au dessous de 12 mm, la section totale de ces barres est au moins égale à 0,5% de la section nominale du pieu si cette section est inférieure à  $0,5 \text{ m}^2$  si la section nominale du pieu est comprise entre 0,5 et  $1 \text{ m}^2$ , la section minimale totale des barres verticales est de  $25 \text{ cm}^2$

si la section du pieu est supérieure à  $1 \text{ m}^2$ , la section minimale totale des barres verticales est de 0,25% de la section nominale du pieu.

l'écartement des cerces ou le pas des spires n'est pas supérieur à 35 cm.

la distance minimale de un à un des barres verticales est 10 cm

la cage d'armature est munie d'un panier pour éviter sa remontée pendant la mise en oeuvre

#### Assemblage des cages d'armature:

- a/ lorsque la cage d'armature d'un pieu est constituée de plusieurs tronçons, l'assemblage de ces tronçons doit être effectué, avant ou pendant leur descente dans le forage, en tenant compte de leur recouvrement nécessaire. le soudage et le pointage au chalumeau sont interdits. le soudage et le pointage à l'arc électrique sont admis dans les conditions fixées par la Fiche d'identification des aciers utilisés.
- b/ l'épaisseur du béton qui entoure les armatures doit être au moins égale à 7 cm. des centrages sont disposés sur l'armature de ce but. les centrages doivent présenter une résistance à la corrosion au moins égale à celle du béton du pieu.
- c/ le diamètre hors tout de la cage d'armature doit être supérieur à 1,25 fois le diamètre extérieur de la colonne de bétonnage.



Tableau : caractéristiques géométriques ferrailage des pieux

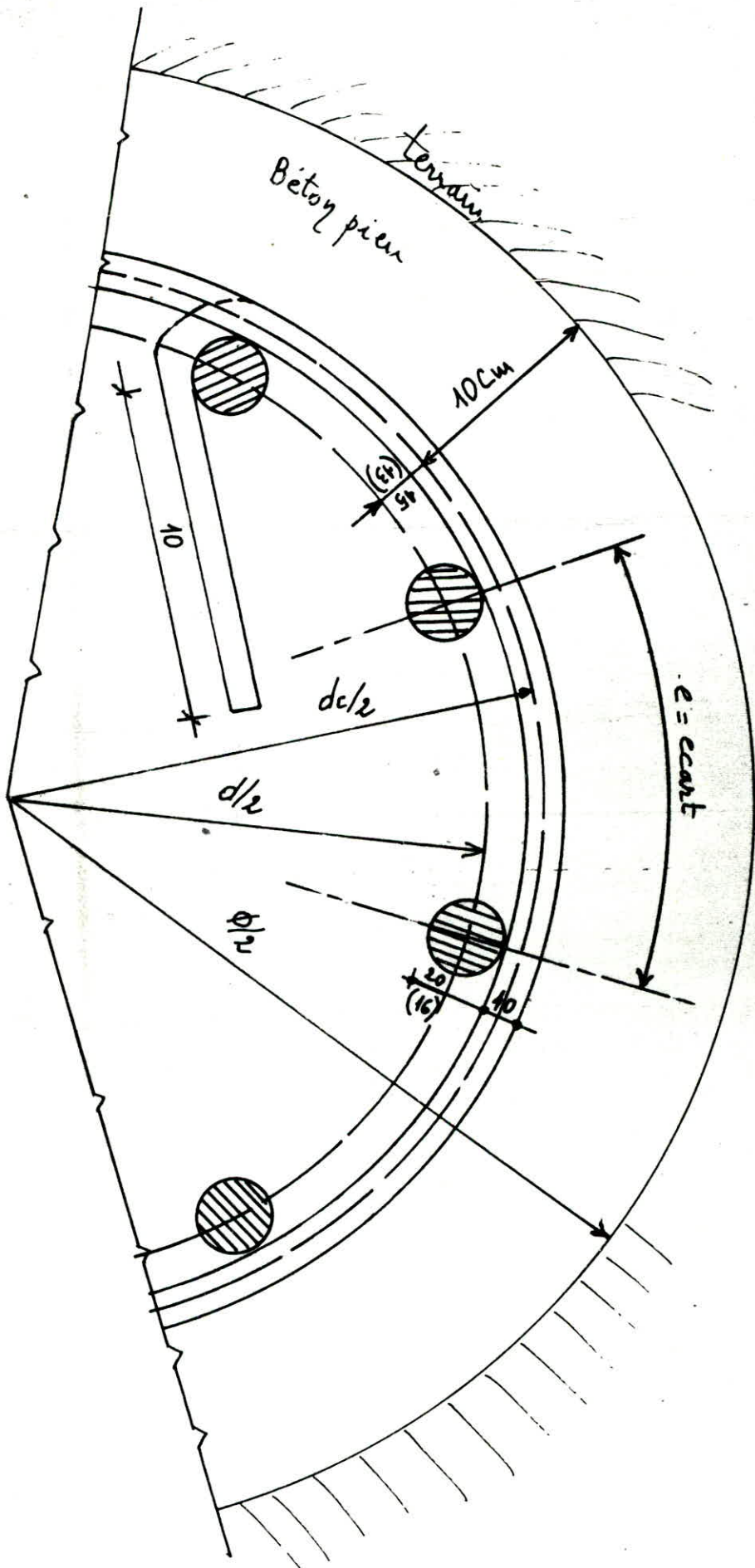
Pieux $\varnothing$ (cm)	80	100	120	140
Cercles				
$d_c = \varnothing - 20$ cm	60	80	100	120
$L_c = \pi \cdot d$ cm	190	250	315	375
Ferrailage en (cm <sup>2</sup> )				
$nT\varnothing \frac{A}{\omega\%}$	8 T20 $\frac{(25,13)}{0,50}$	8 T20 $\frac{(25,13)}{0,32}$	16 T16 $\frac{(32,11)}{0,28}$	20 T16 $\frac{(40,2)}{0,26}$
Ecartement en cm	22,3	30,2	19,0	18,3
$d = \varnothing - 23$ cm	57	77	97	117
$L = \pi \cdot d$	179	242	305	367
Longueurs des cercles				
$C = L_c + 40$ cm	230	290	355	415

Sections des pieux :

$\varnothing$ (cm)	80		100	
section ferrailage transverse	<p>8 T20</p> <p><math>e = 22,3</math></p> <p>T10 L = 230</p>	<p>8 T20</p> <p><math>e = 30,2</math></p> <p>T10 L = 290</p>		
$\varnothing$ (cm)	120		140	
section ferrailage transverse	<p>16 T16</p> <p><math>e = 19,0</math></p> <p>T10 L = 355</p>	<p>20 T16</p> <p><math>e = 18,3</math></p> <p>T10 L = 415</p>		



Schéma de Nitrations  
Eplacement Feraille





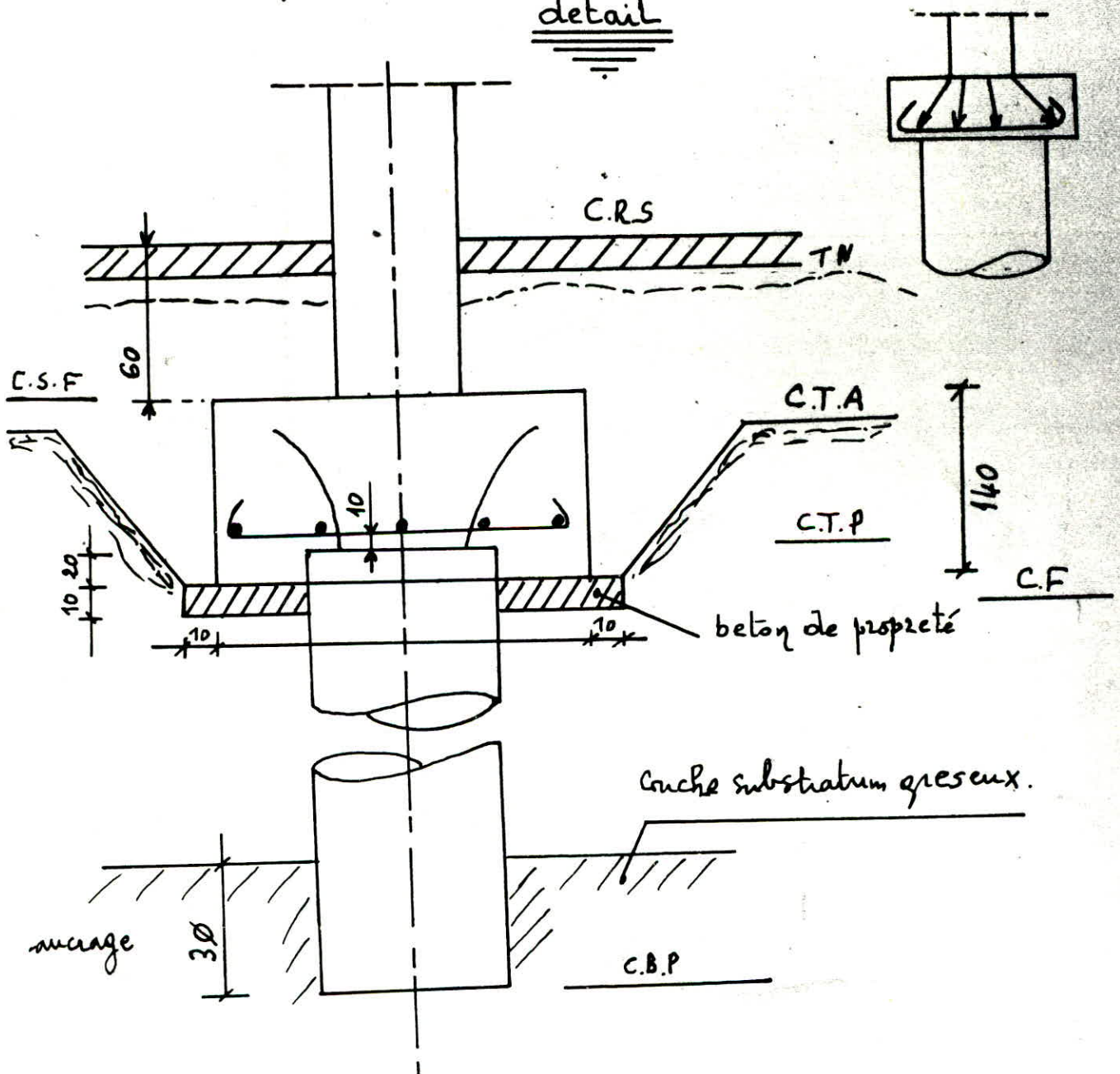
## Ferrailage des semelles sur pieux (massif)

notre cas: semelle sur un pieu

elle est constituée d'un massif cubique ou parallélépipédique, débordant de 15 cm au minimum par rapport au pieu, elle doit envelopper suffisamment le pieu elle sert en fait à assurer la liaison entre le pieu et son poteau.

Théoriquement, aucun acier n'est nécessaire dans la semelle, l'écoulement des forces se faisant directement en compression et sans courbure appréciable du poteau au pieu. il sera bon, toutefois, de prévoir un faible quadrillage en face inférieure. (5 Ø8 mm/m par exemple)

detail





Legende:

T.N : terrain naturel

C.T.A : Côte terrain aménagé (plate forme)

C.S.F : Côte supérieur fondation

C.T.P : Côte tête de pieu.

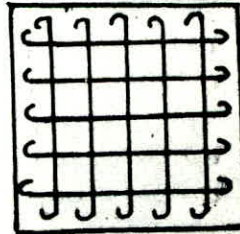
C.F : Côte de fouille

C.A.S : Côte zévetement du sol.

C.B.P : Côte base pieux

Armatuzes:P<sub>1</sub> : 5T8 mm / m (quadrillage)P<sub>2</sub> : 5T8 mm / m (quadrillage)P<sub>3</sub> : 5T10 mm / m (quadrillage)P<sub>4</sub> : 5T8 mm / m (quadrillage)

schéma du quadrillage.





## LONGRINES

les longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à:  $\frac{N}{10}$   
 où N est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation il faut ajouter, le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

le ferrailage minimum doit être 4 Ø 14 ou 4 T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm

dimensions des longrines: (Poutres de fondation)

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}\right) L \text{ avec } L = \text{entreaxe des poteaux}$$

en respectant la section minimale des règlements.

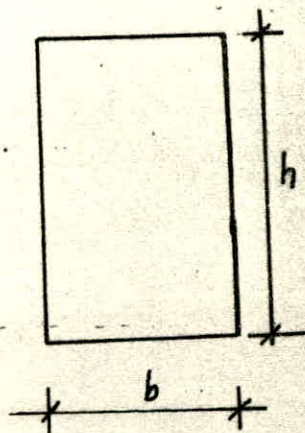
$$h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}\right) 6,6 = (2,2 \div 1,10) \text{ m}$$

$$\text{nous prenons : } h = 120 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } h = 120 \text{ cm ; } b = 70 \text{ cm}$$

efforts: SP<sub>1</sub> : N<sub>max</sub> = 495,46 t

$$\text{SP}_2 : N_{\text{max}} = 487,72 \text{ t}$$



$$\frac{N(\text{SP}_2)}{N(\text{SP}_1)} = 0,98 < 1,5 \Rightarrow \text{le calcul se fait avec : } N(\text{SP}_1) = 495,46 \text{ t}$$

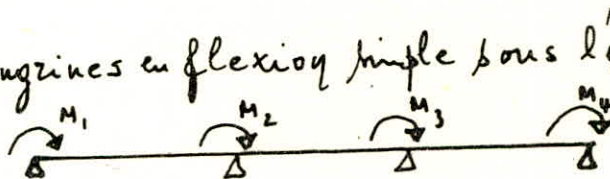
Compression simple:  $N' = \frac{N}{10} = 49,54 \text{ t}$

$$A \geq \frac{1}{\gamma} \left( \frac{N'}{\sigma_{bc}} - \beta \right) = \frac{1}{15} \left( \frac{49,54 \cdot 10^3}{68,5} - 70 \times 120 \right) < 0$$

traction simple:  $N' = 49,54 \text{ t}$

$$A \geq \frac{N'}{\sigma_a} = \frac{49,54 \cdot 10^3}{2800} = 17,69 \text{ cm}^2$$

nous calculons aussi ces longrines en flexion simple sous l'effet du moment maximum au noeud





pour la raison qu'on a pas les moyens de faire un calcul exact de l'ensemble.  
 sous forme d'un patique et en voulant avoir une sécurité satisfaisante.  
 la section d'armature à retenir sera la plus grande des 3 cas.

$$M_{\max} = 109,4 \text{ T. m}$$

on ferraille avec la méthode: P. Charoy.

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 109,4 \cdot 10^5}{4200 \cdot 70 \cdot 110^2} = 0,0461 \longrightarrow \varepsilon = 0,9094$$

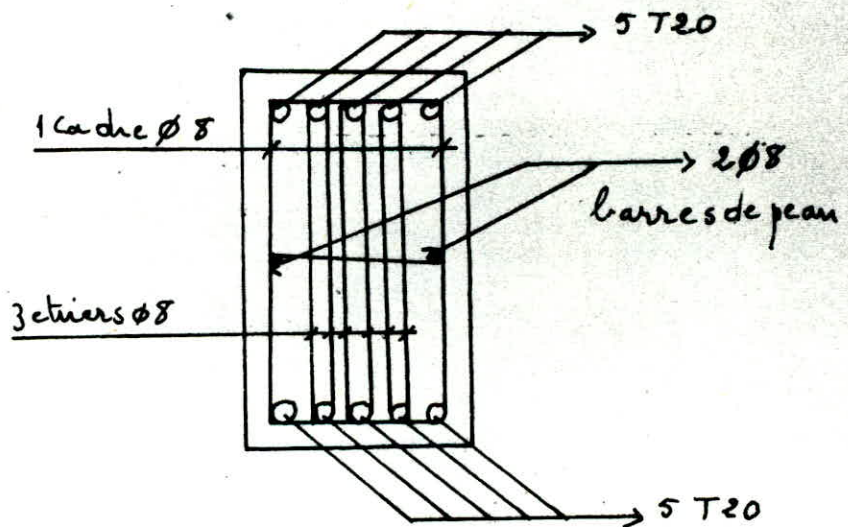
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{109,4 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9094 \cdot 110} = 26,04 \text{ cm}^2$$

la section à retenir est:  $A = 26,04 \text{ cm}^2$  ce qui donne: 10 T20

donc toutes les longrines auront un ferrailage symétrique 10 T20

armatures transversales: nous prenons des cadres et étriers espacés de 15 cm

voir figure:





# courbes d'interaction

## Cas des sections circulaires soumises à la flexion Comprimée.

Pb: de la même manière que pour les sections rectangulaires, il s'agit de déterminer pour une section circulaire avec un ferrailage donné, l'ensemble des Couples  $(M, N)$  définissant les effets résistants pour différentes positions de l'axe neutre.

Les courbes obtenues à travers ces valeurs de  $(M, N)$  pour plusieurs  $\omega\%$  définissent les courbes d'interactions pouvant servir au dimensionnement (ferrailage) ou à la vérification des sections circulaires en flexion Comprimée.

## Cas de la section entièrement comprimée

Hypothèses: les mêmes que celle définies pour la section rectangulaire.

données:

R:

Z:

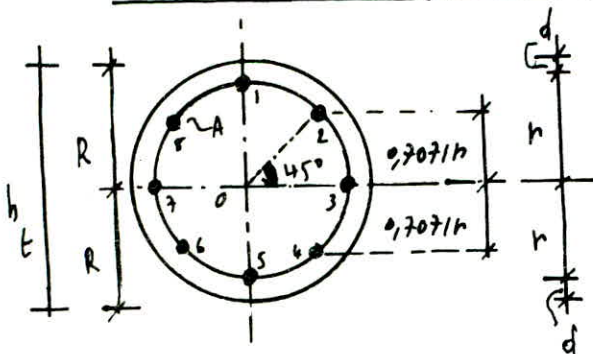
$\eta$ :

A:

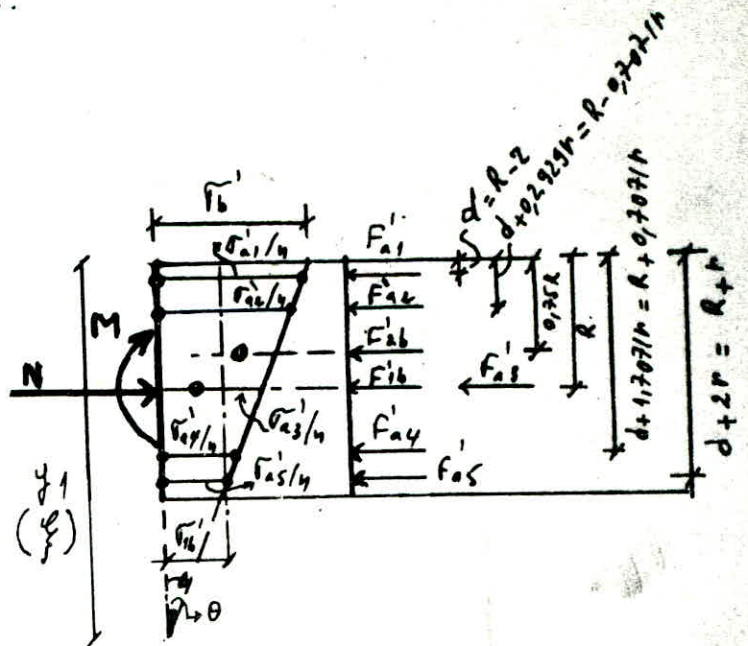
$4 \times m$  nombre total des barres.

$\frac{\bar{\sigma}_{bc}'}{\bar{\sigma}_a}$  ;  $\bar{\sigma}_a'$

Cas de 8 barres ( $4 \times m = 8$ ):



$$A = \frac{A_t}{8} ; d = R - z$$





a/ Relation d'interdependance entre les contraintes:

Beton:  $\sigma'_b = \theta \times y_1 = \theta \times 2R \cdot \xi \quad (y_1 = h_t \cdot \xi)$

$$\sigma'_{1b} = \theta \times (y_1 - h_t) = \theta h_t (\xi - 1) = \theta \times 2R (\xi - 1)$$

Armatures:

$$\sigma'_{a1/u} = \theta (y_1 - d) = \theta (y_1 - R + z) = \theta h_t \left( \xi - \frac{R}{h_t} + \frac{z}{h_t} \right) = \theta \times 2R \left( \xi - 0,5 + 0,5 \frac{z}{R} \right)$$

$$\sigma'_{a2/u} = \theta (y_1 - R + 0,7071z) = \theta h_t \left( \xi - \frac{R}{h_t} + \frac{0,7071z}{h_t} \right) = \theta \times 2R \left( \xi - 0,5 + 0,3535 \frac{z}{R} \right)$$

$$\sigma'_{a3/u} = \theta \left( y_1 - \frac{h_t}{2} \right) = \theta h_t (\xi - 0,5) = \theta \times 2R (\xi - 0,5)$$

$$\sigma'_{a4/u} = \theta \left( y_1 - \frac{h_t}{2} - 0,7071z \right) = \theta h_t \left( \xi - 0,5 - \frac{0,7071z}{h_t} \right) = \theta \times 2R \left( \xi - 0,5 - 0,3535 \frac{z}{R} \right)$$

$$\sigma'_{a5/u} = \theta \left( y_1 - \frac{h_t}{2} - z \right) = \theta h_t \left( \xi - 0,5 - \frac{z}{h_t} \right) = \theta \times 2R \left( \xi - 0,5 - 0,5 \frac{z}{R} \right)$$

b/ Critère d'équilibre sur la section:

Equation des forces:

$$F'_{1b} + F'_{2b} + F'_{a1} + F'_{a2} + F'_{a3} + F'_{a4} + F'_{a5} = N$$

$$F'_{1b} = \pi R^2 \sigma'_{1b} = \theta \cdot 2\pi R^3 (\xi - 1)$$

$$F'_{2b} = \pi R^2 \cdot 0,5 (\sigma'_b - \sigma'_{1b}) = \theta \cdot \pi R^3 (\xi - \xi + 1) = \theta \cdot \pi R^3$$

$$F'_{a1} = A \cdot \eta \cdot \sigma'_{a1/u} = A \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2R \left( \xi - 0,5 + 0,5 \frac{z}{R} \right)$$

$$F'_{a2} = 2A \cdot \eta \cdot \sigma'_{a2/u} = A \cdot \eta \cdot \theta \cdot 4R \left( \xi - 0,5 + 0,3535 \frac{z}{R} \right)$$

$$F'_{a3} = 2A \cdot \eta \cdot \sigma'_{a3/u} = A \cdot \eta \cdot \theta \cdot 4R (\xi - 0,5)$$

$$F'_{a4} = 2A \cdot \eta \cdot \sigma'_{a4/u} = A \cdot \eta \cdot \theta \cdot 4R \left( \xi - 0,5 - 0,3535 \frac{z}{R} \right)$$

$$F'_{a5} = A \cdot \eta \cdot \sigma'_{a5/u} = A \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2R \left( \xi - 0,5 - 0,5 \frac{z}{R} \right)$$

$$F'_{1b} + F'_{2b} = \theta \pi R^3 (1 + 2\xi - 2) = \theta \cdot \pi R^3 (2\xi - 1)$$

$$F'_{a1} + F'_{a2} + F'_{a3} + F'_{a4} + F'_{a5} = \theta \cdot 2R \cdot A \cdot \eta \cdot (2\xi - 1 + 6\xi - 3) = \theta \cdot 8 \cdot A \cdot \eta R (2\xi - 1)$$

$$8\xi - 4 = 4(2\xi - 1)$$

$$\theta \times (\pi R^3 + 8A \cdot \eta \cdot R) (2\xi - 1) = N$$

$$N = \theta \left[ (2\pi R^3 + 16A \cdot \eta \cdot R) \xi - \pi R^3 - 8A \cdot \eta \cdot R \right]$$



Equation des moments.

Par rapport au point O.

$$F'_{2b} \times 0,25R + F'_{a1} \times z + F'_{a2} \times 0,7071z - F'_{a4} \times 0,7071z - F'_{a5} \times z = M$$

$$F'_{2b} \times 0,25R + z(F'_{a1} - F'_{a5}) + 0,7071z(F'_{a2} - F'_{a4}) = M.$$

$$\theta \cdot 0,25\pi R^4 + \theta \cdot 2A \eta \cdot R \cdot z \left( \xi - 0,5 + 0,5 \frac{z}{R} - \xi + 0,5 + 0,5 \frac{z}{R} \right) =$$

$$= \theta \cdot 2A \eta \cdot R \cdot z \cdot \frac{z}{R} = \theta \cdot 2A \eta \cdot R^2 z^2$$

$$\theta \cdot 4 \cdot 0,7071A \eta \cdot R \cdot z \left( \xi - 0,5 + 0,3535 \frac{z}{R} - \xi + 0,5 + 0,3535 \frac{z}{R} \right) =$$

$$\theta \cdot 2,82843A \eta R z \cdot 0,7071 \frac{z}{R} = \theta \cdot 2A \eta z^2.$$

$$M = \theta \left[ 0,25\pi R^4 + 4A \eta z^2 \right]$$

c/ Critère de résistance.

on doit avoir pour un  $\xi$  donné:  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$  et  $\tau'_{a1} \leq \bar{\tau}'_{a1}$

si le critère est vérifié au maximum pour les deux matériaux ou au moins pour l'un des deux et simplement pour l'autre on obtient alors les valeurs maximales possibles de M et N qui sont donc les efforts capables.

Ceci est obtenu avec une valeur de  $\theta$  telle que  $\theta_{cap} = \min(\theta_b; \theta'_a)$

$$\theta_b = \frac{\bar{\sigma}'_{bS}}{2R\xi}; \quad \theta'_a = \frac{\bar{\tau}'_{a1}\xi}{\eta(\xi - 0,5 + 0,5 \frac{z}{R})}$$

d'étude a fait ressortir que pour

$$k_c = \frac{N}{M} h_f > 2,666 \text{ (Ent. Comp)}$$

on a:

$$\theta_{cap} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2R\xi} \text{ avec } \bar{\sigma}'_b = \min(\bar{\sigma}'_{bS}; \bar{\tau}'_{a1})$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_{bS} = \bar{\sigma}'_{b0} \left( 1 + \frac{2,666}{k_c} \right)$$

$$\bar{\tau}'_{a1} = \bar{\tau}'_{a1} \frac{\xi}{\eta(\xi - 0,5 + 0,5 \frac{z}{R})}$$

par suite en remplaçant  $\theta$  par  $\theta_{cap}$  dans les expressions de M et N

on a:



$$\text{Efforts capables: } \begin{cases} M_{\text{cap}} = \frac{\bar{\sigma}_b' R}{\varphi} \left[ 0,125 \pi R^2 + 2 A_2 \left( \frac{2}{R} \right)^2 \right] \\ N_{\text{cap}} = \bar{\sigma}_b' (0,5 \pi R^2 + 4 A_2) \left( 2 - \frac{1}{\varphi} \right) \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_{b_0}' \left( 1 + \frac{2,666}{k_e} \right) \\ \bar{\sigma}_{a1}' \frac{\varphi}{4 \left( \varphi - 0,5 + 0,5 \frac{2}{R} \right)} \end{cases}$$

### Conclusion:

pour  $1,5 \varphi \leq +\infty$  on obtient les différentes valeurs de  $(M_{\text{cap}}, N_{\text{cap}})$  servant à tracer la courbe pour la section entièrement comprimée. Les principes aussi utilisés permettent de faire l'étude générale pour n'importe quelle section circulaire. Les mêmes principes utilisés dans le cas du partiellement comprimée permettent aussi le tracé des courbes d'interactions:





## DALLAGE SUR TERRE PLEIN

### INTRODUCTION

on réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables du niveau le plus bas des immeubles d'habitations, des parkings des commerces et dans un autre domaine l'aire de travail des halls d'usine, entrepôts ... etc.

Un dallage est constitué en fait par une dalle en béton séparée parfois du terrain sous-jacent par une couche servant de répartition aux charges localisées (grave ciment; heïsson) ou pouvant intervenir comme couche drainante (sablon) on compte parfois par l'interposition sous la dalle d'un film étanche s'opposant aux remontées capillaires (locaux habitables). on s'oppose aux problèmes de fissuration en minimisant, les efforts du retrait par un choix judicieux des phases de coulages (coulage par plots alternés en damier ou suivant des techniques plus modernes, coulage en bandes longitudinales continues dans lesquelles on localise la fissuration ultérieure par sciage du béton sur les 3 ou 4 cm supérieurs suivant des rainures transversales). les joints verticaux peuvent être des joints possédant une certaine épaisseur ou des joints sers.

### types de dallages

Il existe généralement deux types de dallage en béton sur terre plein :

- ceux construits en <sup>une</sup> seule couche
- ceux construits en deux couches

### épaisseur requise :

Généralement le facteur intervenant pour déterminer l'épaisseur d'un dallage sur terre plein est la charge concentrée la plus lourde qu'il supportera



(charge roulante majorée par un coefficient dynamique)

Les dallages industriels et autres dallages se composent habituellement d'une dalle de plus de 12 cm coulée sur une forme compactée de 20 à 40 cm. La dalle est recoupée par des joints de retrait séparant des rectangles dont la diagonale n'excède pas 7 m dans le cas d'un dallage non couvert et 8,5 m dans l'autre cas.

Les dallages sont calculés à partir des charges variables réparties et localisées.

### remblai d'apport formant sous couche du dallage

Sa nature, son épaisseur et sa constitution sont fonction du sol en place et des surcharges appliquées. La couche type de ce remblai pourrait être constituée de la manière suivante :

#### a/ Couche anti-contaminante

Son rôle est d'éviter les remontées capillaires et la migration des fines. Elle peut être réalisée par une couche de sablons. Minimum 15 cm.

#### b/ Remblai

Il a pour but de répartir les charges

- obtenir les arases de niveaux nécessaires réalisées par des couches de 20 cm d'épaisseur.

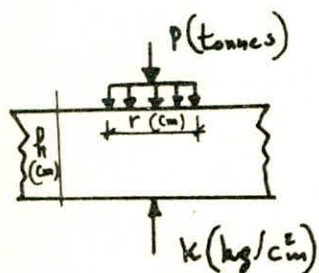
### cas des dallages non armés

Il faut s'assurer que sous l'effet des charges variables normales à la contrainte de traction du béton  $\sigma$  n'excède pas 24 bars pour un béton dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>

① Cas de la charge localisée.



$$\sigma = \alpha \frac{P}{h^2} \left[ 1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{R}}}{0,925 + 0,22 \frac{r}{R}} \right]; \quad R = \sqrt{\frac{E h^3}{12(1-\nu^2)K}}$$



$\alpha = 4200$  (coincides dalles non protégés)

$E = 350\,000 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\nu = 0,15$ ,  $r = 15 \text{ cm}$

$K = 5 \text{ Kg/cm}^3$

$Q = 1,5 \text{ t}$ ,  $\delta = 1,15$  (coef dynamique)

$h = 13 \text{ cm}$

$$R = \sqrt[4]{\frac{350\,000 \cdot 13^3}{12(1-0,15^2)5}} = 60,17 \text{ cm}; \quad \frac{r}{R} = \frac{15}{60,17} = 0,249$$

$$\sigma = \frac{4200 \cdot 1,725}{13^2} \left[ 1 - \frac{\sqrt{0,249}}{0,925 + 0,22 \cdot 0,249} \right] = 21,02 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

② cas de la charge répartie normale  $P (\text{t/m}^2) = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$\sigma = \frac{18,5 P}{\sqrt{K \cdot h}} = \frac{18,5 \cdot 1,15 \cdot 0,25}{\sqrt{5 \cdot 13}} = 0,65 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

Ces dallages comportent toute fois une armature de retrait donnée forfaitairement par la règle:  $A \text{ cm}^2/\text{ml} \approx \frac{18 c_f L}{f_c}$

ave :

$L$ : distance en mètre entre deux joints  $\perp$  aux aciers.

$c_f$ : coef de frottement entre le béton et le sol. 1,5 en moyenne

$f_c$ :  $5300 \text{ Kg/cm}^2$

a- acier de retrait de longueur 6,60 m:  $A_1 = \frac{18 \times 0,65 \times 13 \times 6,6}{13} = 0,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b- " " " " " 3,30 m:  $A_2 = \frac{18 \times 0,65 \times 13 \times 3,30}{13} = 0,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prendra un treillis soudé  $\phi 6/15$

Remarque: Il faut vérifier le poinçonnement local du dallage suivant les prescriptions du béton armé:

$$\tau_{\max} = \frac{1,25 P}{P_c \cdot h} \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

avec  $P = 1,725 \text{ t}$ ,  $h = 13 \text{ cm}$



$$P_c = 2(u + v + 2h_t) , u = v = 15 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(15 + 15 + 2 \cdot 13) = 112 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } \tau_{\max} = \frac{1.25 \times 1.725 \cdot 10^3}{112 \cdot 13} = 1.481 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

### conclusion

Vu que les charges qui agissent sur le dallage ne sont pas très importantes le béton peut résister aux forces auxquelles il est soumis, le ferrailage obtenu a été calculé forfaitairement à cause des effets du retrait du béton.

### joints et détails

Les joints sont prévus dans les dallages pour éliminer toute fissure anarchique due au retrait du béton et prévoir un tassement entre le dallage et les autres parties de la construction.

#### a/ joints de retrait

Permettent le déplacement différentiel horizontal mais non pas le déplacement différentiel vertical. Si on n'utilise pas de joints de retrait le dallage peut se fissurer parce que le retrait produit des efforts de traction dans le béton qui peuvent excéder la résistance à la traction du béton.

#### b/ joints de construction

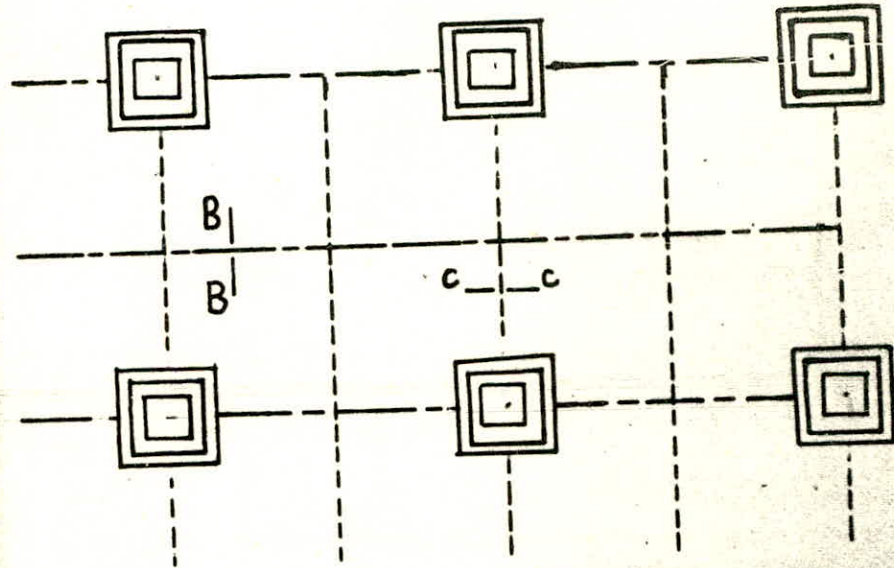
ne permettent aucune dilatation dans le dallage et sont simplement des arrêts de coulage du béton dans la dalle. Ils sont nécessaires car il est pratiquement impossible de placer et de finir de grandes surfaces de béton en une seule opération.

#### c/ joints de tassement

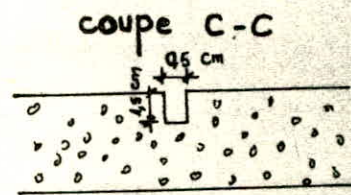
permettent les deux déplacements différentiels : vertical et horizontal. Ils sont installés dans les planchers au niveau des poteaux, pour séparer de dallage de tout contact avec la construction.



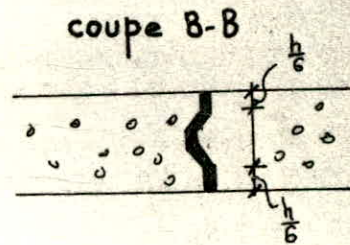
PLAN TYPE



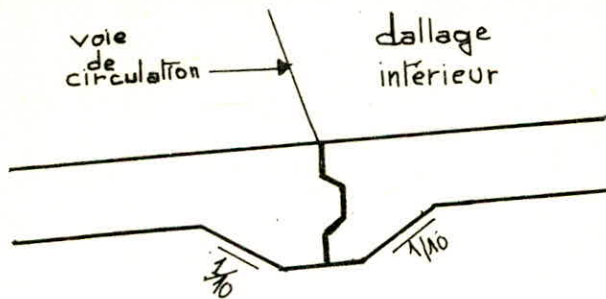
joint de retrait



joint de construction



transition a travers la voie de circulation



la dalle devrait être épaissie d'au moins 50% au niveau du joint

la pente du changement d'épaisseur ne devrait pas être plus grande que 1/10 environ.



## BIBLIOGRAPHIE

- Règlement parasismique Algerien (81)
- aide mémoire de R-D-M
- le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (P. CHARON)
- calcul des ossatures Fuentès
- ossature des bâtiments (A. COIN)
- Cours de béton armé N°3 (Bélazougui)
- C.C.B.A 68
- aide mémoire béton armé
- ossature d'immeubles et d'usines, plancher, escalier.. (GUERRIN) Tome IV



