

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION

R + 4

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Proposé par :  
SONATIBA

Etudié par :  
A : AFFOUN  
T : BELHROUCHAT

Dirigé par :  
Mr: MECHICHE



PROMOTION :

JANVIER 1984

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

En Vue de l'Obtention de Diplôme d'Ingenieur en Génie - Civil

THEME

**BATIMENT A USAGE D'HABITATION**

**R + 4**

*Proposé par :*

**S. O. N. A. T. I. B. A**

*Etudié par :*

**A. AFFOUN**

**T. BELHAOUCHAT**

*Dirigé par :*

**Mr. MECHICHE**



# DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

- \* A la mémoire de mon père .
- \* A ma très chère mère .
- \* Mes frères ( Rachid ; Rabie )
- \* Mes soeurs .
- \* Tous mes neveux surtout Mohamed .
- \* Tous les copains collègues et Amis .

\*\*\*\*\* A AFFOUN . \*\*\*\*\*

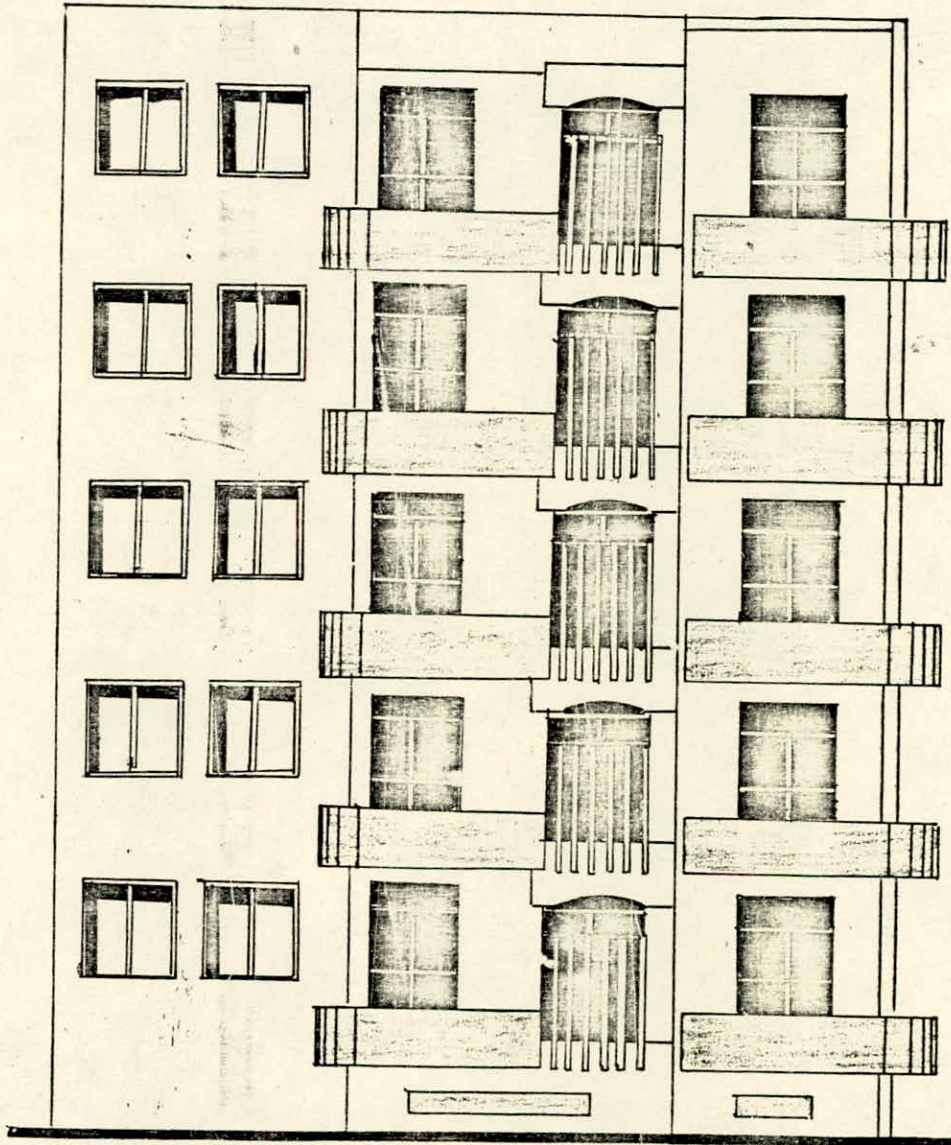
\*\*\*\*\*  
\*  
\* REMERCIEMENTS \*  
\*  
\*\*\*\*\*

- \* Nous tenons à remercier vivement notre promoteur Monsieur Méchiche pour ses conseils éclairés à notre guise , et son aide précieux.
- \* Nos sincères remerciements à tous les professeurs de l 'école nationale polytechnique ainsi qu'a tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.
- \* Nous remercions également tout le personnel du service "Etudes " de la SO.NA.TI.BA , sans oublier l'ingenieur monsieur Merabti qui n'a pas manqué de nous aider sans aucune hésitation .
- \* Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail .

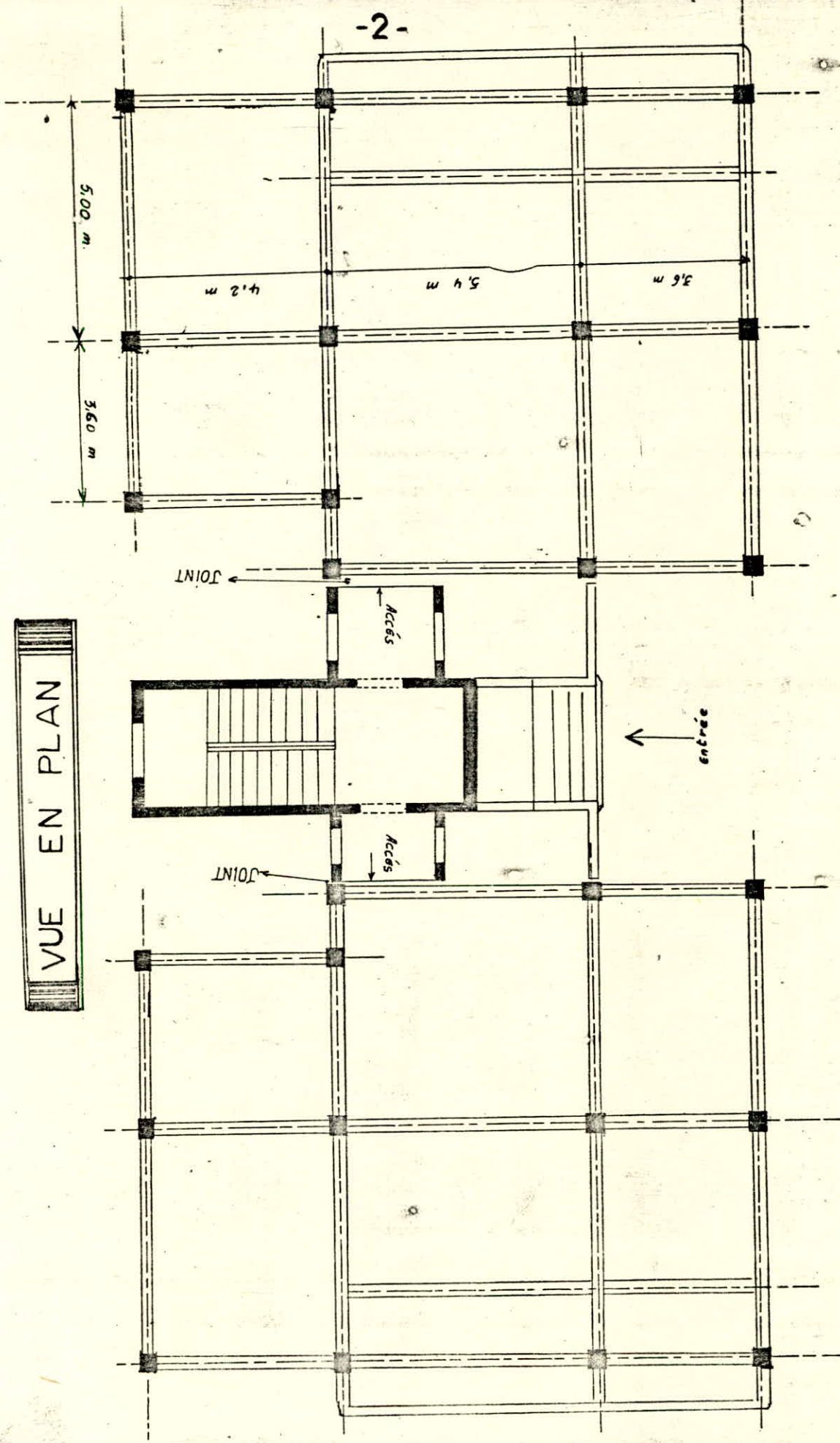
\*\*\*\* T - Belhaouchat & A - Affoun \*\*\*\*

## Sommaire

<i>Introduction</i>	
. Présentation de l'ouvrage	2
. Caractéristiques générales de l'ouvrage	3
. Charges et surcharges	6
. Déformée de charge	8
<i>Calcul des éléments :</i>	
. Acrotère	12
. Escaliers	14
. Poutrelles	27
<i>Etude Sismique.</i>	
. Introduction, effet des bris de lame	39
. Calcul des coefficients	40
<i>Efforts dans les poutrelles</i>	
. Répartition des efforts longitudinaux dans la poutrelle (voir photo)	45
. Efforts dans les poutrelles parallèles par la méthode de la poutre à caoutchouc	68
<i>Superposition des effets</i>	
90	
<i>Ferraillage :</i>	
. Poutrelles	112
. Escaliers	131
. Poutrelles	133
<i>ETUDE Dynamique (Méthode de RAYLEIGH)</i>	
155	
<i>Etude de la cage d'escalier</i>	
. Intégralité et bris de lame de charges	163
<i>Etude Sismique :</i>	
. Efforts dans la cage	166
. Etape de calcul	170
. Efforts Horizontaux dans les aléuds	176
<i>Superposition des sollicitations</i>	
182	
<i>Ferraillage des Voies</i>	
186	
<i>Fondations :</i>	
. Règles générales (Cage d'escalier)	197
<i>Terrasse de la voie périphérique</i>	
204	
<i>Fondation :</i>	
. Semelle encastrée	205
. Semelle isolée	212
. Semelle soumise à deux poteaux	214



FACADE SUR SEJOUR LOGGIAS



VUE EN PLAN

Caracteristiques des materiaux constituant  
le beton arme

Béton : Le béton doit être dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment, classe garantie C.P.A 325 à contrôle atténué. Pour une bonne ouvrabilité on dispose de:

- \* Grosseur des granulats :  $C_g = 5/15$  mm
- \* Résistance nominale de compression à 28 jours  $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_{28} = 270$  bars.
- \* Résistance nominale de traction à 28 jours  $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_{28} = 23,2$  bars .

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours.

Contrainte de compression admissible : ( Art 9-4 CCBA 68 ).

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \bar{\sigma}_{28} \quad \text{Avec : } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- $\alpha$  : Fonction de la classe de ciment utilisé = 1 pour CPA 325.
- $\beta$  : Fonction de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre  $\beta = 5/6$  ( contrôle atténué)
- $\gamma$  : Dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats  $C_g = 5/15 \dots \dots \gamma = 1$
- $\delta$  : Dépend de la nature des sollicitations :
  - $\delta = 0,30$  ( En compression simple )
  - $\delta = 0,60$  ( En flexion simple )

En flexion composée :

$$\delta = \begin{cases} 0,30(1 + e_0/e_1) & , \text{ si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{ si } \delta > 0,60 \end{cases} \left. \vphantom{\delta} \right\} \text{ Si N est un effort de compression.}$$

$\delta = 0,60$  si l'effort normal est un effort de traction.

Avec  $e_0$  : Excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

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

Nota: Les valeurs de  $\xi$  seront multipliées par 1,5 quand il s'agira des sollicitations pondérées du second genre.

- $\xi$  : Dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre
  - $\xi = 1$  en compression simple .
  - $0,5 < \xi < 1$  dans les autres cas.



En compression simple :

$$\sigma_{bo}^{\downarrow} = 1. \frac{5}{6} . 1.0,3.270 = 67,5 \text{ bars ( sollicitation 1er genre )}$$

$$\sigma_{bo}^{\downarrow} = 1,5.67,5 = 101,3 \text{ bars} = 103,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( 2eme genre.)}$$

En flexion simple:

$$\sigma_b^{\downarrow} = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( Sous Sp1)}$$

$$\sigma_b^{\downarrow} = 202,5 \text{ bars} = 206,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( Sous Sp2)}$$

\* Contrainte de référence en traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \theta \cdot \sigma_{28}^{\downarrow} \quad ; \quad \alpha, \beta, \gamma, \delta, \text{ Idem que précédement.}$$

$$\theta = 0,018 + 2,1 / \sigma_n^{\downarrow} \quad ( \sigma_n^{\downarrow} = \sigma_{28}^{\downarrow} \text{ en bars.})$$

Ce qui nous donne :  $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( Sou Sp1)}$

$$\bar{\sigma}_b = 8,7 // = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( Sous Sp2)}$$

\* Aciers: On distingue généralement trois catégories d'aciers.

\*Aciers doux: ( ou ronds lisses )

- Nuance FeE 24 ,  $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

$\sigma_{en}$  : Limite d'élasticite nominale.

- Contraintes admissibles:

$$\sigma_a = (2/3) \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( sous Sp1)}$$

$$\sigma_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ ....( sous Sp2)}$$

\* Aciers à haute adhérence:(ou aciers tor)

- Nuance FeE 40 ,

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars pour } \phi > 20 \text{ mm}$$

- Contraintes admissibles:

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ .....( sous Sp1)}$$

$$\sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ .....( sous Sp2)}$$

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

- Coefficient de scellement  $\psi_j = 1,5$

\* Treillis: Les reillis soudés sont des grillages en

fils ecrcuis se croisent perpendiculairement et soudés

électriquement a leur point de croisement.  $\left\{ \begin{array}{l} \phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

- Coefficient de fissuration  $\eta = 1$

Armatures transversales:

On utilise des armatures perpendiculaires a la ligne moyenne ,la contrainte admissible pour les armatures transversales est:

$$\tilde{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \tilde{\sigma}_{en}$$

$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \tilde{\sigma}_b}$  : Si  $\rho_{at}$  ainsi calcule est superieur a  $\bar{2}/3$  et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$\rho_{at} = 2/3$  : Si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies.

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration:

La valeur maximale de la contrainte des armatures est limite a la plus grande des valeurs suivantes: ( en bars)

$$\begin{aligned} - \tilde{\sigma}_1 &= K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{10 \cdot \bar{w}_f} \\ - \tilde{\sigma}_2 &= 2,4 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot K \cdot \tilde{\sigma}_b}{\phi}} \end{aligned}$$

$\tilde{\sigma}_1$  : est la contrainte de fissuration systématique.

$\tilde{\sigma}_2$  : Contrainte de fissuration non systématique (ou accidentelle)

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

$w_f$  : Pourcentage de fissuration ,  $\bar{w}_f = A / B_f$

Avec: A : Section d'acier

B<sub>f</sub> : Section de béton tendu.

$n$  : Coefficient de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour les ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ pour (H.A).} \end{array} \right.$

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

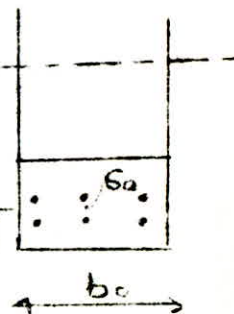
K = 1,5 . 10<sup>6</sup> fissuration peu nuisible

K = 1 . 10<sup>6</sup> fissuration préjudiciable.

K = 0,5 . 10<sup>6</sup> fissuration très préjudiciable.

$$B_f = 2 \cdot d \cdot b_o$$

G<sub>a</sub> : Centre de gravité des aciers tendus.  $d \downarrow$



C H A R G E S   E T   S U R C H A R G E S

\* C H A R G E S   P E R M A N E N T E S .

- Plancher terrasse

1- Gravillons (4 cm) .....	72 kg/m <sup>2</sup>
2- Paxalumin .....	5 kg/m <sup>2</sup>
3- Etanchéité multicouche .....	10 kg/m <sup>2</sup>
4- Liège (5 cm) .....	20 kg/m <sup>2</sup>
5- Pare vapeur .....	5 kg/m <sup>2</sup>
6- Forme de pente 1% .....	100 kg/m <sup>2</sup>
7- Support dalle plus hourdis (20 + 4) .....	300 kg/m <sup>2</sup>
8- Enduit en plâtre (2 cm) .....	28 kg/m <sup>2</sup>

TOTAL .....G = 540 kg/m<sup>2</sup>

- Plancher courant

1- Carrelage (2 cm) } 2- Mortier (1 cm) } Finition (5 cm) .....	110 kg/m <sup>2</sup>
3- Sable (2 cm)	
4- Hourdis plus table de compression.. ..	300 kg/m <sup>2</sup>
5- Enduit en platre ...(2 cm).....	28 kg/m <sup>2</sup>

TOTAL.....G = 438 kg/m<sup>2</sup>

\* S U R C H A R G E S   D ' E X P L O I T A T I O N S

- Plancher terrasse

Terrasse inaccessible .....	P = 100 kg/m <sup>2</sup>
- Combinaison sous SP <sub>1</sub> .. G + 1,2. P →	660 kg/m <sup>2</sup>

NOTA

Nous supposons que la surcharge de la neige n'agit pas en même temps avec la surcharge d'exploitation.

- Etage courant

Batiment à usage d'habitation .....	P (75 + 175)kg/m <sup>2</sup>
- Combinaison sous Sp <sub>1</sub> .. G + 1,2.P →	738 kg/m <sup>2</sup>

\* LOGGIA

- 7 -

\* LOGGIA

- CHARGE PERMANENTE

- 1- ( Carrelage Mortier Sable) ..(5 cm).....110 kg/m<sup>2</sup>
- 2- Dalle en Béton Armé (12 cm)..... ..300 kg/m<sup>2</sup>
- 3- Enduit en plâtre .....28 kg/m<sup>2</sup>

-----  
TOTAL..... G = 438 kg/m<sup>2</sup>

-SURCHARGE D'EXPLOITATION

- L- Forte concentration de surcharge.....P.....350 kg/m<sup>2</sup>
- Combinaison sous SP<sub>1</sub> G + 1,2.P .....858 kg/m<sup>2</sup>

oooooooooooo000000000000oooooooooooo

PREDIMENSIONNEMENT :

\* POUTRES

-Poutres longitudinales (porteuses): La portee maximale des poutres est

$$L = 5,00 \text{ m}$$

- . La hauteur des poutres doit etre telle que :  $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- . La largeur de la poutre doit etre comprise:  $0,3.h_t \leq b \leq 0,7.h_t$

On a:  $33,33 \leq h_t \leq 50\text{cm}$  ,et,  $16,5 \leq b \leq 38,5$

On a pris  $h_t$  superieure à 50cm . $h_t = 55 \text{ cm}$  pou ne pas risquer de redimensionner les poutres à cause des charges concentrées qui existent aux-dessus desquelles. On prendra  $b = 30 \text{ cm}$ .

- Poutres transversales (Non porteuses) : La portee maximale des poutres

$$L = 5,40 \text{ m}.$$

On prendra  $h_t = 40 \text{ cm}$  ,  $b = 30 \text{ cm}$ .

\* Poteaux

Les poteaux sont imposés par l'architecte 40.40 cm<sup>2</sup>,mais en faisant une descente de charge ,on a constate que cette section n'est pas suffisante au niveau du sous sol,et on a adopté une section de 45.45 à ce niveau.

DESCENTE DE CHARGE

-Données: Les poteaux gardent la meme section 40.40 cm<sup>2</sup> dans tous les étages.

Ossature apparent en Beton arme.Densité. 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Surcharges d'exploitation: Terrasse P = 100 kg/m<sup>2</sup>  
Etage courant: P = 175 kg/m<sup>2</sup>.

D E S C E N T E D E C H A R G E

La descente de charge se fera au niveau du portique le plus chargé .  
Ce portique est designé par les lettres L<sub>2</sub> - L<sub>2</sub>

Niveau 1 (plancher terrasse)

\* Poteau P<sub>2</sub> :

* Poutres longitudinales: 0,3.0,55.4,6.2,5	.....1,897	t
- Poutres transversales : 0,3.0,4.4,5.2,5	.....1,350	t
- Plancher terrasse : 0,54.5,0.4,5	.....12,150	t
	<hr/>	
	TOTAL	15,397 t

\* Poteau P<sub>3</sub>

- Poutres longitudinales: 0,3.0,55.2,5.4,5	.....1,350	t
- Poutres transversales : 0,3.0,4.2,3.2,5	.....0,949	t
- Acrotère : 0,12.0,6.4,5.2,5	.....0,810	t
- Plancher terrasse : 0,54.4,5.2,30	.....5,589	t
	<hr/>	
	TOTAL	....8,698 t

Niveau 2

\* Poteau P<sub>2</sub>

- Venant de N1	.....15,397	t
- Poteau P <sub>2</sub> : 0,4.0,4.2,5.2,5	.....1,000	t
	<hr/>	
	TOTAL	...16,401 t

\* Poteau P<sub>3</sub>

- Venant de N1	.....8,698	t
- Poteau P <sub>3</sub> : 0,4.0,4.2,5.2,5	.....1,000	t
	<hr/>	
	TOTAL	.....9,702 t

Niveau 3

\* Poteau P<sub>2</sub>

- Venant de N2	.....16,401	t
- Poutres longitudinales	.....0,949	t
- Poutres transversales	.....1,350	t
- Plancher courant : 0,438 .4,5.5,00	.....9,855	t
- Murs extérieurs : 0,16. 5.2,5.0,7	.....1,400	t
- Force due a la charge concentree	.....0,508	t
	<hr/>	
	TOTAL	....30,461 t

\* Poteau P<sub>3</sub>

- Venant de N2	.....9,702	t
----------------	------------	---

- Plancher (dalle pleine):1,9.4,5.0,17.2,5 .....	3,63	t
- Mur extérieur (Charge concentree) .....	1,306	t
- Poutre extérieure:4,5.0,3.0,4.2,5 .....	1,350	t
- Bac a fleur : 0,9.4,5.0,45.2,2 .....	4,009	t
- Poutre longitudinale : 0,3.0,4.(2,3+1,2).2,5 ....	1,050	t
- Plancher (corps creux):0,438.(2,3-1,4).4,5 .....	1,774	t
- Mur extérieur : 0,16.2,3.0,7.2,50 .....	0,644	t

TOTAL .....23,465 t

Niveau N4

* <u>Poteau</u> P <sub>2</sub>		
- Venant de N3 : .....	30,461	t
- Poteau : .....	1,004	t

TOTAL .....31,465 t

* <u>Poteau</u> P <sub>3</sub>		
- Venant de N3 : .....	23,465	t
- Poteau : .....	1,004	t

Niveau N5

* <u>Poteau</u> P <sub>2</sub>		
- Venant de N4 : .....	31,465	t
- Poteau : .....	0,000	t
- Plancher : .....	14,062	t

TOTAL .....45,527 t

* Poteau p <sub>3</sub>		
- Venant de N4 : .....	23,469	t
- Plancher (dalle pleine plus corps creux) .....	13,762	t

TOTAL .....37,232 t

Niveau N6

* <u>Poteau</u> P <sub>2</sub>		
- Venant de N5 : .....	45,527	t
- Poteau : .....	1,004	t

TOTAL .....46,531 t

soit : 46,531 t

* <u>Poteau</u> P <sub>3</sub>		
- Venant de N5 : .....	37,232	t
- Poteau : .....	1,004	t

TOTAL .....38,300 t

Niveau N7

\*Poteau P<sub>2</sub>

- Venant de N6 : .....46,531 t  
- Plancher courant : .....14,062 t  

---

TOTAL .....60,593 t

\* Poteau P3

- Venant de N6 : .....38,300 t  
- Etage courant (plancher) .....13,762 t

---

TOTAL .....51,998 t

Niveau N8

\* Poteau P2

- Venant de N7 : .....60,593 t  
- Poteau : .....1,004 t

---

TOTAL .....61,567 t

\* Poteau P3

- Venant de N7 : .....51,998 t  
- Poteau : .....1,004 t

---

TOTAL .....53,000 t

Niveau N9

\* Poteau P2

- Venant de N8 : .....61,567 t  
- Plancher courant : .....14,062 t

---

TOTAL .....75,629 t

\* Poteau P3

- Venant de N8 : .....53,000 t  
- Plancher courant : .....13,762 t

---

TOTAL .....66,764 t

Niveau N10

\* Poteau P2

- Venant de N9 : .....75,629 t  
- Poteau : .....1,004 t

---

TOTAL .....76,633 t

\* Poteau P3

- Venant de N9 : .....66,764 t  
- Poteau : .....1,004 t

---

TOTAL .....67,768 t

Niveau N11

\* Poteau P2

- Venant de N 10 : .....76,633 t  
- Plancher RDC : .....14,062 t

---

TOTAL .....90,695 t

\* Poteau P3  
 - Venant de N 10 : .....67,768 t  
 - Plancher RDC : .....13,762 t

TOTAL .....81,471 t

Niveau N 12

\* Poteau P2  
 - Venant de N11 : .....90,695 t  
 - Poteau : .....1,004 t

TOTAL .....91,396 t

\* Poteau P3  
 - Venant de N 11 : .....81,471 t  
 - Poteau : .....0,700 t

REMARQUE :

Le poteau le plus chargé est designé par (P2). Ce poteau doit répondre aux conditions exigées par le CTC ci-dessous:

- a)  $b_1 \cdot b_2 \geq \frac{k \cdot N}{6'28}$  Avec  $K = 4$  ( zone II )  
 $N = G = 1,2 \cdot P$
- b)  $\text{Min} ( b_1 , b_2 ) > 25 \text{ cm}$  zone II
- c)  $1/3 \leq b_1/b_2 \leq 3$

\* CALCUL DE "P" ( surcharge d'exploitation )

$P = ( 5(175 + 75) + 100 ) \cdot 4,5 \cdot 5 = 30,375 \text{ t}$   
 $N = 91,396 + 36,45 = 127,846 \text{ t}$  soit 128 t

- a)  $\frac{K \cdot N}{6'28} = 1896$  Pour que ça verifie on doit prendre une section de 45.45 cm<sup>2</sup>  
 $b_1 \cdot b_2 = 2025 \text{ cm} > 1896$
- b)  $\text{Min} ( b_1 , b_2 ) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  verifié .
- c)  $1/3 \leq 1 \leq 3$  .....verifié .

Nota

La section 45.45 cm<sup>2</sup> est adoptée seulement pour les poteaux centraux au niveau sous-sol. Tous les autres poteaux sont pris avec une section 40.40 cm<sup>2</sup>.

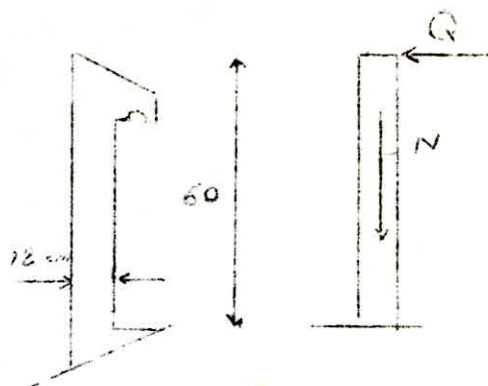
oooooooooooooooooooo000000000000oooooooooooooooooooo



A C R O T E R E

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse.

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement sollicitée par les charges suivantes: - poids propre G  
- Surcharge due à la main courante.



Le calcul se fera pour une bande de 1 m dont les dimensions sont:

- Largeur 100 cm , - Hauteur : 60 cm , - Epaisseur : 12 cm

EFFORTS

- Poids propre :  $G (0,12.1.0,60).2500$  180 kg/ml.
- Surcharge due à la main courante:.....100 kg/ml
- Surcharge majorée .....1,2.100 120 kg/ml.

\* Moment d'encastrement:

$$M = 1,2.P.h = 72 \text{ kg.m/ml.}$$

\* Effort normal:

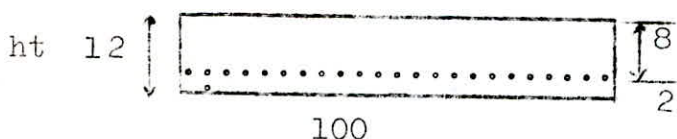
$$N = G = 180 \text{ kg/ml.}$$

\* Centre de pression

$$e = M/N = \frac{72}{180} = 40 \text{ cm} > h_t/2 = 6 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

2) FERRAILLAGE



- Données:
- $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
  - $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
  - $N = 180 \text{ kgs}$
  - $M = 72 \text{ kg.m}$

Nous utiliserons la méthode exposée par P.charon pour calculer la section d'acier, lorsque la section est partiellement comprimée en flexion comp.

Moment par rapport au aciers tendues

Mt :  $M_t = M + N.f$  Avec  $f = h_t/2 - d = 4 \text{ cm.}$

$$M_t = 7200 + 180.4 = 7920 \text{ kg.cm/ml.}$$

$$\mu = \frac{15.M_t}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.7920}{2800.100.100} = 0,0042 \dots\dots\dots \xi = 0,9704$$

$K = 154$

$$A_1 = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{7920}{2800.0,9704.10} = 0,291 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N/\bar{\sigma}_a = 0,227 \text{ cm}^2$$

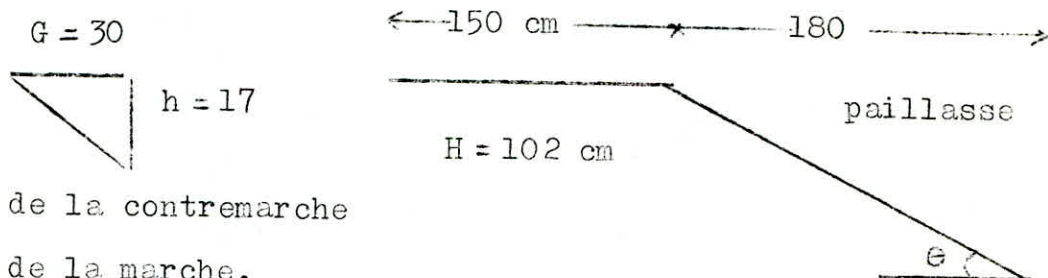
On adoptera la section minimale imposée par la condition de non fragilité.



C A L C U L   D E S   E S C A L I E R S

I/ ESCALIER DE L'ENTREE.

Ce type d'escalier est place juste a l'entrée principale de notre bâtiment. il est constitué d'une poutre dalle inclinée (paillasse), et d'un palier



h = Hauteur de la contremarche

g = Largeur de la marche.

- Le nombre de marche est (5)

Détermination de la portée L de la paillasse:

$$\text{tg } \theta = H/L = h/g = \frac{17}{30} = 0,5666 \dots \dots \theta = 29,54^{\circ}$$

$$l = \frac{102}{\text{Sin } \theta} = 206,9 \text{ cm.}$$

Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse & palier

$$1/30 \leq e \leq 1/20 \quad \text{avec ;} \quad e: \text{ épaisseur de la paillasse}$$

$$l : \text{ portée de la paillasse}$$

donc  $6,89 \leq e \leq 10,34 \text{ cm}$

) On choisit  $e = 10 \text{ cm}$  pour la paillasse et le palier.

CHARGES & SURCHARGES

\* Paillasse

- Poids propre de la paillasse:  $0,1.2500 \dots \dots 250 \text{ kg/m}^2$  (incliné)
- Poids propre des marches:  $6.0,3.0,17 \frac{2500}{100} \dots \dots 212,5 \text{ kg/m}^2$  (//)
- Revêtement (carrelage & mortier)  $\dots \dots 1,80 \dots \dots 88 \text{ kg/m}^2$  (inc)
- Surcharge majorée :  $1,2 \cdot 250 \dots \dots 300 \text{ kg/m}^2$  (inc)

Charge  $q_1$  par  $m^2$  de projection horizontale:

$$q_1 = \frac{1}{\cos \theta} (250 + 212,5 + 88) + 300 = 932,758 \text{ kg/m}^2$$

La charge "q" se décompose en  $q \cdot \text{Sin } \theta$  et  $q \cdot \text{Cos } \theta$ .

-  $q \cdot \text{Cos } \theta$  : produit un moment fléchissant sur la paillasse.

-  $q \cdot \text{Sin } \theta$  produit un effort de traction sur la partie inférieure de la paillasse.

\* PALIER :

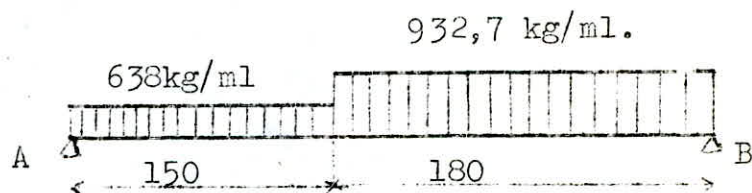
Le palier a une portée de 150 cm.

Charges et Surcharges

- Poids propre : 0,1.2500 ..... 250 kg/m<sup>2</sup> (Horizontale)
  - Revêtement (Carrelage & mortier) ..... 88 kg/m<sup>2</sup> ( // )
  - Surcharge majorée : .... 1,2.250 ..... 300 kg/m<sup>2</sup> ( // )
- 
- $q_2 \dots 638 \text{ kg/m}^2$

On considère une bande de  $L_m$  de largeur.

\* SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER:



- REACTIONS :

$$(\sum M)_A = 0 \longrightarrow R_B = 1438,56 \text{ kgs.}$$

$$(\sum M)_B = 0 \longrightarrow R_A = 1197,4 \text{ kgs.}$$

- MOMENT FLECHISSANT :

$$M(x) = R_B \cdot x - \begin{cases} \frac{q_1 \cdot x^2}{2} & x > 0 \\ \frac{(x-1,8) \cdot (q_1 - q_2)}{2} & x > 1,8 \end{cases}$$

Le moment maximum aura lieu dans le segment de 1,80 m, il est max pour  
(  $T = 0$  )

$$\frac{dM}{dx} = R_B - q_1 \cdot x = 0 \implies x = R_B / q_1$$

$$x = \frac{1438,56}{932,758} = 1,54 \text{ m.}$$

$$M_{\text{max}} = 1109,227 \text{ kg.m} = M_0$$

Ce moment correspond à la poutre isostatique. Dans notre cas, on doit tenir compte d'un encastrement aux extrémités.

\* Aux appuis :  $M_{ap} = 0,3 M_0 = 332,768 \text{ kg.m}$

\* En travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 942,84 \text{ kg.m}$

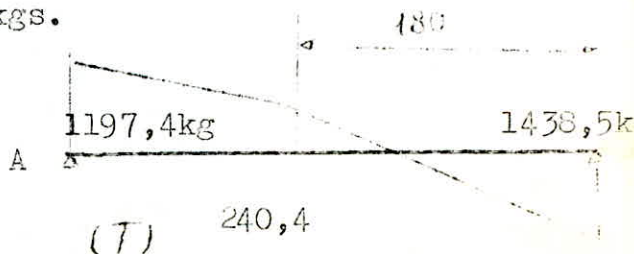
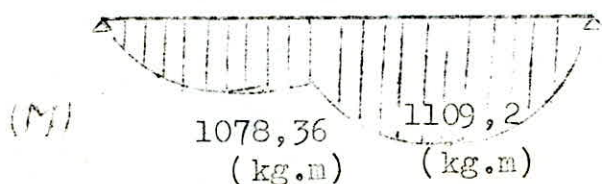
- EFFORT TRANCHANT:

$x = 0 \dots\dots\dots T = R_A = 1197,4 \text{ kgs.}$

$x = 1,5 \dots\dots\dots T = R_A - q_2 \cdot x = 240,4 \text{ kgs.}$

$x = 3,9 \dots\dots\dots T = R_B = 1438,58 \text{ kgs.}$

\* DIAGRAMMES



\* DETERMINATION DES ARMATURES

- EN TRAVÉE:

$$M_t = 942,843 \text{ kg.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{6a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 94284,3}{2800 \cdot 100 \cdot 64} = 0,0789 \rightarrow \begin{matrix} K = 28,8 \\ \xi = 0,8858 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{94284,3}{2800 \cdot 0,8858 \cdot 8} = 4,75 \text{ cm}^2.$$

Soit 5T12 (A = 5,65 cm<sup>2</sup>) avec un espacement  $t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .  
 $\bar{K} = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b = 20,43 < 28,8$  (les armatures comprimées sont inutiles)

- AUX APPUIS:

$$M_{ap} = 332,768 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 33276,8}{2800 \cdot 100 \cdot 64} = 0,02785 \rightarrow \begin{matrix} K = 54 \\ \xi = 0,9275 \end{matrix}$$

$$A = \frac{33276,8}{2800 \cdot 0,9275 \cdot 8}$$

$\bar{K} = 20,43 < 54 \dots$  les armatures comprimées sont inutiles.

On adoptera 5T8 (A = 2,51 cm<sup>2</sup>)

\* VERIFICATIONS

- Vérification des contraintes:

$$\text{En travée: } \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,70625 \rightarrow \begin{matrix} K = 26 \\ \mu = 0,0926 \\ \xi = 0,878 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 \cdot M_t}{\mu \cdot b \cdot h^2} = 2386,38 < 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 91,783 < 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Aux appuis:

$$\begin{matrix} M_{ap} = 332,768 \text{ kg.m} & A = 2,51 \text{ cm}^2. \\ \bar{w} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 8} = 0,31375 & \text{donne } K = 42 \\ & \xi = 0,9123. \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 \cdot M_{ap}}{\mu \cdot b \cdot h} = 1818 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\* CONDITION DE NON FRAGILITE.

Pour que la fissuration n'aura pas lieu, la section d'acier doit vérifier la condition ci-dessous.

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,775 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

\* Vérification de la flèche:

Vérifions la condition la plus restrictive.

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 8} = 0,007 < 0,0102 \quad (\text{vérifiée})$$

\* ACIERS TRANSVERSAUX

- Contrainte de cisaillement maximale:

$$T_{\max} = 1438,56 \text{ kgs.} \quad \bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 2,05 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,785$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on disposera des aciers constructifs T6 espaces de 25 cm.

\* VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A L'APPUI:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z, \quad T = 1438,56 \text{ kgs.} \quad M_{ap} = 332,768 \text{ kg.m}$$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left( 1438,56 - \frac{33276,8}{0,875.8} \right) = -1,18 < 0$$

Les armatures inferieures ne sont pas nécessaires.

\* RESUME :

- Armatures en travée ..... 5 T 12 p.m
- Armatures aux appuis ..... 5 T 8 p.m
- Armatures transversaux ..... 4 T 6 p.m

E S C A L I E R I N T E R I E U R

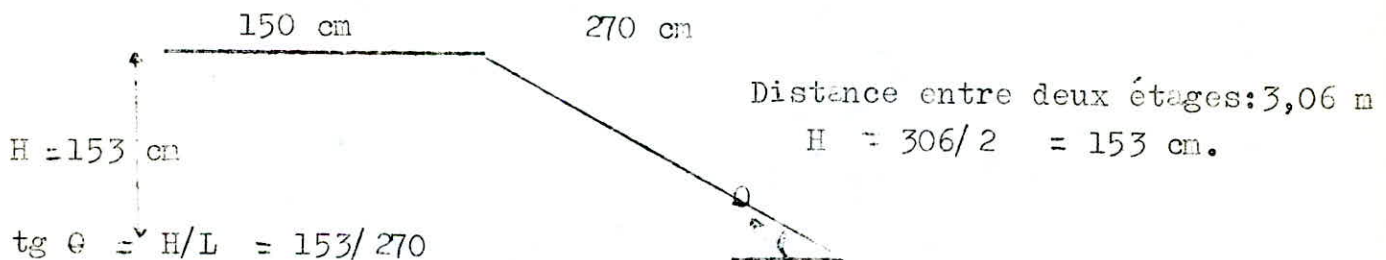
L'escalier interieur comme le montre la figure dans la feuille suivante est constitué de:

- Palier d'arrivé ABCD , Avec AA'B'B, CC'D'D en porte à faux
- Paillasse de 8 marches
- Palier intermédiaire.

L'étude de cet escalier se fait en deux parties:

\* Partie efgh ( paillasse plus palier intermédiaire)

- SCHEMA STATIQUE



$$\text{tg } \theta = H/L = 153/270$$

$$\text{tg } \theta = 0,566 \Rightarrow \theta = 29,54^\circ$$

$$l = \frac{H}{\text{Sin } \theta} = 310,34 \text{ cm.}$$

\* Prédimensionnement de l'épaisseur e de la paillasse & palier:

$$1/30 \leq e \leq 1/20 \rightarrow \dots \dots \dots 10,74 \leq e \leq 15,51 \text{ cm.}$$

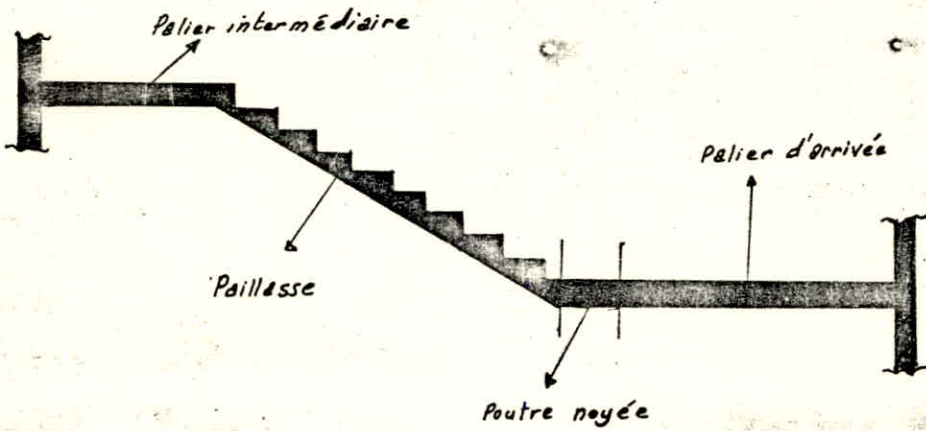
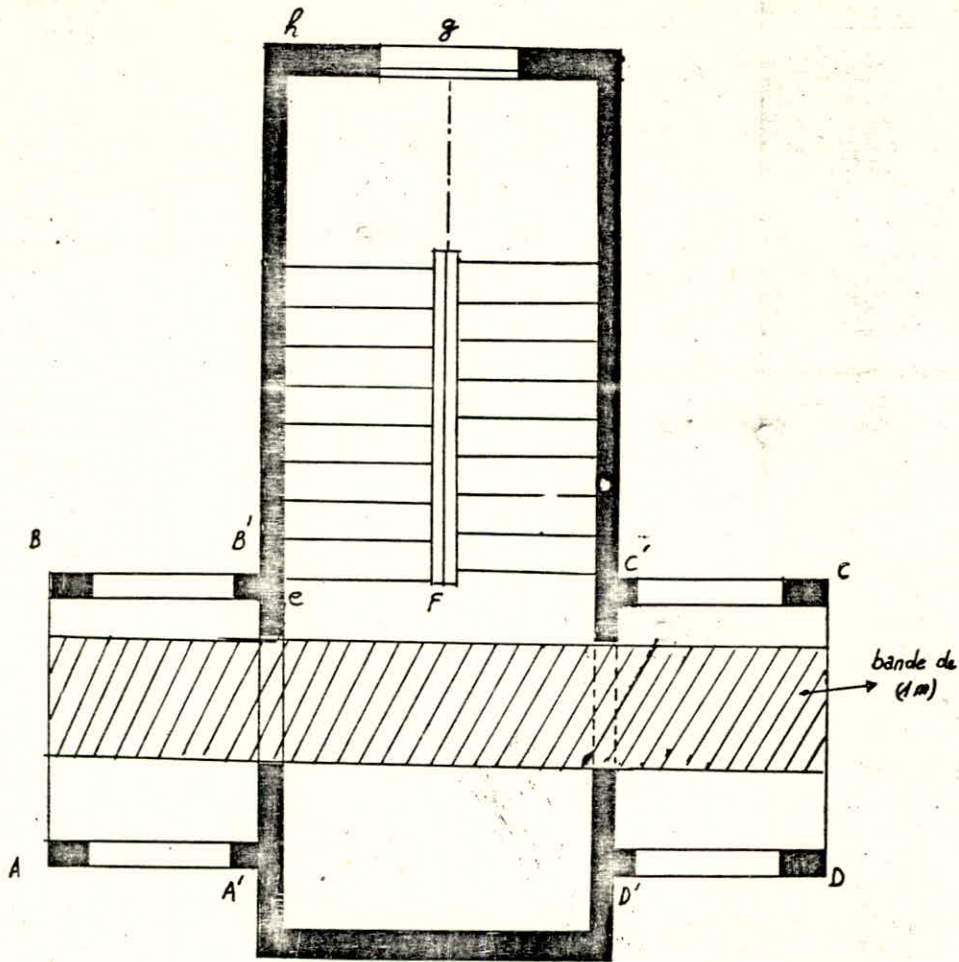
On prends  $e = 12 \text{ cm}$

\* CHARGES ET SURCHARGES:

- Paillasse:

- . Poids propre de la paillasse: .... 0,12.2500 300 kg/m<sup>2</sup> (incliné)
- . Poids propre des marches: 9.  $\frac{0,3.0,17}{2} \cdot 2500$  212,5 kg/m<sup>2</sup> (incliné.)

# CAGE D'ESCALIER



- Revêtement (carrelage) .....44kg/m<sup>2</sup> (incliné)
- Mortier : .....44kg/m<sup>2</sup> (incliné)
- Surcharge majorée: 1,2.250 .....300kg/m<sup>2</sup> (inclinée)  
(horizontale)

$$q_1 = \frac{1}{\cos \theta} (300 + 2 \cdot 44 + 44) + 300 = 990,23 \text{ kg/m}^2 \text{ (Horizontal)}$$

\* PALIER de portée : 1,50 m.

- Poids propre du palier: 0,12.2500 .....500 kg/m<sup>2</sup>
  - Revêtement : .....88 kg/m<sup>2</sup>
  - Surcharge majorée : 1,2.250 .....300 kg/m<sup>2</sup>.
- 
- q<sub>2</sub> .....688 kg/m<sup>2</sup>.

On considère une bande de 1 m de largeur.

a) SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER (partie efgh)



b) DETERMINATION DES EFFORTS:

$$\sum M / B = 0 \dots\dots\dots R_A \quad 1707 \text{ kgs.}$$

$$\sum M / A = 0 \dots\dots\dots R_B \quad 1998 \text{ kgs.}$$

\* MOMENT FLECHISSANT:

$$M(x) = R_B \cdot x - \left[ \frac{q_1}{2} \cdot x^2 + (x-2,7) \cdot (q_1 - q_2) \right]$$

d'autre part on sait que M max tombe sur le segment de 270 cm.

Mmax aura lieu pour T = 0,  $T = \frac{dM}{dx} = R_B - q_1 \cdot X$

$$X = \frac{1998,52}{990,23} = 2,018 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 2016,27 \text{ kg.m.}$$

$$X = 270 \dots\dots\dots M(270) = 1786,6 \text{ kg.m.}$$

Le moment Mmax calculé est le moment isostatique Mo.

Les moments aux appuis seront donc:

$$M_{ep} = 0,3 \cdot M_o = 604,87 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 1713,82 \text{ kg.m}$$

\* EFFORTS TRANCHANTS:

$$X = 0 \rightarrow T = R_B = 1998,52 \text{ kgs. et } T = R_A = 1707 \text{ kgs.}$$

$$X = 2,7 \text{ m} \rightarrow T = R_B - q_1 \cdot X = 675 \text{ kgs.}$$

\* DETERMINATION DES ARMATURES:

- En travée:  $M_t = 1713,82$ ,  $b = 100$ ,  $h = 10 \text{ cm}$



$$\mu = \frac{15.Mt}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.171382}{2800.100.100} = 0,0918 \dots\dots K = 26,2$$

$$\xi = 0,8786$$

$$A = \frac{Mt}{\bar{\sigma}_a.t.h} = 6,96 \text{ cm}^2. \text{ Soit (7T12) } \dots A = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\bar{K} = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b = 20,43 < 26,2 \dots (\text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires})$$

\* Aux appuis:  $M_{ap} = 604,87 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15.60487}{2800.100.100} = 0,0324 \dots\dots\dots K = 49,6$$

$$\xi = 0,9226.$$

$$A = \frac{60487}{2800.0,9227.10} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$\bar{K} = 20,43 < 49,6 \dots \text{pas d'armatures comprimées.}$$

On adoptera (5T12) ,  $A = 5,65 \text{ cm}^2.$

\* VERIFICATIONS:

- CONTRAINTES:

En travée;  $M_t = 1713,82 \text{ kg.m}, A = 7,92 \text{ cm}^2, h = 10, b = 100 \text{ cm}$

$$\bar{w} = \frac{100.A}{b.h} = 0,792 \dots\dots\dots K = 24,2$$

$$\mu = 0,1034$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15.M_t}{u.b.h^2} = 2486,2 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( vérifiée)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 102,73 < 137 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{.vérifiée})$$

- CONDITION DE NON FRAGILITE:

$$A \geq 0,69.b.h.\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en} = 0,969 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,92 \text{ cm}^2 < 0,969 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

- VERIFICATION DE LA FLECHE:

On vérifie la condition la plus restrictive.:  $\frac{A}{b.h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

On a:  $0,0079 \leq 0,0102 \text{ vérifié.}$

- ACIERS TRANSVERSAUX:

Contrainte de cisaillement maximale:  $T_{max} = 1998,48 \text{ kgs}$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b.z} = 2,284 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,786$$

On disposera des aciers constructifs T8 espaces de 20 cm.

- EFFORT TRANCHANT A L'APPUI:

$$A.\bar{\sigma}_a \geq T + M/z \text{ Avec } T = 1998,52 \text{ kgs. } M_{ap} = 604,87 \text{ kg.m}$$

$$A \geq \frac{1}{2800} (1998,52 - \frac{60487}{0,875.10}) = -1,755 < 0$$

(Les armat inf inutiles)

\* RESUME :

- Armatures en travée.....7T12 p.n
- Armatures en appui .....5T12 p.n
- Armatures transversales.....4T8 ou 5T8 p.n

CALCUL DE LA POUTRE NOYÉE :

La charge destinée pour le calcul c'est la charge transmise par la pailleasse d'une part, plus le poids propre de la poutre elle même.

- Charge de pailleasse:.....1998,52 kg/ml.
- Charge du poids propre: 0,16.0,6.2500 .....240,00 kg/ml.

q<sub>Total</sub> : 2238,52 kg/ml.

.Portée de la poutre:L = 240 cm.

La poutre sera prise comme encastree a ses deux extremitées.

Détermination des efforts:

$M_0 = q \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{2238,52 \cdot 2,4^2}{8} = 1611,7 \text{ kg.m.}$

Pour ne pas soumettre le voile supportant cette poutre a un moment je

prend :  $M_t \text{ (moment en travée)} = M_0 = 1611,7 \text{ kg.m}$

$M_a \text{ (moment sur appui)} = 0,3 \cdot M_0 = 644,68 \text{ kg.m}$

Ferraillage :

En travée:  $M_t = 1611,7 \text{ kg.m}$  ,  $b = 60 \text{ cm}$  ,  $h = 14 \text{ cm}$ .

$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{6a \cdot b \cdot h^2} = 0,0734 \dots \dots \dots K = 30,2$   
 $\xi = 0,8894$

$A = \frac{M_t}{6a \cdot \xi \cdot h} = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ (On adoptera 3T14. } A = 4,62 \text{ cm}^2)$

En Travée  $\sigma_b = \sigma_a / K = 2800 / 30,2 = 92,7 < 137 \text{ kg/cm}^2$ .

Sur appui;

$M_a = 644,68 \text{ kg.m}$   $K = 52,5$   
 $\mu = \frac{15 \cdot 64468}{2800 \cdot 60 \cdot 14^2} = 0,0293 \dots \dots \dots \xi = 0,9259$

$A = \frac{64468}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 14} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{ (on adopte 3T10 , } A = 2,35 \text{ cm}^2)$

VERIFICATIONS:

\* Contraintes:

En travée :  $\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,62}{60 \cdot 14} = 0,55 \dots \dots K = 30,2$   
 $\xi = 0,8894$

$\sigma_a = \frac{161170}{4,62 \cdot 0,8894 \cdot 14} = 2801,6 \text{ kg/cm}^2 \approx 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

$\sigma_b = \sigma_a / K = 97 < 137 \text{ kg/cm}^2$ . vérifiée.

Sur appui:

$\bar{w} = \frac{100 \cdot 2,35}{60 \cdot 14} = 0,279 \dots \dots \dots K = 45$   
 $\xi = 0,9167$

$\sigma_a = \frac{64468}{2800 \cdot 0,9167 \cdot 14} = 2137,6 < 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

$\sigma_b = 2137,6 / 45 = 47,5 < 137 \text{ kg/cm}^2$ . vérifiée.

\* Contraintes de non fissuration.

$\bar{w}_f = \frac{4,62}{4 \cdot 60} = 0,0192$  .

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0192}{14 \cdot 1,192} = 2761,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \left( \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14} \right)^{-\frac{1}{2}} = 2337 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \min(\sigma_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2760 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a = 2801,6 > 2761,5$  : Mais comme on a pris Mo en travée, on admet qu'elle vérifie.

\* ARMATURES TRANSVERSALES: T max = 2686,22 kgs.

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T \max}{b_o \cdot Z} = \frac{2686,22}{60 \cdot 0,875 \cdot 14} = 3,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b^I = \sigma_a^I / K = 2800 / 52,5 = 53,33 \text{ kg/cm}^2 < 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc :  $\tau_b = 3,65 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot \sigma_b^I = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$

- Contrainte admissible:

$$\sigma_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \sigma_b^I} = 0,931.$$

$\rho_a > 2/3$  (Pas de reprise de bétonnage)

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ (A dx)} \quad \sigma_{at} = 0,931 \cdot 2400 = 2234,4 \text{ kg/cm}^2.$$

- Ecartement admissible: t

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm} \\ t_2 = 14 \left( 1 - \frac{0,3 \cdot 3,65}{5,9} \right) = 11,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Espacement des armatures:

La section At est constituée d'un cadre  $\phi 8$  et un epingle  $\phi 8$ .

$$At = 2,01 \text{ cm}^2, \quad Z = 12,25 \text{ cm}.$$

$$t = \frac{\sigma_{at} \cdot At \cdot Z}{T \max} = \frac{2234,4 \cdot 2,01 \cdot 12,25}{2686,22} = 20,5 \text{ cm}$$

$$t \leq \max(t_1, t_2) = 11,4 \text{ soit } t = 10 \text{ cm}.$$

Suite de Caquot: L/2 = 120 = 2.10, 2.11, 2.13, 2.16, 20.

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq \frac{0,3 \cdot b \cdot h}{100} = 2,52 \text{ cm}^2 < 4,62 \text{ cm}^2$$

- Condition d'appui: La poutre repose sur un voile d'épaisseur 16 cm.

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{\sigma_b^I \cdot b} = \frac{2 \cdot 2686,22}{68,5 \cdot 60} = 1,3 \text{ cm} < 16 \text{ cm}.$$

$$\text{- Ancrage: } L_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\tau_d} = \frac{1,4 \cdot 2800}{4 \cdot 17,7} = 55,36 \text{ cm}$$

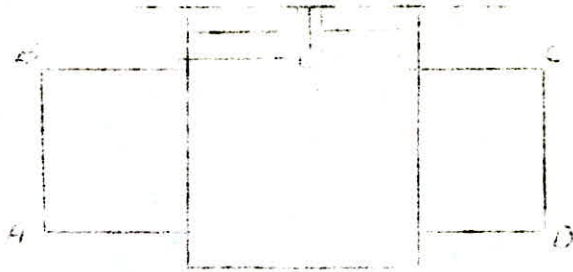
soit 60 cm.

RESUME



PALIER D'ARRIVEE : ( partie ABCD )

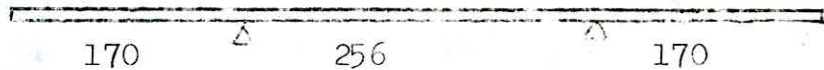
Nous supposons que les miniscules voiles supportant les bacs a fleurs ne sont pas porteurs, pourvu de donner l'avantage de choix du materiaux pendant la realisation.



L'etude se fera donc on supposons que les dalles situées entre la cage et le Bloc sont en porte à faux.

Pour une bande de 1 m ligne A A , nous aurons:

Schema statique:



CHARGES ET SURCHARGES:

Palier: -Charges:

- Poids propre .....	0,16.2500	400 kg/m <sup>2</sup>
- Carrelage plus mortier .....	88	kg/m <sup>2</sup> .
		G 488 kg/m <sup>2</sup> .
- Surcharge majorée :	1,2 .250	= 300 kg/m <sup>2</sup> .

Porte a faux:

- Charges:		
- poids propre :	.....	400 kg/m <sup>2</sup>
- Carrelage plus mortier :	.....	88 kg/m <sup>2</sup>
- Poids des Bacs a fleurs .....	.....	75 kg/m <sup>2</sup>
		G' 563 kg/m <sup>2</sup> .
- Surcharge majorée:	1,2.250	.....300 kg/m <sup>2</sup> .

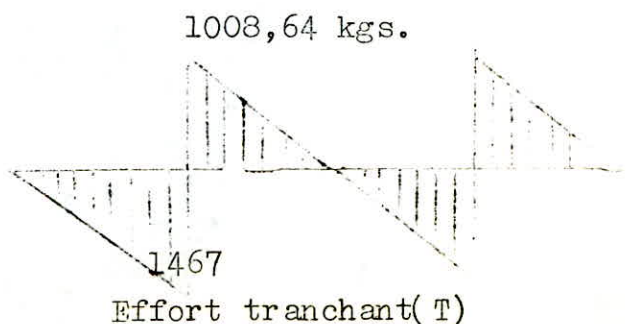
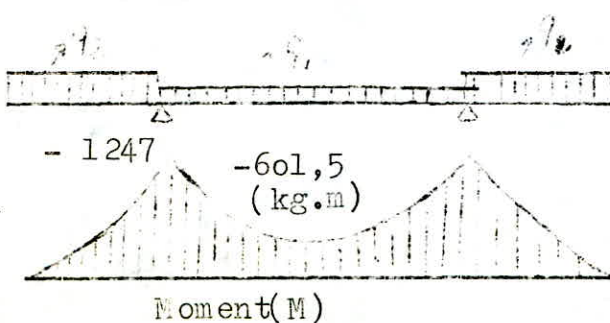
COMBINAISONS

\*Palier:  $q_1 = G + 1,2.P = 788 \text{ kg/m}^2.$

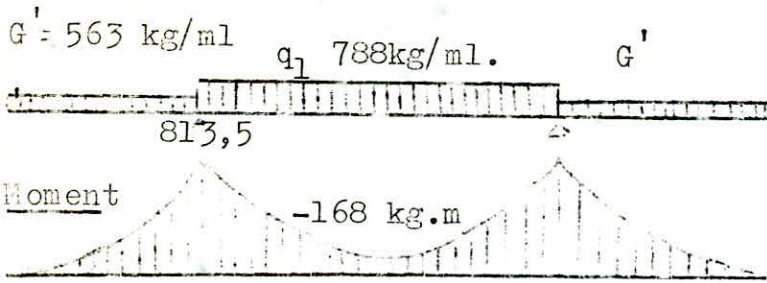
\* porte a faux:  $q_2 = G' + 1,2.P = 863 \text{ kg/m}^2.$

CAS DE CHARGES:

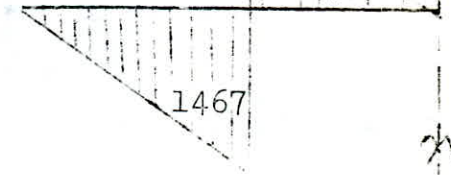
\* 1er cas de charge:



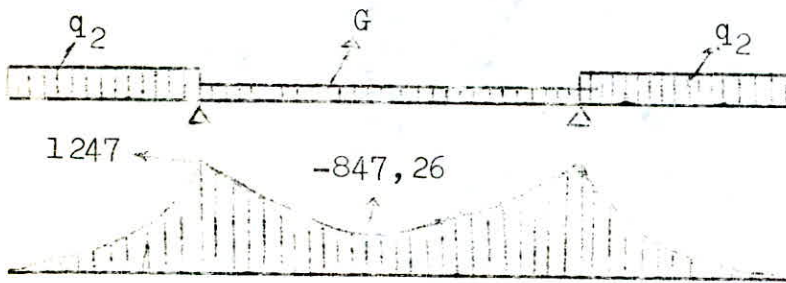
2 eme cas de charge



(T) 642,4 kgs.



3eme cas de charge:



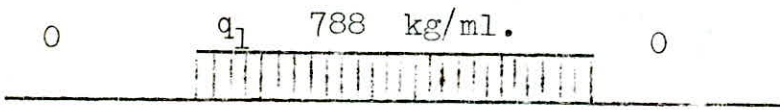
(T)

624,6 kgs.

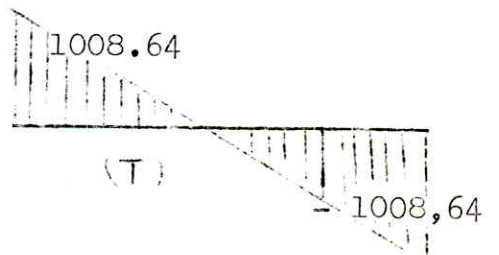
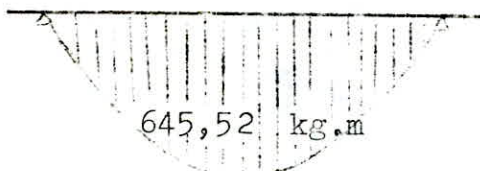


4 eme cas de charge

Ce cas de charge qu'on va prendre est particulier, car nous allons supposer que les portes a faux n'agissent pas sur le palier. cette consideration serait prise pour pouvoir donner des armatures inferieures au palier. On aura donc :



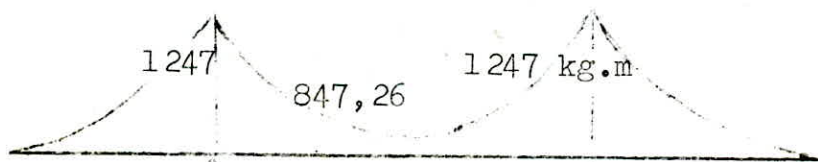
(M)



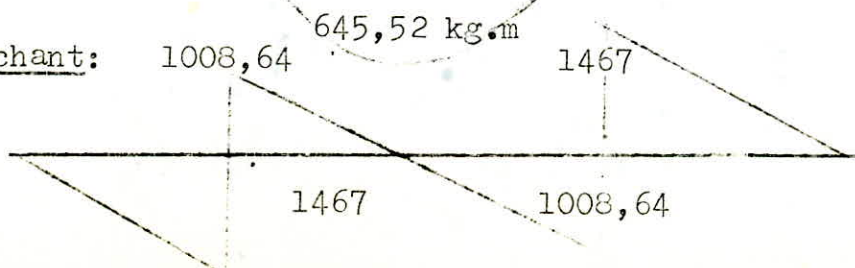
Il existe d'autres cas de charges, mais nous jugeons inutile de les présenter car ils seront tous enveloppés dans le diagramme ci-dessous.

DIAGRAMMES ENVELOPPES

Moment



Effort tranchant:



FERRAILLAGE

A/ En travée:

Mt = -846,26 kg.m (pour les armatures superieures)  
 Mt = 645,52 kg.m (pour les armatures inferieures)

a) Armatures superieures: Mt = 847,26 kg.m , b = 100 cm, h = 14 cm

$$\mu = \frac{15.Mt}{6_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0231 = 0,0231 \rightarrow \xi = 0,9183$$

$$A = \frac{Mt}{6_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{847,26 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9183 \cdot 14} = 2,35 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3 T10 p.m linéaire ( A = 2,35 cm<sup>2</sup> )

b) Armatures inferieures:

Mt<sub>i</sub> = 645,32 kg.m

$$\mu = \frac{15 \cdot 64532}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0176 \dots \dots \dots \xi = 0,9237$$

$$A = \frac{64532}{2800 \cdot 0,9237 \cdot 14} = 1,78 \text{ cm}^2 \text{ On adoptera 4T8 ( A = 2,01 cm}^2 \text{ )}$$

B/ Sur appuis:

Ma = 1247 kg.m, b = 100 , h = 14 cm

$$\mu = \frac{15 \cdot 124700}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0340 \dots \dots \dots \xi = 0,9209$$

$$A = \frac{124700}{2800 \cdot 0,9209 \cdot 14} = 3,45 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T 10 ( A = 3,92 cm<sup>2</sup> ).

\* VERIFICATIONS:

-Contraintes:

En travée : Mt = 846,26 kg.m , A = 2,35 cm<sup>2</sup>.

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,167 \dots \dots \dots \xi = 0,9334$$

$$6_a = \frac{Mt}{2,35 \cdot 0,9334 \cdot 14} = 2755,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$6_b^I = 2755,75 / 60 = 46 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appui: Ma = 1247 kg.m , A = 3,92 cm<sup>2</sup>

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 14} = 0,28 \dots \dots \dots \xi = 0,9164$$

$$6_a = \frac{124700}{3,92 \cdot 0,9164 \cdot 14} = 2538 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$6_b^I = 2538 / 44,8 = 56,65 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité: pour que la fissuration n'aura pas lieu il faut que la section d'acier soit telle que:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot 6_b / 6_{en} = 1,36 \text{ cm}^2 < 3,92 \text{ cm}^2$$

\* Vérification de la flèche

On vérifie la condition la plus restrictive:

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,0028 < 43/4200 = 0,0102 \quad (\text{vérifiée})$$

\* Aciers transversaux:

. Contrainte de cisaillement maximale:  $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$

Avec :  $T_{\max} = 1467 \text{ kgs.}$

$$\tau_b = \frac{1467}{100 \cdot 0,875 \cdot 14} = 1,19 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_p = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on disposera des armatures constructives  $\phi 6$  espacées de 25 cm.

\* Vérification de l'effort tranchant à l'appui:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z \quad : \quad T = 1467 \text{ kgs.} \quad M_{ap} = 1247 \text{ kg.m}$$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left( 1467 - \frac{1247 \cdot 10^2}{0,875 \cdot 14} \right) < 0$$

Les armatures inférieures sont inutiles.

RESUME :

-Nappe supérieure:

Palier: 3 T 10 p.m

Porte à faux: 5 T 10 p.m

-Nappe inférieure:

Palier: 4 T 8 p.m

- Armatures transversales:

Palier: 4 T 6 p.m

Porte à faux : 4 T 8 p.m

C A L C U L D E S P O U T R E L L E S

A/ CHOIX DU SENS:

Le choix du sens de pose des poutrelles sur les poutres dépend généralement de:

- La portée : la petite portée favorise toujours un gain d'Acier
- La continuité: La stabilité d'un système est plus sûr lorsque la continuité de celui-ci est importante.

On se basant sur ces données et, d'autres exigences majeures le sens des poutrelles serait le sens longitudinal ( Voir planche )

1/ POUTRELLES TERRASSE



POUTRELLES A TROIS TRAVEES:

Le plancher terrasse est exécuté en corps creux, les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, et possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et la dalle. Les poutrelles seront calculées sous les sollicitations du 1er genre G + 1,2.P et, en deux étapes.

1er ETAPE : Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée. Elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier.

2eme)ETAPE : Le calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre en T reposant sur 4 appuis.

1er ETAPE :

Schéma statique

Section



12

Charges supportées par la poutrelle:

- Poids propre de la poutrelle: 0,12.0,04.2500 ..... 12 kg/ml
- Corps creux : 0,65.110 .....71,5 kg/ml
- Surcharge : 1,2.0,65.100 .....78 kg/ml.

q .....161,5 kg/ml.

\* Moment en travée M max:

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad \text{Avec } L = 5,4 \text{ m (la plus grande portée entre appuis)}$$

$$M_0 = 588,67 \text{ kg.m}$$

$$T_{\text{max}} = q \cdot L / 2 = 436 \text{ kgs.}$$



\* DETERMINATION DES ARMATURES:

Utilisons la methode exposee par P .Charon.

$$u = \frac{15.M_0}{6\bar{\alpha}.b.h^2} = \frac{15.588,67.10^2}{2800.12.4} = 6,56 \quad \text{donne } K = 0,8$$

$$\bar{K} = \bar{\alpha} / \bar{\alpha}_b = 20,43 > 0,8 \rightarrow \text{Les armatures comprimées sont}$$

donc nécessaires, mais elles ne sont pas indispensables, car après le coulage la poutrelle peut avoir tendance à tenir mieux.

On a intérêt à prévoir un echaffaudage pour aider la poutrelle a supporter les chargements.

2eme ETAPE: (calcul de la poutrelle en section en T)

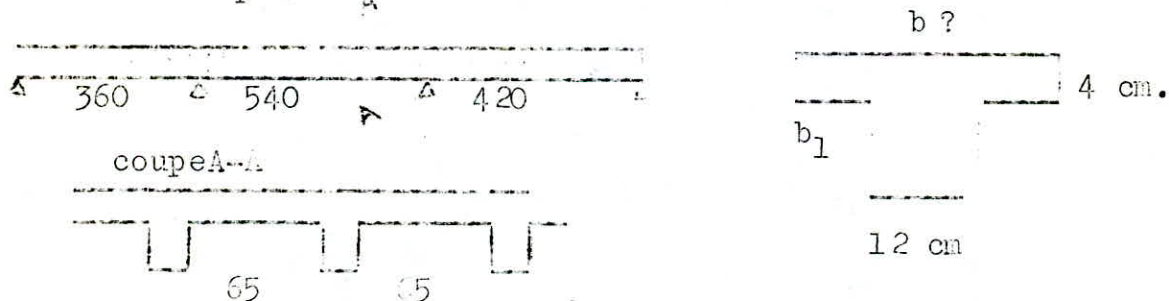
CHARGES:

- Poids propre du plancher terrasse:  $G = 540 \text{ kg/ml.}$

- Surcharges:  $P = 100 \text{ kg/ml.}$

$$q = (G + 1,2.P) . 0,65 = 429 \text{ kg/ml.}$$

\* Schéma statique:



DETERMINATION DE LA LARGEUR " b " ( Art 23-3 ,CCBA 68 )

1-  $b_1 \leq l/2$  ( l: distance entre 2 faces voisines de 2 nervures)

2-  $b_1 \leq L/10$  ( L: portée libre de la poutre entre nus des appuis)

$$L = 540 - 30 = 510 \text{ cm.}$$

3-  $6h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0$  (  $h_0$  : hauteur de la table de compression 4cm)

Ces conditions se traduisent par:

1-  $b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$

2-  $b_1 \leq 51 \text{ cm}$

3-  $24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$

La largeur  $b_1$  doit être limitée a la plus faible de ces trois valeurs.

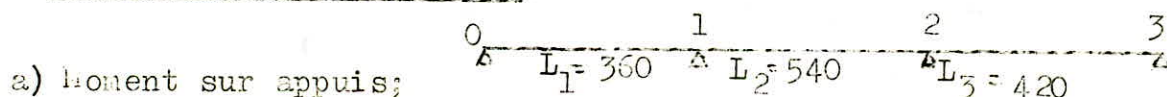
On prend donc  $b_1 = (b-b_0)/2 = 24 \text{ cm}$  qui est la plus restrictive.

$$b = b_0 + 2.b_1 = 12 + 48 = 60 \text{ cm.}$$

\* DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS & EFFORTS TRANCHANTS:

L'étude de la poutrelle est assimilée à une poutre continue sur 4 appuis.

METHODE DES TROIS MOMENTS:



a) Moment sur appuis;

$$M_0 = M_3 = 0.$$

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2 \cdot M_i \cdot (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = 6 \cdot E \cdot I (\phi_{ie} + \phi_{iw})$$

$$\phi_{ie} = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I}, \quad \phi_{iw} = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I}$$

Entre (0-2) :  $2 \cdot M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = - q (L_1^3 + L_2^3) / 4$

Entre (1-3) :  $M_1 \cdot L_2 + 2 \cdot M_2 (L_2 + L_3) = - q (L_2^3 + L_3^3) / 4$

Avec  $q = 429 \text{ kg/ml}$ . Nous aurons:

$$18 \cdot M_1 + 5,4 \cdot M_2 = - 21891,87$$

$$5,4 \cdot M_1 + 19,2 \cdot M_2 = - 24833,95$$

On resolvant ce systeme nous aurons:

$M_1 = - 904,5 \text{ kg.m}$
$M_2 = - 1039 \text{ kg.m}$

\* MOMENTS EN TRAVEES :

Les moments en travée seront determinés en utilisant la relation suivante:

-- Pour la travée i-j

$$M_x = M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \cdot x$$

Où "M" est le moment en une abscisse ,x de la travée hyperstatique.

$M_x$  : Moment à l'abscisse X de la travée isostatique.

$$M_x = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

a) TRAVEE (0-1) :  $M_w = 0$  ,  $M_e = M_1 = 904,5 \text{ kg.m}$

$M_w$  et  $M_e$  Sont données en valeurs absolues:

$$T = \frac{dM}{dx} = 0 \quad \text{Avec } M = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \cdot x$$

$$T = 0 = q \cdot \frac{L}{2} - q \cdot x - M_e/L \quad \text{---} \quad X = 1,21 \text{ m}$$

$$M_1 \text{ max} = 429 \cdot 1,8 \cdot 1,21 - 429 \cdot (1,21)^2 / 2 - \frac{904,5}{3,6} \cdot 1,21$$

$M_1 \text{ max} = 316,3 \text{ kg.m}$
--

EFFORT TRANCHANT

$$T_0 = q \cdot L / 2 - M_e / L = 429 \cdot 1,8 - 904,5 / 3,6 = 520,95 \text{ kgs.}$$

$$T_{1g} = - q \cdot L / 2 - M_e / L = - 1023,45 \text{ kgs.}$$

De la même manière on fait le calcul pour la 2ème et la 3ème travée  
Travée (1-2) :

$$L_2 = 5,4 \text{ m} , \quad M_w = 904,5 \text{ kg.m} , \quad M_e = 1039 \text{ kg.m}$$

$$M = q \cdot \frac{L}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \cdot X$$

$$T = \frac{dM}{dx} = 0 = q \cdot L / 2 - q \cdot X + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$X = L / 2 + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L} = 2,64 \text{ m}$$

$$M_{2,max} = 429 \cdot 2,7 \cdot 2,64 - 429 \cdot (2,64)^2 / 2 - 904,5 + \frac{904,5 - 1039 \cdot 2,64}{5,4}$$

$$M_{2,max} = 592,67 \text{ kg.m}$$

$$T_{1d} = q \cdot L / 2 + \frac{(M_w - M_e) \cdot q}{q \cdot L} = 1133,39 \text{ kgs.}$$

$$T_{2g} = - q \cdot L / 2 + \frac{(M_w - M_e) \cdot q}{q \cdot L} = -1183,2 \text{ kgs.}$$

Travée (2-3)

$$L_3 = 4,2 \text{ m} ; \quad M_w = 1039 \text{ kg.m} , \quad q = 429 \text{ kg/ml.}$$

On suivant la même marche on trouve :

$$X = L / 2 + M_w / q \cdot L = 2,1 + \frac{1039}{429 \cdot 4,2} = 2,67 \text{ m}$$

$$M_{3,max} = 429 \cdot 2,1 \cdot 2,67 - 429 \cdot (2,67)^2 / 2 - 1039 = 1039 / 4,2$$

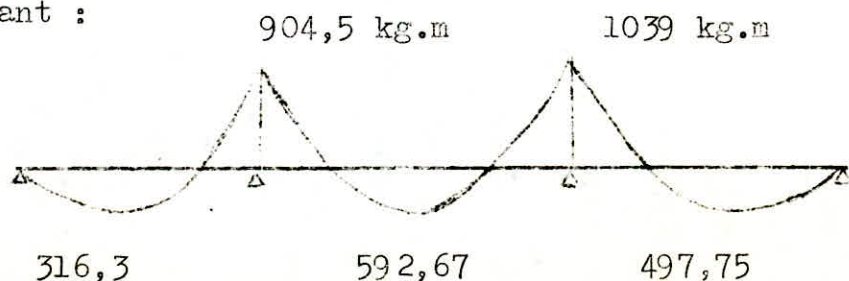
$$M_{3,max} = 497,75 \text{ kg.m}$$

$$T_{2d} = 429 \cdot 2,1 + 1039 / 4,2 = 1148,28 \text{ kg.}$$

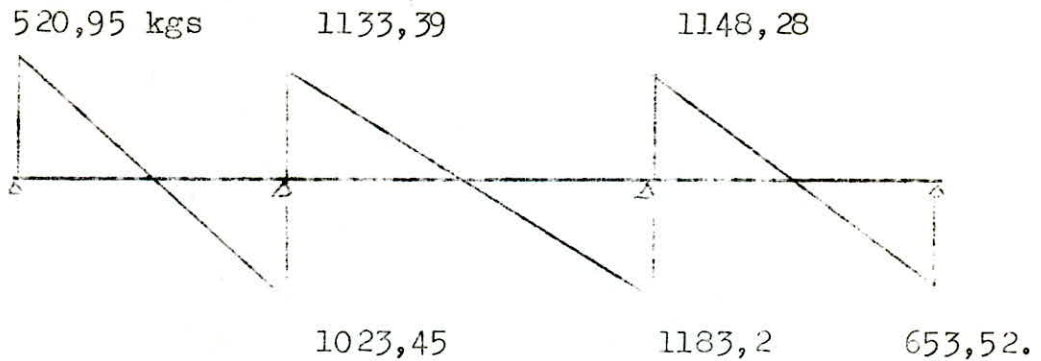
$$T_{3g} = - 653,5 \text{ kgs.}$$

DIAGRAMMES FINAUX:

a) Moment fléchissant :



EFFORT TRANCHANT



CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES:

EN TRAVÉE :

On considère la travée dont le moment est maximum. Dans notre cas, il s'agit de la travée (2-3)

$M_{max} = 592,67 \text{ kg.m}$  ;  $L = 5,20 \text{ m}$  ,  $h = 22 \text{ cm}$  ,  $b = 60 \text{ cm}$

- Contraintes:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $d = 2 \text{ cm}$ .

Méthode de Pierre charon .

$$u = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 592,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,0109 \dots \dots \dots K = 92$$
  
 $\xi = 0,9533$   
 $\alpha = 0,1402$

$y = \alpha \cdot h = 0,1402 \cdot 22 = 3,084 < 4 \text{ cm} = h_0 \dots \dots$

L'axe neutre tombe dans la table de compression donc la section est assimilable à une section rectangulaire.  $(b \cdot h) = (60 \cdot 22)$

$K \quad \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b = 20,43 < 92$  (les armatures comprimées sont inutiles).

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{59267}{2800 \cdot 0,9533 \cdot 22} = 1,009 \text{ cm}^2$

On adoptera 2T 10 (A = 1,57 cm<sup>2</sup>).

Ax appuis :

Le moment maximum est;  $M_{max} = 1039 \text{ kg.m}$

$$u = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 103900}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 0,095 \rightarrow K = 25,5$$
  
 $\xi = 0,8765$   
 $\alpha = 0,3704$

$y = \alpha \cdot h = 0,3704 \cdot 22 = 8,14 < 20$  ( La table de compression étant tendue, on doit prendre pour le calcul la section sans ailes.  $(b_0 \cdot h) = (12 \cdot 22)$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{103900}{2800 \cdot 0,8765 \cdot 22} = 1,92 \text{ cm}^2$   
 On adoptera 2T 12 ( A = 2,26 cm<sup>2</sup>)

$$\bar{K} = 20,43 < 25,5 \quad (\text{inutile de mettre les armatures dans la zone du béton comprimé})$$

VERIFICATIONS:

10) CONTRAINTES:

En tr vee:  $A = 1,57 \text{ cm}^2$  ,  $b = 60 \text{ cm}$  ,  $h = 22 \text{ cm}$

$$M = 592,67 \text{ kg.m}$$

$$\bar{w} = \frac{100.A}{b.h} = 0,1189 \quad \dots \dots \dots K = 72,5$$

$$\epsilon = 0,9429$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{59267}{1,57 \cdot 0,9429 \cdot 22} = 1819,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_a / K = 1819,8 / 72,5 = 25,1 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Aux appuis:  $A = 2,26 \text{ cm}^2$  ,  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ,  $h = 22 \text{ cm}$

$$M = 1039 \text{ kg.m}$$

$$\bar{w} = \frac{100.A}{b.h} = 0,856 \quad \dots \dots \dots K = 23$$

$$\epsilon = 0,8684$$

$$\sigma_a = \frac{103900}{2,26 \cdot 0,8684 \cdot 22} = 2406,4 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_a / K = 2406,4 / 23 = 104,6 < 137 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifié})$$

2,0) CONDITION DE NON FRAGILITE ( Art 52 CCBA 68)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

En travée :  $A \geq 0,69 \cdot 60 \cdot 22 \cdot 5,9 / 4200 = 1,279 \text{ cm}^2$   
 $2T 10 = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,279 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$

Sur appui:  $A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 22 \cdot 5,9 / 4200 = 0,255 \text{ cm}^2$   
 $2T 12 = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,255 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$

3,0) CONDITION DE FLECHE ( Art 58-4 CCBA 68)

La vérification de la flèche serait inutile ,si les trois conditions suivantes sont satisfaites;

- 1-  $ht/L \geq \frac{M_t}{15.M_0}$  ( L: portée libre de la poutrelle 510cm )
- 2-  $ht/L > 1/22,5$   $M_t$ : moment en travée.
- 3-  $\frac{A}{b_0 \cdot h} < 36 / \sigma_{en}$   $M_0$ : moment isostatique,
- $A$  : section d'acier.
- $\sigma_{en}$  : contrainte nominale de l'acier

La vérification se fait pour la travée la plus défavorable.

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad , \quad M_t = 592,67 \text{ kg.m} \quad , \quad M_0 = q \cdot L^2 / 8 = 1394,78 \text{ kg.m}$$

On aura: 1-  $ht/L = 0,047 > \frac{592,24}{15 \cdot 1394,78} = 0,0283 \quad (\text{verifiée})$   
 2-  $ht/L = 0,047 > 1/22,5 = 0,0445 \quad (\text{verifiée})$

$$3- \frac{L}{b_0 \cdot h} \leq \frac{1,57}{12,22} = 0,0059 < 36/6_{en} = 0,0085$$

CONCLUSION: La satisfaction des trois conditions précédentes dispensent la vérification de la flèche.

#### VERIFICATION A LA FISSURATION

La fissuration aura lieu, si la contrainte admissible limitée n'est pas admissible.

$$\text{On prendra } \bar{\sigma}_{af} = \min \left( \begin{array}{l} \max(\sigma'_1, \sigma'_2) \\ \sigma_a \end{array} \right)$$

$\sigma'_1$  et  $\sigma'_2$  sont données par les formules suivantes:

$$\sigma'_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}f}{1 + 10 \cdot wf}, \quad \sigma'_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \sigma'_b}{\phi}}$$

$$\bar{w}f = \frac{A}{Bf} = \frac{2,26}{12,4} = 0,047$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma'_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$n = 1,6$$

$$\sigma'_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{0,047}{12(1 + 0,47)} = 6394 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte se conserve, il n'y a aucun risque de fissuration.

#### VERIFICATION DE L'ADHERENCE: ( Art 29 . CCBA 68 )

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \sigma'_b \quad \psi_d: \text{Coefficient de scellement droit}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \psi_d = 1,5 \text{ (barres H.A.)}$$

$\tau_d$  Sera calculée par l'effort tranchant maximum.

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot Z} \quad p = \text{perimètre d'une barre}$$

$n = \text{nombre de barres. (n = 2)}$   
 $\tau_d = \text{contrainte d'adhérence.}$

$$T_{max} = 1183,2 \text{ kgs.} \quad \tau_d = \frac{1183,2}{2 \cdot 11 \cdot 1,2 \cdot 0,875 \cdot 22} = 8,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 8,15 < 17,7 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérifiée}).$$

#### ARMATURES TRANSVERSALES ( Art 25 , CCBA 68 )

Les armatures transversales seront déterminées par le biais de l'effort tranchant maximum, et on adoptera pour toutes les poutrelles ces mêmes armatures qui doivent être perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Faisons la vérification suivante:

$$\tau_b \leq 3,5 \cdot \sigma'_b \quad \text{si } \sigma'_b < \sigma'_{bo}$$

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

$\tau_b$ : Est la contrainte de cisaillement maximale.

$\sigma_b'$ : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$

Dans notre cas:  $\sigma_b' = \sigma_a / K = 2406,4 / 23 = 104,6 \text{ kg/cm}^2$ .

donc on a:  $\sigma_{bo}' < \sigma_b' < 2 \cdot \sigma_{bo}'$

$\tau_b$ : se calcul donc par la formule:  $\tau_b = (4,5 - \frac{6b}{\sigma_{bo}}) \cdot \sigma_b'$

$$\tau_b = (4,5 - 104,6/67,5) \cdot 5,9 = 17,4 \text{ bars}$$

Contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T \max}{b_o \cdot z} = \frac{1183,2}{12 \cdot 0,875 \cdot 22}$$

$$\tau_b = 5,12 \text{ bars} < 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit des cadres verticaux de  $\phi 6$  en Fe 24..... At 0,56 cm<sup>2</sup>

Contrainte admissible des armatures transversales:

$\sigma_{at} = \rho \cdot \sigma_{en}$  ( $\rho = 2/3$ ) on suppose qu'il y a reprise de bétonnage.

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement admissible:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h \\ t_2 = h(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\sigma_b}) \end{array} \right.$$

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 4,4 \text{ cm} \\ t_2 = 16,27 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow t = 16 \text{ cm.}$$

Ecartement des armatures transversales:

$$t = \frac{At \cdot Z \cdot \sigma_{at}}{T \max} = \frac{0,56 \cdot 0,875 \cdot 22 \cdot 1600}{1183,2} = 14,6 \text{ cm.}$$

$$t < t \text{ soit } t = 11 \text{ cm (afin que l'espacement max ne dépasse pas "h": Art 25,12 du CCBA 68)}$$

Les autres espacements sont donnés par la suite de caquot:

1<sup>er</sup> Travée: L/2 = 180 : 5- 3.11-3.13 - 3.16 - 2.20

2<sup>eme</sup> Travée: L/2 = 255 : 5 -4.11 - 4.13 - 4.16 - 4.20

3<sup>eme</sup> Travée; L/2 = 195 : 5 -3.11 - 3.13 - 3.16 - 3.20

FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION: ( Art 58-2 CCBA 68 )

La table de compression sera exécutée en treillis soudés de diamètre  $\phi 5 \text{ mm}$ , mais les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (5 p.m line..)
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (3 p.m lineaire).

On adoptera un treillis soudé de ( 20.20 ) en  $\phi$  5 soit 5 $\phi$ 5 p.m lineaire (  $A = 0,98 \text{ cm}^2$  ).

Mais conformément a l'article 58-2 du ccBl. 68 les sections d' aciers doivent verifier les conditions suivantes:

$$A \frac{1 \text{ nervures}}{\text{ml}} \geq \frac{43 \cdot L_n}{\sigma_{en}} \quad \text{ou} \quad L_n : \text{distance entre nervures}$$

$$L_n = 0,65 \text{ m.}$$

$$\phi < 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{43 \cdot L_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,257 \text{ cm}^2 < 0,98 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

$$A \frac{1 \text{ nervures}}{\text{ml}} \geq \frac{A^2}{2}$$

$$0,98 > 0,98 / 2 = 0,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

RESUME :

- Poutrelle terrasse:
- Armatures en travée ..... 2 T 10
  - Armatures sur appui ..... 2 T 12
  - Table de compression: un treillis soude en  $\phi$ 5 maille de ( 20.20 )

oooooooooooo000000000000000000000000oooooooooooo



B/ POUTRELLES PLANCHER COURANT :

Le même type de poutrelles est destiné pour tous les étages, car tous les niveaux sont chargés de la même façon.

Le calcul se fait comme précédemment pour les cas les plus défavorables.

\* Charges revenant à la poutrelle:

- Poids propre du plancher courant ..... 513.0,65    333,5 kg/ml
- Surcharge d'exploitation    1,2.175.0,65    .... 136.5 kg/ml

---


$$q \text{ ..... } 470 \text{ kg/ml}$$

Ceci en considérant que les cloisons comme charge d. 75 kg/m<sup>2</sup>

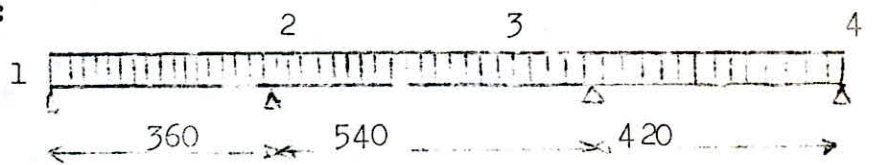
On prévoit comme avant pour le plancher terrasse et celui du plancher courant des échafaudages lors de la mise en place des poutrelles préfabriquées. Pour ce qui est de la 2eme étape ( Après coulage)

On aura :

MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS

1- Moments fléchissants: ( Méthode de trois moments)

Schéma statique:



$$M_1 = M_4 = 0$$

$$\text{Entre ( 1-2 ) : } 2.M_2 \cdot 0,9 + M_3 \cdot 5,4 = - \frac{470}{4} ( 3,6^3 + 5,4^3 )$$

$$\text{Entre ( 2-4 ) : } M_2 \cdot 5,4 + 2.M_3 \cdot 0,9 = - \frac{470}{4} ( 5,4^3 + 4,2^3 )$$

On résolvons ce système on aura:

$$M_1 = - 990,95 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = - 1138,35 \text{ kg.m}$$

Travée (1-2):    X = 121 cm            L = 360 cm

$$M_{\text{max}} = 346,5 \text{ kg.m}$$

$$T_1 = 570,74 \text{ kgs.}$$

$$T_{2g} = - 1121,26 \text{ kgs.}$$

Travée ( 2-3 ):    L = 540 cm            ,    X = 2,64 m

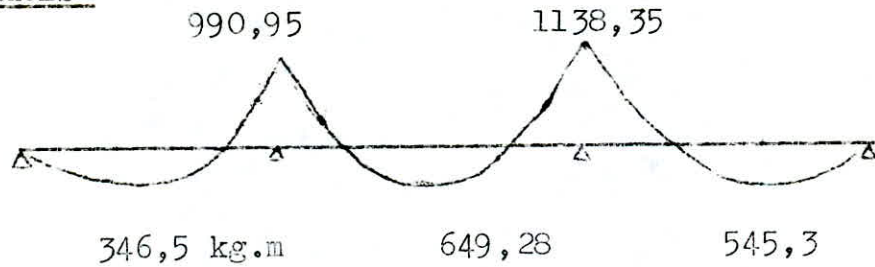
$$M_{\text{max}} = 649,29 \text{ kg.m}$$

$$T_{2d} = 1241,7 \text{ kgs.}$$

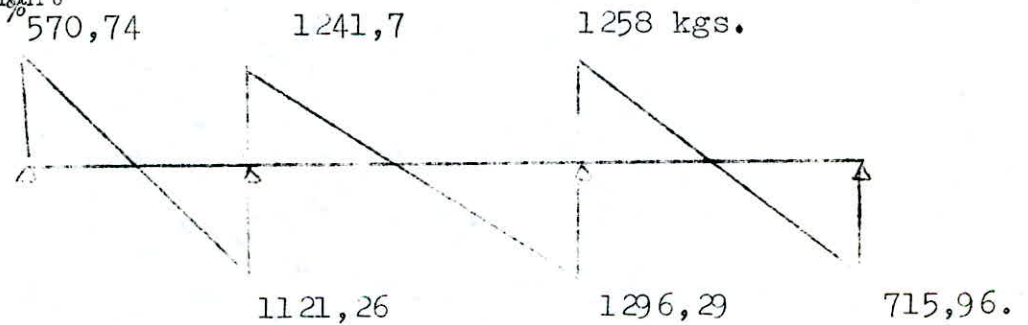
$$T_{3g} = - 1296,296 \text{ kgs.}$$

DIAGRAMMES

\* Moment :



\* Effort tranchant



CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

. En travée: On utilise la méthode de P. Charon.

$$\mu = \frac{15 \cdot 649,28 \cdot 100}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,01197 \dots \dots \dots \begin{matrix} K = 87,5 \\ \xi = 0,9512 \\ \alpha = 0,1463 \end{matrix}$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,1463 \cdot 22 = 3,21 < 4 \text{ cm}$$

On assimile la section à une section rectangulaire (60,22)

$$A = \frac{649,28 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9512 \cdot 22} = 1,108 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T 10 (A = 1,57 \text{ cm}^2)$$

$K < \bar{K} = 87,5$  ( Les armatures comprimées: inutiles)

. Sur appui

On prendra la section rectangulaire ( 12.22)

$$M \text{ max} = 1138,35 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,1049 \quad \begin{matrix} K = 24 \\ \xi = 0,8718 \end{matrix}$$

$$A = \frac{113835}{2800 \cdot 0,8718 \cdot 22} = 2,1 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 0,3846$$

$$K > \bar{K} \quad \dots \dots \dots A' = 0 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2T14  
VERIFICATION DES CONTRAINTES.

En travée:  $\bar{w} = 0,118$  ,  $K = 72,5$  ,  $0,9429$

$$\sigma_a = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{649,28}{2800 \cdot 0,9429 \cdot 22} = 1993,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_a / K = 27 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appui:

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \quad , \quad M = 1138,35 \text{ kg.m} \quad , \quad \bar{w} = 0,856$$

$$K = 23 \quad , \quad \xi = 0,8684 \quad (\text{ ces coefficients sont déjà calculés})$$

$$\sigma_a = 2636,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 114,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ vérifiés})$$

Condition de non fragilité: Inutile de la vérifier, puisque les armatures qu'on a adopté pour les poutrelles terrasse se conservent.

Vérification de la flèche:

$$1- \quad ht/L = 0,0444 > \frac{1}{15} \frac{64938}{1713,15} = 0,025 \quad (\text{vérifiée})$$

$$2- \quad ht/L = 0,0444 = 0,0444$$

$$3- \quad \frac{A}{b_0 \cdot h} = 0,0059 < 36/4200 = 0,00857 \quad (\text{vérifiée})$$

Conclusion : La justification de la flèche est inutile.

Vérification à la fissuration:

$$\bar{w}_f = 0,047 \quad , \quad \phi = 12 \text{ mm} \quad , \quad k = 10^6 \quad , \quad n = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 \cdot 10 \cdot w_f} = 4263 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot n \cdot \bar{\sigma}_1}{\phi}} = 1702,45 \text{ kg/cm}^2$$

On remarque que la contrainte limite adoptée au départ se conserve. Elle est admissible, pas risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence: ( Art 29 - CCBA 68 ).

$$T_{\max} = 1296,3 \text{ kgs.} \quad \bar{\tau}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = 10,7 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Pas risque d'entraînement des Armatures .

ARMATURES TRANSVERSALES

Contrainte de cisaillement maximale :  $\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z}$  Avec  $T_{\max} = 1296,3$

$$\bar{\tau}_b = 5,6 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad \bar{\sigma}_b^I = 114,63 \text{ kg/cm}^2 \text{ (déjà calculée)}$$

$$\bar{\sigma}_{b_0}^I \leq \bar{\sigma}_b^I < 2 \cdot \bar{\sigma}_{b_0}^I \quad \dots \text{On doit vérifier que :}$$

$$\bar{\tau}_b = 5,6 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - \frac{114,63}{63,5}) \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion: Il n'y a pas risque de cisaillement.

Le même type de cadre adopté pour les poutrelles terrasse, sera adopté pour celles du plancher courant ( cadres en  $\phi 6 \dots \dots At = 0,56 \text{ cm}^2$ )

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

Ecartement admissible  $\bar{t}$  :  $T_{\max} = 1296,3 \text{ kgs.}$  ( A l'appui )

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h = 4,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 15,7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Espacement des armatures:

$$t = \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \cdot 0,875 \cdot 22 \cdot 1600}{1296,3} = 13,3 \text{ cm.}$$

Les mêmes espacement du plancher terrasse seront adoptés pour le plancher courant.

Table de compression: elle sera ferrillée de la même façon qu'avant.

## ETUDE SISMIQUE

### INTRODUCTION:

Notre ouvrage comme s'est présenté initialement comporte deux blocs symétriques en portiques, et une cage d'escalier permettant l'accès aux logements, elle est située au milieu et conçue par une structure en voile de manière à éviter l'excès de flèche qui pouvait engendrer lors du séisme des chocs avec les blocs séparés d'elle par des joints.

### EFFETS DU SEISME:

Les secousses sismiques faisaient naître dans les constructions des accélérations qui peuvent atteindre l'ordre de grandeur de la gravité; 9,81 m/s<sup>2</sup>. Les efforts qui en résultent pouvaient agir dans n'importe quelle direction. On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale, et l'autre horizontale on supposant qu'elles s'adressent aux masses mêmes de la construction.

### RECOMMANDATIONS DE CONCEPTIONS GÉNÉRALES DE BÂTIMENTS:

Dans les zones sujettes aux actions sismiques, il faut toujours:

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiment, et aussi le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Éviter les éléments mal liés à l'ossature
- Prévoir un sous-sol rigide jouant le rôle de contreventé.
- Établir des fondations profondes pour s'opposer aux efforts de soulèvement.

### CALCUL SISMIQUE:

La vérification de la stabilité d'un système (bâtiment), soumis à l'action sismique se fait en substituant aux efforts dynamiques réels des sollicitations statiques et, on considère aussi des systèmes de forces fictives. Ces systèmes résultent de la combinaison:

- D'un système de forces élémentaires horizontales  $S_{iH}$ .
- D'un système de forces élémentaires verticales  $S_{iV}$
- D'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical.

Les forces sismiques horizontales et verticales s'exerçant sur un élément sont appliquées au centre de gravité de cet élément, et sont proportionnelles aux charges agissant sur cet élément.

### DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMQUES:

L'intensité de la force agissant sur un plancher en particulier dans une direction OX est égale à:

$$F_H = \sigma_x \cdot W$$

W : poids de charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique

$\sigma_x$  : Coefficient défini comme suit:  $\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$ .

: Coefficient d'intensité, dépend de l'intensité nominale. Notre bâtiment est implanté à chateau-neuf alger (zone de moyenne sismicité)

$$\alpha = 1 \quad (\text{PS 69 Art 3, 112-122})$$

β : Coefficient de reponse: Il dépend du caractère de reponse de la structure à une secousse dont l'intensité est égale à l'intensité de référence, il depend aussi de:

- Du degré d'amortissement de l'ouvrage, et de sa nature.
- De la periode T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}} \quad (\text{Amortissement moyen pour batiment courant à ossature CTC.})$$

γ : Coefficient de distribution : Il ne depend que de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte . Le coefficient γ(h) applicable au plancher situe à la cote h est donne par l'expression suivante:

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum Z.M(z)}{\sum Z^2.N(z)} \quad (\text{Art 143-3, PS 69})$$

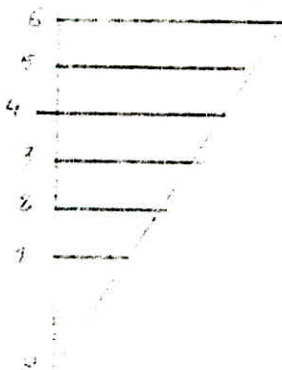
M(z) : masse concentrée à la cote Z.

SIMPLIFICATION ADMISE POUR LE COEFFICIENT γ : ( PS Page 179 ).

Dans le cas d'une construction courante composée d'un systeme porteur et de plancher, il est permis de considérer que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

$$\gamma(r) = \frac{3 \cdot r}{2n + 1} \quad \text{Avec:} \begin{cases} r & : \text{rang du plancher considéré compté à partir de la base.} \\ n & ; \text{nombre de niveaux.} \end{cases}$$

Dans notre cas (nous) nous disposons d'un batiment (R+4), au total nous avons 6 planchers



No "	r
6	1,385
5	1,154
4	0,923
3	0,692
2	0,452
1	0,231

δ : Coefficient de fondation: C'est un facteur correcteur qui tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage (Interaction Sol-Batiment.)

Pour des semelles superficielles sur un terrain de consistance moyenne "δ" est pris égal à l'unité ( Art 3,112-15 PS 69 ).

vergule quinze) δ = 1,15

EVALUATION DE LA PERIODE "T" :

Pour les blocs de batiment de forme simple, la formule ci-dessous peut faire usage.

$$T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{Lx}} \quad (\text{Pour un contreventement par ossature de béton Armé}).$$

Avec: \* Lx : est la dimension en plan (exprimée en metres) de ce bloc dans la direction considérée

H : Designe la hauteur du batiment (exprimée en mètre).

T : la periode (exprimée en seconde) du mode fondamental d'ossillation dans ladite direction.

- Sens longitudinal: Lx = 10,50 m..... T = 0,09 .  $\frac{17,05}{\sqrt{10,5}}$  = 0,474 s
- Sens transversal : Lx = 13,60 m..... T = 0,09 .  $\frac{17,05}{\sqrt{13,60}}$  = 0,416 s.

D'ou : Les valeurs de  $\beta$  seront:

- Sens longitudinal :  $B_l = 0,085 \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{0,474}} = 0,109$
- Sens transversal :  $B_t = 0,085 \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{0,416}} = 0,114$

CALCUL DU COEFFICIENT SISMIQUE VERTICAL. ( Art 3,114.122 Ps 69)

$$\beta_v = \frac{1}{\sqrt{0c}} \cdot \beta_H$$

$\beta_H$  Désignant la plus grande valeur des coefficients sismiques  $\beta_l$ , et  $\beta_t$  pour le mode fondamental d'ossillation.

Dans notre cas,  $\beta = 1 \dots \beta_v = \max ( \beta_l , \beta_t )$   
d'ou  $\beta_v = \beta_t$

CALCUL DES MASSES SISMIQUES DES PLANCHERS:

\* PLANCHER TERRASSE:

- Acrotère : 0,12.0,6.(13,56 + 9,15 + 11,56 + 13,56 + 1,67 ) . 2,5 = 8,910 t
- Corps creux: 0,54.(11,56.9 + 4,2.9) .....76,600 t
- Poutres long<sup>les</sup>: 0,3.0,55.2,5(3.11,56 + 9) .....18,000 t
- Poutres transv<sup>les</sup> 2,5.0,3.0,4(13,56.3) .....12,200 t
- $\frac{1}{2}$  (murs exte<sup>res</sup> murs int Poteaux ) .....19,396 t

TOTAL.....135,14 t

\* PLANCHER COURANT:

- Corps creux: 9.(4,2 9).0,54 .....64,15 t
- Dalle pleine: 0,425.2,1.9.....8,030 t
- Bac à fleurs : 9.0,9.0,45.2.....7,290 t
- Murs ext: 2,5.0,272.(9.2 + 13,56.2 + 1,4).0,7.....22,140 t
- Murs int: 0,16.2,6 .0,7.( 9 3,6) .....3,600 t

- Poutres longitudinales:.....	19,000	t
- Poutres transversales: .....	14,900	t
- Poteaux : 13.1,004 .....	13,052	t
TOTAL .....		152,160 t

\* REZ DE CHAUSSÉE:

- Corps creux:.....	64,150	t
- Dalle pleine:.....	8,030	t
- Bac a fleurs :.....	7,290	t
- 1/2 Murs extérieurs .....	11,070	t
- 1/2 Murs intérieurs.....	1,800	t
- Poutres longitudinales :.....	19,000	t
- Poutres transversales :.....	14,900	t
- Poteaux :.....	13,052	t
- Voiles périphérique:0,7.2.(13,6 + 10,4).2,5.1,75.0,15...	22,050	t
TOTAL .....		161,340 t

SURCHARGES D'EXPLOITATION.

Pour les bâtiments à usage d'habitation, il est permis de prendre en considération la loi de dégression ci-dessous:

- 1o) Pour la toiture et le dernier étage, prendre la surcharge complète
- 2o) Réduire de 10% la surcharge de l'avant dernier étage.
- 3o) Réduire de 20% la surcharge sur l'étage en dessous.
- 4o) Réduire de 30% pour l'étage inférieur.
- 5o) Réduire de 40% pour l'étage inférieur à ce dernier.
- 6o) Réduire de 50% pour tous les autres étages; Rez de chaussée et sous-sol.

On aura donc:

- Niveau 5 :	$p = 100 \text{ kg/m}^2$ ; Terrasse inaccessible...	$P = 14,184$	t
- Niveau 4 :	$p = (175 + 75) \text{ kg/m}^2$ .....	$P = 35,370$	t
- Niveau 3 :	$p = 175.0,9 + 75 = 233 \text{ kg/m}^2$ .....	$P = 32,960$	t
- Niveau 2 :	$p = 175.0,8 + 75 = 215 \text{ kg/m}^2$ .....	$P = 30,421$	t
- Niveau 1 :	$p = 175.0,7 + 75 = 198 \text{ kg/m}^2$ .....	$P = 28,013$	t
- R.D.C :	$p = 175.0,6 + 75 = 180 \text{ kg/m}^2$ .....	$P = 25,458$	t

Niv	G+ P/5	6l (t)	6t (t)	6v	F1 (t)	Fv	Ft (t)
5	138,00	0,173	0,181	0,181	23,874		24,978
4	159,50	0,144	0,151	0,151	22,968		24,084
3	158,75	0,115	0,121	0,121	18,256		19,208
2	153,24	0,086	0,090	0,090	13,603		14,241
1	157,76	0,058	0,060	0,060	9,150		9,465
RDC	166,43	0,029	0,030	0,030	4,826		4,993

CALCUL DU CENTRE DE GRAVITE:

\* PLANCHER COURANT:

Pour aboutir à un résultat de bonne exactitude, nous choisirons les formules suivantes:

$$X_g = \frac{\sum X_i \cdot m_i}{\sum m_i}, \quad Y_g = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i}$$

Calculons tout d'abord ces sommes étape par étape.

\* Plancher:

$S_1 = 9 \cdot 8,6 = 77,4 \text{ cm}^2$	, $G_1 = 33,9$	, $\left( \begin{array}{l} x = 4,3 \text{ m} \dots\dots 145,775 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots 152,555 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$S_2 = 4 \cdot 2 \cdot 8,6 = 36,12 \text{ cm}^2$	, $G_2 = 15,82$	, $\left( \begin{array}{l} x = 5,7 \text{ m} \dots\dots 90,177 \text{ t.m} \\ y = 11,1 \text{ m} \dots\dots 175,600 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$S_3 = 5 \cdot 4 \cdot 2,1 = 11,34 \text{ cm}^2$	, $G_3 = 4,96$	, $\left( \begin{array}{l} x = 9,6 \text{ m} \dots\dots 47,930 \text{ t.m} \\ y = 6,3 \text{ m} \dots\dots 31,290 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$S_4 = 3 \cdot 6 \cdot 1,75 = 6,3 \text{ cm}^2$	, $G_4 = 2,75$	, $\left( \begin{array}{l} x = 9,5 \text{ m} \dots\dots 26,050 \text{ t.m} \\ y = 1,8 \text{ m} \dots\dots 4,950 \text{ t.m} \end{array} \right.$

---

TOTAUX:  $G = 57,43 \text{ t}$  ;  $X.G = 309,932 \text{ t.m}$   
 $Y.G = 364,395 \text{ t.m}$

\* Poutres:

-P <sub>1</sub>	$G_1 = 2,7 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \dots\dots\dots 0 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots y.G_1 = 12,15 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>2</sub>	$G_2 = 1,3 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 1,4 \text{ m} \dots\dots\dots X.G = 1,764 \text{ t.m} \\ y = 11,1 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 13,986 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>3</sub>	$G_3 = 3,96 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 5,0 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 19,800 \text{ t.m} \\ y = 6,6 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 26,136 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>4</sub>	$G_4 = 1,26 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 10 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 12,600 \text{ t.m} \\ y = 11,1 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 13,986 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>5</sub>	$G_5 = 2,70 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 8,6 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 23,220 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 12,150 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>6</sub>	$G_6 = 2,70 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 10,7 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 28,890 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 12,150 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>7</sub>	$G_7 = 4,413 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 5,35 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 23,610 \text{ t.m} \\ y = 0,0 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 0,0000 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>8</sub>	$G_8 = 4,413 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 5,35 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 23,610 \text{ t.m} \\ y = 9,00 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 39,723 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>9</sub>	$G_9 = 4,413 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 5,35 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 23,610 \text{ t.m} \\ y = 3,60 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 15,889 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-P <sub>10</sub>	$G_{10} = 3,547 \text{ t}$	.....	$\left( \begin{array}{l} x = 5,70 \text{ m} \dots\dots\dots x.G = 20,220 \text{ t.m} \\ y = 13,20 \text{ m} \dots\dots\dots y.G = 46,827 \text{ t.m} \end{array} \right.$

---

TOTAUX:  $G = 31,368 \text{ t}$  ;  $X.G = 177,324 \text{ t.m}$   
 $Y.G = 192,997 \text{ t.m}$

\* Murs intérieurs:

-m <sub>1</sub>	$G = 4,284 \text{ t}$	$\left( \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \dots\dots\dots 0 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots 19,278 \text{ t.m} \end{array} \right.$
-----------------	-----------------------	---



$m_2$	:	$G_2 = 4,093 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 4,3 \text{ m} \dots\dots x.G = 17,600 \text{ t.m} \\ y = 0 \text{ m} \dots\dots y.G = 0,000 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_3$		$G_3 = 4,284 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 8,6 \text{ m} \dots\dots x.G = 36,842 \text{ t.m} \\ y = 4,5 \text{ m} \dots\dots y.G = 19,278 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_4$		$G_4 = 1,999 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 10 \text{ m} \dots\dots x.G = 19,990 \text{ t.m} \\ y = 11,1 \text{ m} \dots\dots y.G = 22,190 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_5$		$G_5 = 4,093 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 5,7 \text{ m} \dots\dots x.G = 23,330 \text{ t.m} \\ y = 13,2 \text{ m} \dots\dots y.G = 54,020 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_6$		$G_6 = 1,999 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 1,4 \text{ m} \dots\dots x.G = 2,798 \text{ t.m} \\ y = 11,1 \text{ m} \dots\dots y.G = 22,190 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_7$		$G_7 = 1,47 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 0,7 \text{ m} \dots\dots x.G = 1,029 \text{ t.m} \\ y = 9,0 \text{ m} \dots\dots y.G = 13,230 \text{ t.m} \end{array} \right.$

---


$$G_t = 22,222 \text{ t}; \quad X.G = 101,589 \text{ t.m}$$

$$Y.G = 150,174 \text{ t.m}$$

\* Murs interieurs:

$-m_1$		$G_1 = 1,8 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 6,80 \text{ m} \dots\dots x.G = 12,24 \text{ t.m} \\ y = 3,60 \text{ m} \dots\dots y.G = 6,48 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_2$		$G_2 = 1,8 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 6,80 \text{ m} \dots\dots x.G = 12,24 \text{ t.m} \\ y = 9,00 \text{ m} \dots\dots y.G = 16,20 \text{ t.m} \end{array} \right.$
$-m_3$		$G_3 = 1,75 \text{ t} \dots\dots$	$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,50 \text{ m} \dots\dots x.G = 4,375 \text{ t.m} \\ y = 3,60 \text{ m} \dots\dots y.G = 6,300 \text{ t.m} \end{array} \right.$

---


$$G_t = 5,35 \text{ t}; \quad X.G = 28,855 \text{ t.m}$$

$$Y.G = 28,98 \text{ t.m}$$

\* Poteaux:

-File 1:	$G = 3,00 \text{ t} \dots\dots$	$x = 0$	$X.G = 0,000 \text{ t.m}$
-File 2:	$G = 2,00 \text{ t} \dots\dots$	$x = 1,4 \text{ m}$	$x.G = 2,800 \text{ t.m}$
-File 3:	$G = 4,00 \text{ t} \dots\dots$	$x = 5,0 \text{ m}$	$x.G = 20,000 \text{ t.m}$
-File 4:	$G = 4,00 \text{ t} \dots\dots$	$x = 10,0 \text{ m}$	$x.G = 40,000 \text{ t.m}$

---

	$G_t = 13,000 \text{ t}$		$X.G = 62,800 \text{ t.m}$
-File 5:	$G = 3,00 \text{ t} \dots\dots$	$y = 0 \text{ m}$	$y.G = 0,000 \text{ t.m}$
-File 6:	$G = 3,00 \text{ t} \dots\dots$	$y = 3,6 \text{ m}$	$y.G = 10,80 \text{ t.m}$
-File 7:	$G = 4,00 \text{ t} \dots\dots$	$y = 9,0 \text{ m}$	$y.G = 36,00 \text{ t.m}$
-File 8:	$G = 3,00 \text{ t} \dots\dots$	$y = 13,2 \text{ m}$	$y.G = 39,600 \text{ t.m}$

---


$$G_t = 13,000 \text{ t}; \quad Y.G = 86,470 \text{ t.m}$$

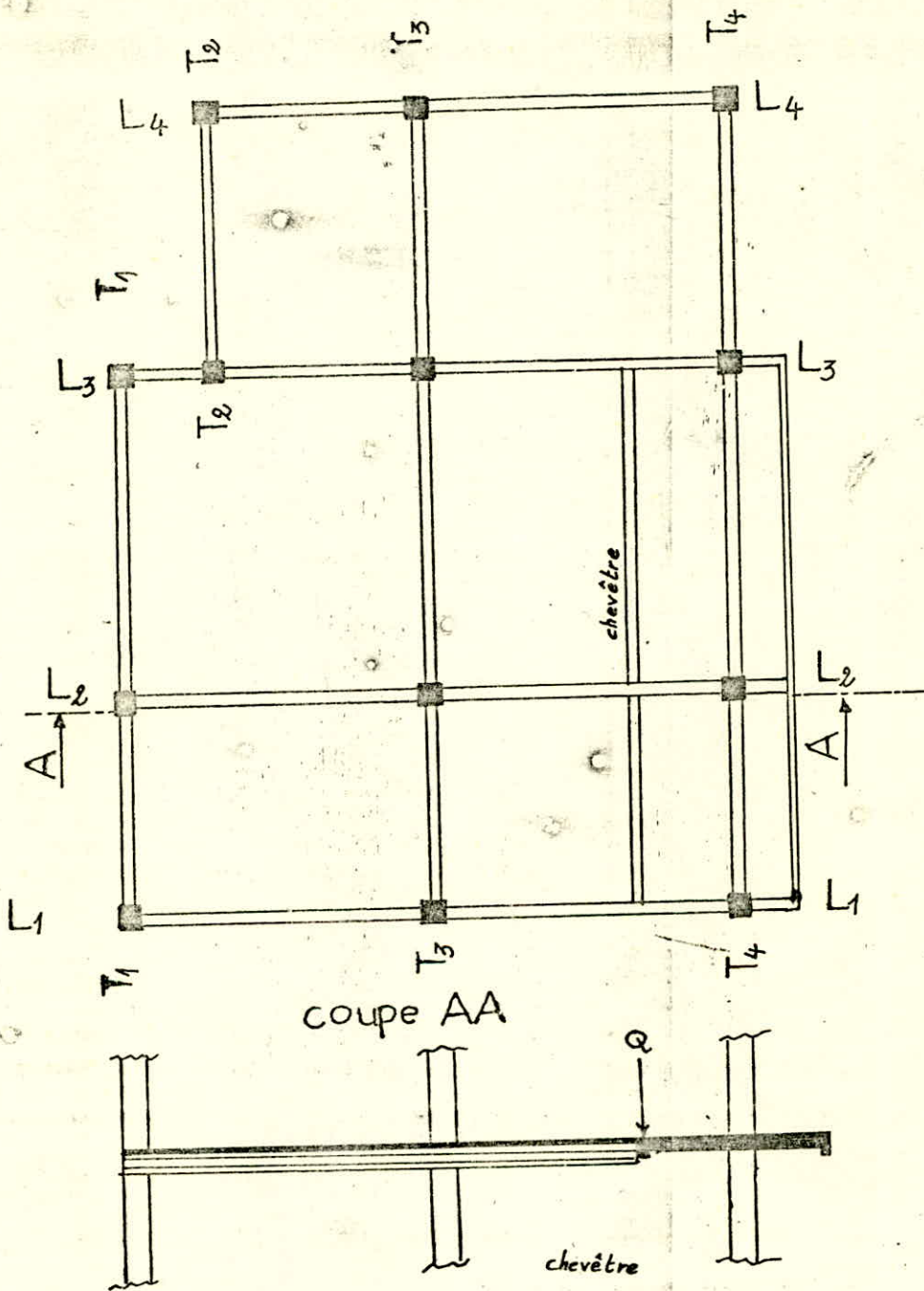
\* Bacs a fleurs:

$$G = 7,29 \text{ t} \dots\dots \left\{ \begin{array}{l} x = 10,700 \text{ m} \quad x.G = 78,0 \text{ t.m} \\ y = 4,500 \text{ m} \quad y.G = 32,8 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

On appliquant les formules précédentes, on aura:

$$x_g = \frac{\sum x.G}{G_t} = \underline{5,55 \text{ m}}; \quad y_g = \frac{\sum y.G}{G_t} = \underline{6,26 \text{ m}}$$

# DESIGNATION DES PORTIQUES



VUE EN PLAN DU BLOC DE DROITE

REPARTITION DES EFFORTS SISMQUES HORIZONTALS SUR LES # PORTIQUES:

[J)/] METHODE DE [J)/]UTO  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

INTRODUCTION: C'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux, basée sur les rigidités de niveau. Elle nous permet en premier lieu la distribution des efforts tranchants dans les différents portiques, en deuxième lieu d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et poutres.

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

DOMAINE D'APPLICATION:

Cette méthode s'applique aux bâtiments à étages constitués de planchers monolithiques, ayant une ossature auto-stable (poutres-poteaux), reprenant la totalité des charges horizontales, et verticales.

- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- La raideur ( $I/L$ ) des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux.
- Les raideurs ( $I/L$ ) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes.
- La raideur ( $I/h$ ) d'un même poteau ne doit pas trop varier entre étages adjacents.

ETAPES DE CALCUL:

- On calculera pour chaque poteau une rigidité linéaire ( $I/H$ ), qui sera corrigée par un coefficient qui dépend de la raideur ( $I/L$ ) des poutres assurant l'encastrement des deux extrémités du poteau.
- On calcul la rigidité de niveau des différents portiques constituant l'ossature résistante aux forces horizontales dans les deux directions.
  - On détermine la position du centre de torsion, on admettant que pour tous les niveaux elle est située sur une même verticale.
  - On calcul des rigidités totales au niveau de chaque étage à la translation suivant  $ox$ ,  $oy$ , et la rotation.
  - On calcul les efforts tranchants de \*niveau\* dans les # portiques.
  - On vérifie si les déplacements relatifs de niveau les plus importants sont acceptables vis à vis des règles en vigueur ( $i/1000$ , CTC)
- Si ces déplacements ne sont pas acceptables, on doit revoir le dimensionnement de l'ossature (Augmenter l'inertie des poteaux, poutres)
- On calcul l'effort tranchant dans les # poteaux, et leurs points de moment nul.
  - On détermine les moments dans les poteaux.
  - Calcul des moments dans les poutres.

Calcul de l'inertie équivalente d'un portique:

La marche de calcul est basée sur la détermination des coefficients de correction  $a_j$  qui seront déterminés comme suivant:

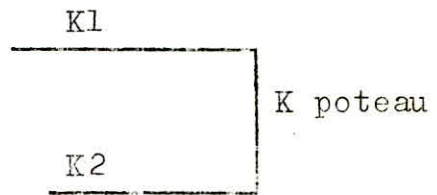
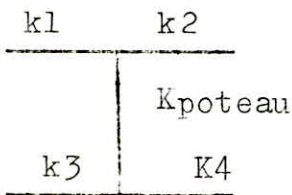
a) On se donne une distribution d'efforts tranchants cohérents avec le type de sollicitation (vent ou seisme) et d'intensité  $i$ .

b) On calcul pour chaque étage les rigidités linéaires de poteaux et des poutres, puis des  $a_j$  (coefficient de correction), et  $\bar{K}$

ETAGE COURANT:

$$\bar{K} = \frac{K \text{ poutres}}{2 \cdot K \text{ poteau}}$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

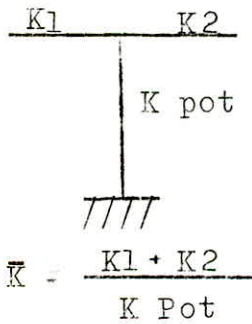


$$\bar{K} = \frac{K1 + K2 + K3 + K4}{2 \cdot K \text{ Pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K1 + K2}{2 \cdot K \text{ Pot}}$$

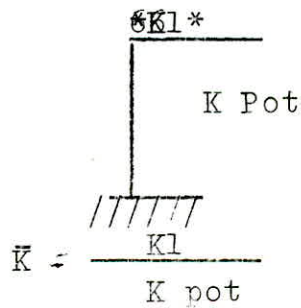
$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

REZ DE CHAUSSEE.



$$\bar{K} = \frac{K1 + K2}{K \text{ Pot}}$$

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



$$\bar{K} = \frac{K1}{K \text{ pot}}$$

( Cas d'l encastrement)

On calcul la rigidité à chaque niveau:

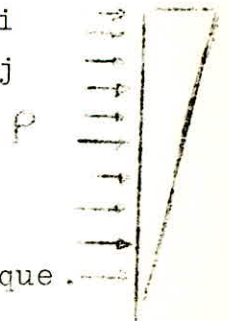
$$R_j = \sum r_j^i = \frac{12 \cdot E}{h_j} \sum a_j^i \cdot K_j^i$$

Déplacement du sommet du portique :

$$f = \frac{\sum T_j}{R_j}$$

On connaît d'autre part par les formules de R.D.M que .

$$f = \frac{P \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I_e} \quad \text{d'ou} \quad I_e = \frac{P \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot f}$$

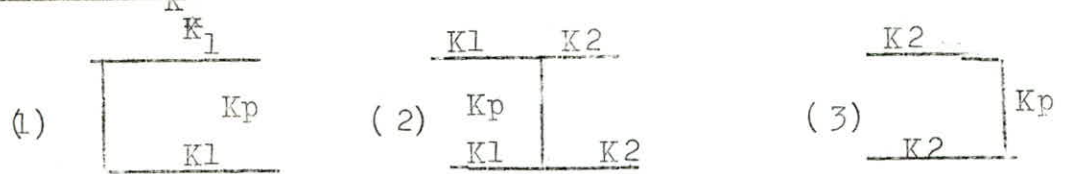


Nota: Nous voyons inutile de procéder aux calcul des inerties équivalentes car la distribution des efforts sur (portiques et poteaux) peut se faire par les rigidités.

ALCUL DES RIGIDITES:

Coliques longitudinaux (L<sub>1</sub>-L<sub>1</sub>) & (L<sub>2</sub>-L<sub>2</sub>) Semblables.

Niveau courant:



$$K1 = \frac{0,3 \cdot 0,55^3}{12,5} = 0,83 \cdot 10^{-3} = K2$$

$$Kp = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12 \cdot 2,5} = 8,533 \cdot 10^{-4}$$

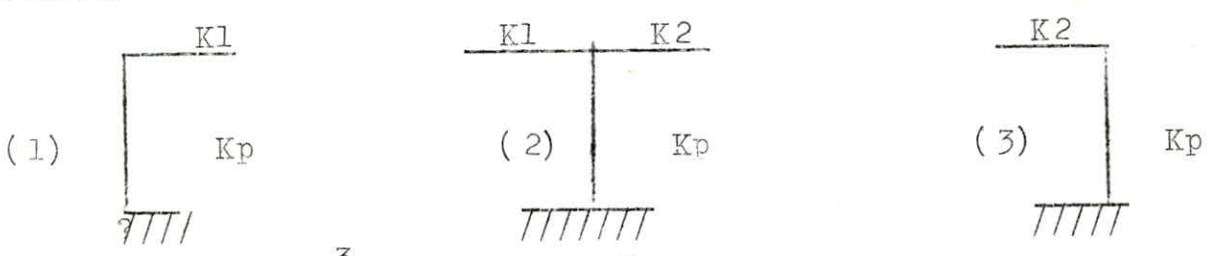
On appliquons les formules precedentes on aura:

- (1)-  $\bar{K} = 0,973 \dots \dots \dots a = 0,327$
- (2)-  $\bar{K} = 1,945 \dots \dots \dots a = 0,493$
- (3)-  $\bar{K} = 0,973 \dots \dots \dots a = 0,327$

$$R_{jx} = \frac{12 \cdot 3,52}{(2,5)^2} (0,327 + 0,492 + 0,327) \cdot 8,533 \cdot 10^2$$

Soit  $R_{jx} = 6609 \text{ t/m}$  Avec  $E = 21000 \cdot \sqrt{6'_{28}} = 3,52 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

Niveau R.D.C



$$K1 = \frac{0,3 \cdot 0,55^3}{12,5} = 0,83 \cdot 10^{-3} = K2, \quad Kp = 8,533 \cdot 10^{-4}$$

- (1)-  $\bar{K} = 0,973 \dots \dots \dots a = 0,495$
- (2)-  $\bar{K} = 1,945 \dots \dots \dots a = 0,619$
- (3)-  $\bar{K} = 0,973 \dots \dots \dots a = 0,495$

d'ou par analogie on aura:  $R_{jx} = 9279 \text{ t/m}^2$

PORTIQUE (L<sub>3</sub>-L<sub>3</sub>): (Etage courant) et RDC.

RDC:  $K1 = 2,8 \cdot 10^{-4}$ ;  $K2 = 1,155 \cdot 10^{-3}$ ;  $K3 = 0,83 \cdot 10^{-3}$ ;  $Kp1 = 2,7 \cdot 10^{-4}$

E. courant:



$$K1 = \frac{0,3 \cdot 0,25^3}{12 \cdot 1,4} = 2,8 \cdot 10^{-4} ; \quad K2 = \frac{0,3 \cdot 0,55^3}{1,2 \cdot 3,6} = 1,155 \cdot 10^{-3}$$

$$K3 = \frac{0,4 \cdot 0,55^3}{12 \cdot 5} = 0,83 \cdot 10^{-3} ; \quad Kp1 = 2,7 \cdot 10^{-4}$$

$$Kp2 = 8,533 \cdot 10^{-4}$$

- (1) -  $\bar{K} = 1,037 \dots\dots\dots a = 0,341$   
 (2) -  $\bar{K} = 5,310 \dots\dots\dots a = 0,726$   
 (3) -  $\bar{K} = 2,326 \dots\dots\dots a = 0,537$   
 (4) -  $\bar{K} = 0,937 \dots\dots\dots a = 0,327$

$$* R_{jx} = \frac{12 \cdot 3,52 \cdot 10^2}{(2,5)^2} \left[ (0,341 + 0,726) \cdot 2,7 + (0,537 + 0,326) \cdot 8,533 \right]$$

$$\underline{\underline{R_{jx} = 8992,6 \text{ t/m} / \quad R_{jx} = 6922 \text{ t/m} /}}$$

Pour RDC

$$* R_{jx} = \frac{12 \cdot 3,52 \cdot 10^2}{(2,5)^2} \left[ (0,506 + 0,794) \cdot 2,7 + (0,653 + 0,495) \cdot 8,5 \right]$$

$$\underline{\underline{R_{jx} = 8992,6 \text{ t/m} /}}$$

-Portique (L4-L4) :

	(1)	(2)	(3)
<u>Etage courant:</u>	K1	KL   K2	K2
	K1	K1   K2	K2

- (1) -  $\bar{K} = 1,535 \dots\dots\dots a = 0,403$   
 (2) -  $\bar{K} = 2,326 \dots\dots\dots a = 0,537$   
 (3) -  $\bar{K} = 0,973 \dots\dots\dots a = 0,327$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \underline{\underline{R_{jx} = 7300 \text{ t/m} /}}$$

Rez de chaussee:

- (1) -  $\bar{K} = 1,353 \dots\dots\dots a = 0,532$   
 (2) -  $\bar{K} = 2,326 \dots\dots\dots a = 0,653$   
 (3) -  $\bar{K} = 0,973 \dots\dots\dots a = 0,495$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \underline{\underline{R_{jx} = 9803,8 \text{ t/m} /}}$$

\* CALCUL DES RIGIDITES DES PORTIQUES TRANSVERSAUX:

Portique (T1-T1):

K1	K1   K2	K2
Kp	Kp	Kp1
K1	K1   K2	K2



DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT DE NIVEAU REVENANT A CHAQUE  
PORTIQUE.

La force résultante  $F_j$  due au séisme appliquée au plancher (j) passe par le point  $G_j$  (centre de gravité du plancher (j), cas de séisme).

L'effort tranchant de l'étage (j),  $\overline{T}_{jx}$  dans la direction x passant par  $G_j$  est équivalent à  $\overline{T}_{jx}$  passant par  $C_j$  (centre de torsion) plus un couple de torsion  $(\overline{T})_{jx} = \overline{T}_{jx} \cdot Y_G$ .

D'où sous l'action de  $\overline{T}_{jx}$  il en résulte:

a) Un effort tranchant  $T_{jx}^{(L)}$  de niveau (j) dans un portique longitudinal (L) quelconque donné par:

$$T_{jx}^{(L)} = \overline{T}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(L)}}{R_{jx}} + \overline{T}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(L)} \cdot Y_j^{(L)}}{R_{j\theta}} \cdot Y_G$$

b) Un effort tranchant  $T_{jy}^{(t)}$  de niveau (j) dans un portique transversal (t) quelconque donné par:

$$T_{jy}^{(t)} = \frac{\overline{T}_{jx} \cdot Y_G}{R_{j\theta}} \cdot R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}$$

Sous l'action de  $\overline{T}_{jy}$ , on obtient des expressions analogues soient:

$$T_{jy}^{(t)} = \overline{T}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} + \overline{T}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}}{R_{j\theta}} \cdot X_G$$

$$T_{jx}^{(L)} = \overline{T}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(L)} \cdot Y_j^{(L)}}{R_{j\theta}} \cdot X_G$$

- Avec:
- \*  $R_{jx}^{(L)}$  : Rigidité relative de niveau (j) du portique longitudinal courant (L)
  - \*  $R_{jy}^{(t)}$  : Rigidité relative de niveau (j) du portique transversal courant (t).
  - \*  $R_{j\theta}$  : Rigidité à la torsion de l'étage (j), donnée par la formule ci-dessous:

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^n R_{jy}^{(t)} \cdot (X_j^{(t)})^2 + \sum_{L=1}^m R_{jx}^{(L)} \cdot (Y_j^{(L)})^2$$

CALCUL DES RIGIDITES DE TORSION POUR CHAQUE ETAGE:

\* PLANCHER COURANT

On dresse les tableaux suivants:



Niveau courant

$R_{jy}^{(t)}$	$(X_j^{(t)})^2$	$R_{jx}^{(1)}$	$(Y_j^{(L)})^2$	$R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}$	$R_{jx}^{(L)} \cdot Y_j^{(L)}$
3648,78	38,788	6609	48,13	141499,6	318091,17
1803,20	23,300	6609	11,14	42014,56	73624,26
5691,90	1,500	6922	4,25	8537,85	29418,5
5691,90	14,230	7300	39,20	80995,7	286160,00

$$R_{j0} = 273047,7 + 707293,9 = 980341,6 \text{ (t/m)}$$

Niveau R.D.C

$R_{jy}^{(t)}$	$(X_j^{(t)})^2$	$R_{jx}^{(L)}$	$(Y_j^{(L)})^2$	$R_{jy} \cdot X_j^2$	$R_{jx} \cdot Y_j^2$
6069	38,78	9279	48,13	235355,8	446598,27
3244	23,30	9279	11,14	75585,2	103368
10028,7	1,5	8992,6	4,25	15043	38218,5
10028,7	14,23	9803,8	39,2	142708,4	384308,9

RESUME

$$R_{j0} = 468692,4 + 972403,72 = 1441186 \text{ (t/m)}$$

	Étage courant	Rez de chaussée.
$R_{jx}$ t/m	27440	37354,8
$R_{jy}$ t/m	16835,78	29370,4
$R_{j0}$	980341,6	1441186

Tableau donnant  $\bar{T}_{jx}$  et  $\bar{T}_{jy}$  :

Niveau	$F_t$ (t)	$\bar{T}_{jx}$ (t)	$\bar{T}_{jy}$ (t)
* 5	25,00	25,00	25,00
4	49,00	49,00	49,00
3	68,20	68,20	68,20
* 2	82,44	82,44	82,44
1	91,90	91,90	91,90

Determination de la position du centre de torsion pour chaque etage

Nous appliquons la formule du barycentre qui nous donne:

$$X_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^t \cdot X_j^t}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^t} ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum_{L=1}^{L=m} R_{jx}^L \cdot Y_j^L}{\sum_{L=1}^{L=m} R_{jx}^L}$$

Tableau donnant X<sub>cj</sub>:

	R <sub>jy</sub>	t X <sub>j</sub>	R <sub>jy</sub> <sup>t</sup> · X <sub>j</sub> <sup>t</sup>
(T1-T1)	3648,78	0	0
(T2-T2)	1803,20	1,4	2524,48
(T3-T3)	5691,90	5,0	28459,5
(T4-T4)	5691,9	10	56919,00
	16835,78	t/m	87902,98 t

$$X_{cj} = \frac{87902,98}{16835,78} = 5,22 \text{ m}$$

Par analogie on trouve:  $Y_{cj} = 6,65 \text{ m}$

RISUME:

$$\begin{aligned} X_{cj} &= 5,22 \text{ m} \dots\dots\dots X_G = 5,55 \text{ m} \\ Y_{cj} &= 6,65 \text{ m} \dots\dots\dots Y_G = 6,26 \text{ m} \end{aligned}$$

- dx = 5,55 - 5,22 = 0,33 m
- dy = 6,65 - 6,26 = 0,39 m

Le complément aux règles parasismiques CTC impose de considerer une torsion d'ensemble égale au maximum de ( 5 % ) de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau. Cette torsion résulte de l'excentricité de la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse par rapport au centre de torsion.

$$\text{Alors: } d = \frac{5}{100} \cdot L_x = 67,8 \text{ cm}$$

\* LES EFFORTS TRANCHANTS DUS A " $T_{jx}$ " Dans chaque portique sont:

PORTIQUE	ETAGE COURANT		REZ DE CHAUSSEE	
$L_1-L_1$	$R_{jx}^L / R_{jx}$	$R_{jx}^L \cdot Y_i \cdot Y_G / R_{j\theta}$	$R_{jx}^L / R_{jx}$	$R_{jx}^L \cdot Y_i \cdot Y_G / R_{j\theta}$
$L_1 - L_1$	0,240	-0,031	0,247	- 0,030
$L_2 - L_2$	0,240	-0,015	0,247	-0,014
$L_3 - L_3$	0,252	0,0098	0,244	0,0089
$L_4 - L_4$	0,266	0,031	0,261	0,0288

\* EFFORTS  $T_{jx}^L$  CREES PAR  $g \cdot T_{jx}$  - DANS CHAQUE PORTIQUE LONGITUDINAL:

Niveau	$T_{jx}$	$L_1 - L_1$	$L_2 - L_2$	$L_3 - L_3$	$L_4 - L_4$
5	25	5,225	5,625	6,645	7,425
4	49	10,24	11,025	12,82	14,553
3	68,2	14,25	15,345	17,85	20,25
2	82,44	17,229	18,549	21,58	24,48
1	91,9	19,94	21,41	23,24	26,63

\* EFFORTS  $T_{jy}^t$  CREES PAR  $o \cdot T_{jx}$

		$T_1 - T_1$	$T_2 - T_2$	$T_3 - T_3$	$T_4 - T_4$
E,C	$R_{jy}^t \cdot X_j^t \cdot Y_G / R_{j\theta}$	-0,015	-0,006	-0,005	0,014
RDC	$R_{jy}^t \cdot X_j^t \cdot Y_G / R_{j\theta}$	-0,017	-0,007	-0,006	0,017
Niv	5	-0,375	-0,15	-0,125	0,350
//	4	-0,735	-0,294	-0,245	0,686
//	3	-1,023	-0,409	-0,341	0,954
//	2	-1,236	-0,494	-0,412	1,154
//	1	-1,56	-0,643	-0,551	1,562

Lorsque l'effort  $T_{jy}$  agit, les efforts tranchants dans les portiques seront: (Tableaux 2 et 3)

/	Étage	← courant	(Étage)	H.D.C
/	$R_{jy}^{(t)} / R_{jy}$	$R_{jy}^{(t)} \cdot X_i \cdot X_G / R_{j\theta}$	$R_{jy}^{(t)} / R_{jy}$	$R_{jy}^{(t)} \cdot X_i \cdot X_G / R_{j\theta}$
$T_1 - T_1$	0,216	-0,015	0,208	- 0,017
$T_2 - T_2$	0,107	-0,006	0,110	-0,007
$T_3 - T_3$	0,338	-0,005	0,341	-0,006
$T_4 - T_4$	0,338	0,015	0,341	0,017

\* EFFORTS TRANCHANTS  $T_{jy}^{(t)}$  DANS CHAQUE PORTIQUE EN Tonnes:

Niveau	$T_{jy}$	$T_1 - T_1$	$T_2 - T_2$	$T_3 - T_3$	$T_4 - T_4$
5	25	5,025	2,525	8,325	8,825
4	49	9,849	4,949	16,317	17,297
3	68,2	13,708	6,888	22,710	24,074
2	82,44	16,570	8,326	27,450	29,101
1	91,90	17,369	9,465	30,786	32,900

\* EFFORTS TRANCHANTS  $T_{jx}^L$  DANS LES PORTIQUES LONGITUDINAUX CRÉÉS PAR  $T_{jy}$

/	$L_1^* L_1$	$L_2 - L_2$	$L_3 - L_3$	$L_4 - L_4$
E.C $R_{jx}^L \cdot Y_j^L \cdot X_G / R_{j\theta}$	-0,0317	-0,015	0,010	0,031
RDC $R_{jx}^L \cdot Y_G^L \cdot X_G / R_{j\theta}$	-0,030	-0,014	0,010	0,029
Niv 5	- 0,792	-0,375	0,25	0,775
// 4	-1,553	-0,735	0,49	1,519
// 3	-2,162	-1,023	0,682	2,114
// 2	-2,613	-1,236	0,824	2,555
// 1	-2,757	-1,286	0,919	2,665

EFFORTS TOTAUX DANS CHAQUE PORTIQUE: Ils s'obtiennent en faisant le cumule des efforts calculés précédemment:

SENS LONGITUDINAL

Niveau	$L_1 - L_1$	$L_2 - L_2$	$L_3 - L_3$	$L_4 - L_4$
5	4,433 t	5,250 t	6,735 t	8,20 t
4	8,687 t	10,290 t	13,31 t	16,072 t
3	12,088 t	14,322 t	18,532 t	22,364 t
2	14,616 t	17,313 t	22,400 t	27,035 t
1	17,183 t	20,124 t	24,159 t	29,295 t

SENS TRANSVERSAL

Niveau	$T_1 - T_1$	$T_2 - T_2$	$T_3 - T_3$	$T_4 - T_4$
5	4,650 t	2,375 t	8,200 t	9,175 t
4	9,114 t	4,655 t	16,072	17,983
3	12,685 t	6,479 t	22,369 t	25,028 t
2	15,334 t	7,832 t	27,038 t	30,255 t
1	15,810 t	8,822 t	30,235 t	34,462 t

CALCUL DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE NIVEAU (j) DANS LES DEUX SENS:

\* PORTIQUES ( $L_4-L_4$ ), ET ( $T_4-T_4$ )

Niv	$T_{jx} (t)$	$T_{jy} (t)$	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jy} (t/m)$	$j_x (m)$	$j_y (m)$
5	9,175	8,20	7300	5691,9	$1,12 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$
4	16,072	17,983	7300	5691,9	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$3,16 \cdot 10^{-3}$
3	22,364	25,028	7300	5691,9	$3,06 \cdot 10^{-3}$	$4,39 \cdot 10^{-3}$
2	27,035	30,255	7300	5691,9	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$5,3 \cdot 10^{-3}$
1	29,295	34,462	9803,8	10028,7	$2,98 \cdot 10^{-3}$	$3,43 \cdot 10^{-3}$

.Détermination de la position du point de moment nul:

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

$$Z = Y.h \quad \text{Avec } Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

$Y_0$  : Coefficient dépendant de  $\bar{K}$ , du nombre de niveau que comporte le portique et du numéro du niveau considéré (Tableaux let2 du bulletin du C.T.C ).

$Y_1$ : Terme de correction dû à la variation de la Rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et, inférieures (Tableau 4).

Il est fonction de K et de  $\alpha_1$ , Avec:

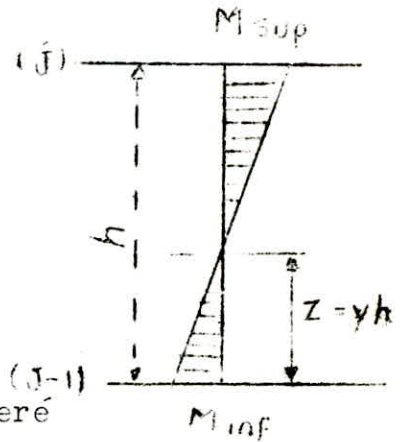
$$\alpha_1 = \frac{K1 + K2}{K3 + K4} \quad \dots \text{Poutres supérieures.}$$

$$\alpha_1 = \frac{K1 + K2}{K3 + K4} \quad \dots \text{Poutres inférieures.}$$

$Y_2$ : Terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage, de l'étage supérieur adjacent est donné par le tableau No 5, en fonction de  $\alpha_2$  et  $\bar{K}$ ,  $\alpha_2 = hs/h$ , h; du niveau considéré

$Y_2 = 0$  pour le dernier niveau.

$Y_3$ : Terme de correction dû à la variation de la hauteur de l'étage inférieur adjacent, est donné par le tableau No 5, en fonction de  $\alpha_3$  et  $\bar{K}$  (pour le 1er niveau  $Y_3 = 0$ )  $\alpha_3 = hi/h$ ; H : du niv considéré.



. Détermination des moments en tête de poteaux:

Une fois le point d'inflexion (moment nul) est déterminé, connaissant d'autre part l'effort horizontal appliqué à ce poteau. Les moments en tête de poteaux s'obtiennent par les formules classiques de R.D.M.

$$M_{sup} = t.(h-z)$$

\* t: effort dans chaque poteau.

$$M_{inf} = t.z$$







$$z = Y.h \quad (Y \text{ de ci-dessus})$$





Pour le calcul de t nous dresserons des tableaux dont les coefficients seront:

$$t_j^i = \frac{a_j^i \cdot K_j^i}{D_j} \cdot T_j$$

\* Nota: La structure de notre bâtiment ne présente aucune variation de niveau, et aucune variation des hauteurs entre étages. Donc les valeurs de  $Y_2$ ,  $Y_3$  seront nulles dans les tableaux.

\* TABLEAU X DONNANT ( $t_{jx}$ ) dans les poteaux des portiques ( $L_1-L_1$ ) & ( $L_2-L_2$ )

Niveau	5	5	4	4	3	3
Type de poteaux						
aj.Kj	4,198	2,79	4,198	2,79	4,198	2,79
T jx	5,25	5,25	10,29	10,29	14,322	14,322
D jx	9,778	9,778	9,778	9,778	9,778	9,778
t jx	2,25	1,49	4,42	2,94	6,15	4,08

2	2	1	1
			
4,198	2,79	5,282	4,223
17,3313	17,313	20,124	20,124
9,778	9,778	13,729	13,729
7,43	4,94	7,74	6,19

\* RESUME : Le tableau ci-dessous donne l'effort tranchant dans chaque poteau

Niveau	Portique ( $L_1 - L_1$ )			Portique ( $L_2 - L_2$ )		
	Pot (1)	Pot (2)	Pot (3)	Pot (1)	Pot (2)	Pot (3)
5	1,26	1,90 t	1,26	1,49	2,25	1,49
4	2,48	3,73	2,48	2,94	4,42	2,94
3	3,45	5,19	3,45	4,08	6,15	4,08
2	4,17	6,27	4,17	4,94	7,43	4,94
1	5,28	6,61	5,28	6,19	7,74	6,19

\* DEPLACEMENTS RELATIFS DES PORTIQUES (L3-L3) & (T3-T3): Moins défavorables que : (L4-L4) & (T4-T4)

PORTIQUES (L2-L2) & (T2-T2):

Niveau	R <sub>jx</sub> (t/m)	R <sub>jy</sub>	T <sub>jx</sub> (t)	T <sub>jy</sub> (t)	δ <sub>jx</sub>	δ <sub>jy</sub>
5	6609	1803,2	5,250	2,375	0,79.10 <sup>-3</sup>	1,3.10 <sup>-3</sup>
4	6609	1803,2	10,29	4,655	1,5.10 <sup>-3</sup>	2,5.10 <sup>-3</sup>
3	6609	1803,2	14,322	6,479	2,16.10 <sup>-3</sup>	3,59.10 <sup>-3</sup>
2	6609	1803,2	17,313	7,832	2,62.10 <sup>-3</sup>	4,34.10 <sup>-3</sup>
1	9279	3244,0	20,124	8,822	2,16.10 <sup>-3</sup>	2,72.10 <sup>-3</sup>

\* DEPLACEMENTS RELATIFS DES PORTIQUES (L<sub>1</sub>-L<sub>1</sub>) & (T<sub>1</sub>-T<sub>1</sub>)

Niveau	R <sub>jx</sub>	R <sub>jy</sub>	T <sub>jx</sub>	T <sub>jy</sub>	δ <sub>jx</sub>	δ <sub>jy</sub>
5	6609	3650	4,433	4,65	0,67 .10 <sup>-3</sup>	1,27.10 <sup>-3</sup>
4	6609	3650	8,687	9,114	1,3.10 <sup>-3</sup>	2,5.10 <sup>-3</sup>
3	6609	3650	12,088	12,685	1,8.10 <sup>-3</sup>	3,47 .10 <sup>-3</sup>
2	6609	3650	14,616	15,334	2,2.10 <sup>-3</sup>	4,2 .10 <sup>-3</sup>
1	9279	6069	17,183	15,810	1,85.10 <sup>-3</sup>	2,6 .10 <sup>-3</sup>

\* CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU (j) DANS LES POTEAUX:

L'effort tranchant de niveau du portique courant est distribué dans les différents poteaux de ce portique en fonction de leurs rigidités.

dans notre cas , les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur,

d'où:

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^i \cdot K_j^i}{\sum_{i=1}^n a_j^i \cdot K_j^i} \cdot T_j \quad \text{Avec : } t_j^i \text{ : effort tranchant du poteau(i) de l'étage "j"}$$

On écrit  $t_j^{(i)}$  sous la forme suivante:

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^i \cdot K_j^i}{D_j} \cdot T_j$$



\* Par analogie les efforts dans les autres portiques seront:

- PORTIQUES (L3 -L3) & (L4-L4)

	(L3-L3)	(L3-L3)	(L3-L3)	(L3-L3)	Portique (L4-L4)		
Niveau	Pot(1)	Pot (2)	Pot (3)	Pot(4)	Pot(1)	Pot(2)	Pot (3)
5	0,61	1,3	3,04	1,8	2,61	3,47	2,11
4	1,19	2,55	5,95	3,6	5,11	6,80	4,14
3	1,66	3,55	8,29	5,03	7,11	9,47	5,77
2	2,00	4,29	10,0	6,08	8,60	11,45	6,97
1	2,47	3,88	10,11	7,66	9,5	11,25	8,52

\* PORTIQUES TRANSVERSAUX: (Efforts dans les poteaux.)

	Portique ( T3-T3)				Portique (T4-T4).			
Niveau	Pot(1)	Pot(2)	Pot(3)	Pot(4)	Pot(1)	Pot(2)	Pot(3)	Pot(4)
5	1,7	2,56	2,4	1,51	1,9	2,86	2,69	1,68
4	3,32	4,99	4,69	2,94	3,73	5,61	5,27	3,31
3	4,65	6,98	6,56	4,11	5,33	7,80	7,33	4,6
2	5,61	8,43	7,92	4,97	6,28	9,44	8,87	5,57
1	7,00	8,35	8,13	5,91	7,99	9,52	9,27	7,64

	Portique (T <sub>1</sub> -T <sub>1</sub> )			Portique (T <sub>2</sub> -T <sub>2</sub> )	
Niveau	Pot(1)	Pot(2)	Pot(3)	Pot(1)	Pot(2)
5	1,51	2,26	0,86	0,41	1,38
4	2,94	4,44	1,69	1,94	2,71
3	4,14	6,18	2,35	2,70	3,77
2	4,97	7,48	2,84	3,27	4,56
1	6,05	7,22	2,51	2,75	6,04

Rappels: Les lettres (T-T) , (l-L) ; ne sont que des symboles désignant les portiques transversaux et, longitudinaux

\* Position du point d'inflexion: Portiques longitudinaux(L1-L1),(L2-L2)

Niveau	5		4		3		2		1	
Type de Poteaux										
$\bar{K}$	1,945	0,973	1,945	0,973	1,945	0,973	1,945	0,973	1,945	0,973
$Y_0$	0,397	0,350	0,450	0,450	0,497	0,450	0,50	0,50	0,61	0,650
$Y_1$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y_2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y_3$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y$	0,397	0,350	0,45	0,45	0,497	0,45	0,50	0,50	0,61	0,65
$Z = Y.h$	1,30	1,07	1,377	1,377	1,52	1,377	1,53	1,53	1,86	1,99

\* Point de moment nul : Portique transversal (T2-T2).

Niveau	5		4		3		2		1	
Type de Poteau										
$\bar{K}$	1,4	0,445	1,4	0,445	1,4	0,445	1,4	0,445	1,4	0,445
$Y_0$	0,37	0,27	0,45	0,37	0,47	0,45	0,50	0,53	0,63	0,78
$Y_1$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y_2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y_3$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$Y$	0,37	0,27	0,45	0,37	0,47	0,45	0,50	0,53	0,63	0,78
$Z = Y.h$	1,13	0,83	1,37	1,13	1,44	1,37	1,53	1,53	1,93	2,38

\* Moments superieurs et inferieurs dans les poteaux:

- Portique (L2-L2):

Niveau	5	4		3		2		1		
Poteau	[	I	L	I	C	I	F	I	C	I
Z	1,07	1,3	1,377	1,377	1,377	1,52	1,53	1,53	1,99	1,86
t <sub>jx</sub>	1,49	2,25	2,94	4,42	4,08	6,15	4,94	7,43	6,19	7,74
M sup	2,96	3,96	4,95	7,44	6,86	9,47	7,55	11,37	6,63	9,29
M inf	1,59	2,92	4,04	6,08	5,62	9,35	7,55	11,37	12,3	14,4

- Portique (T2-T2):

Poteau	(1)	(2)	(B)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
Z	1,13	0,83	1,37	1,13	1,44	1,37	1,53	1,53	1,93	2,38
t <sub>jy</sub>	0,41	1,38	1,94	5,23	2,70	3,77	3,27	4,56	2,75	6,04
M sup	0,79	3,09	3,273	5,23	4,37	6,37	5,00	6,56	3,107	4,107
M inf	0,46	1,13	2,65	3,06	3,88	5,16	5,00	7,38	5,30	14,37

- Portique (T1-T1):

Niveau	Poteau (1)		Poteau (B) "2)		Poteau (3)	
	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf
5 <sup>3</sup> ,	3,23	1,39	4,49	2,42	1,68	0,94
4	5,42	3,60	8,16	5,41	2,85	2,31
3	6,99	5,67	10,44	8,46	4,11	3,07
2	7,60	7,60	11,44	11,44	4,34	4,34
1	5,02	13,49	7,72	14,36	2,73	4,89

\* Portique (L4-L4)

Niveau	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)	
	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf
5	5,06	2,92	6,20	4,406	4,20	2,26
4	8,60	7,036	11,15	9,656	6,96	5,7
3	11,66	10,10	14,5	14,50	9,71	7,94
2	13,2	13,2	17,5	17,5	10,66	10,66
1	10,7	18,3	14,5	19,9	9,12	16,95

\* Portique :(13-L3)

Niveau	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)		Poteau (4)	
	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf
5	1,21	0,65	2,18	1,79	5,44	3,86	3,582	1,93
4	2,07	1,56	3,9	3,90	9,76	8,45	6,05	4,96
3	2,79	2,28	5,43	5,43	12,68	12,68	8,45	6,93
2	3,06	3,06	6,56	6,56	15,30	15,30	9,3	9,3
1	2,64	4,91	5,35	6,52	13,0	17,89	8,2	15,24

\* Portique (T1-T1):

Niveau	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)	
	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf
5	3,23	1,39	4,49	2,42	1,68	0,94
4	5,42	3,60	8,16	5,41	2,85	2,31
3	6,99	5,67	10,44	8,46	4,11	3,07
2	7,60	7,60	11,44	11,44	4,34	4,34
1	5,02	13,49	7,72	14,36	2,78	4,89

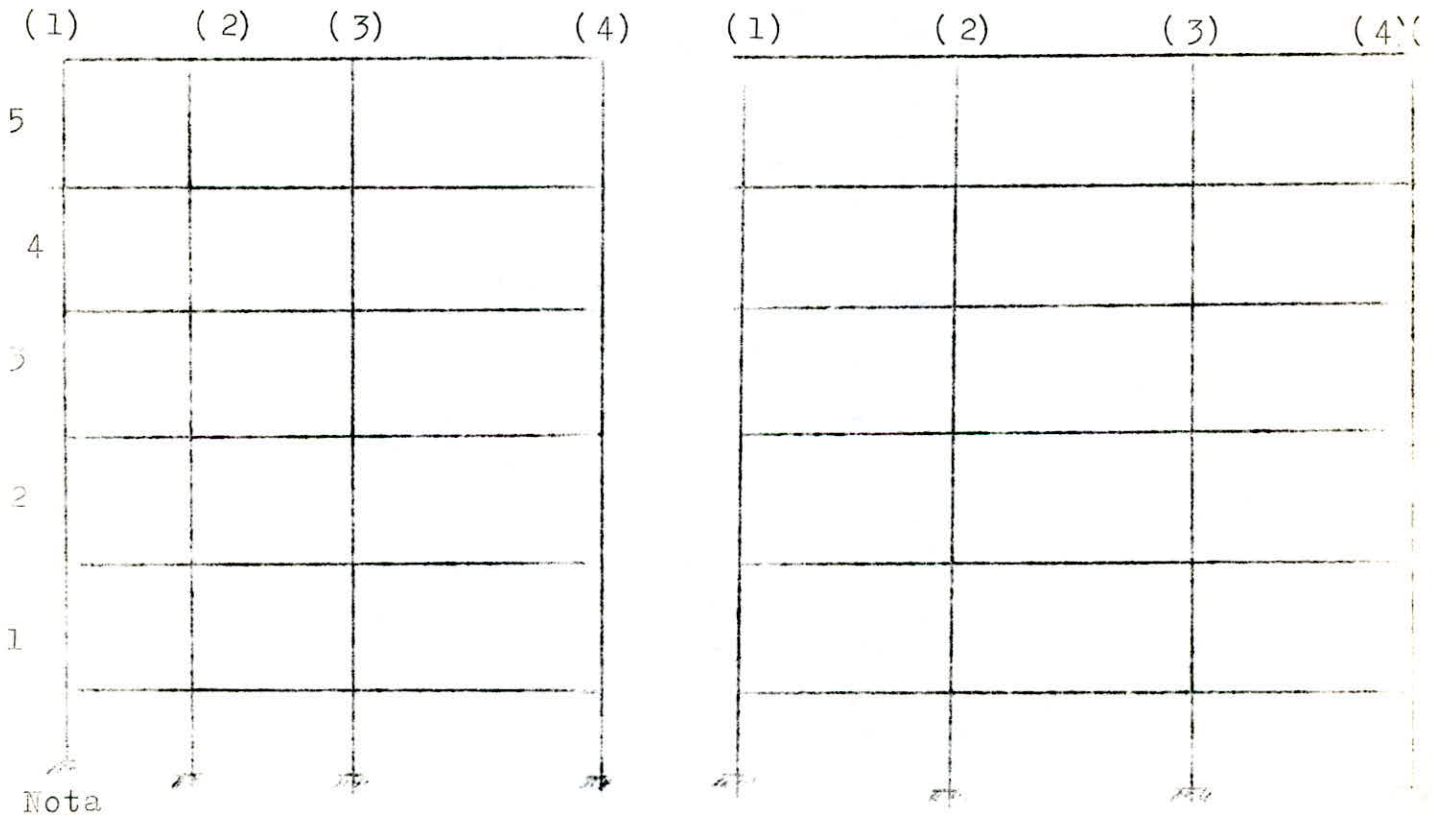
\* Portique (T4-T4):

Niveau	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)		Poteau (4)	
	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf
5	4,06	1,748	5,69	3,06	5,35	2,87	3,75	1,37
4	6,86	4,55	10,4	6,84	9,69	6,43	6,38	3,74
3	9,00	7,30	13,18	10,68	12,38	10,04	7,77	6,30
2	9,608	9,608	14,44	14,44	13,57	13,57	8,02	8,02
1	6,63	17,82	10,18	18,944	9,92	18,44	5,195	18,18

\* CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES:

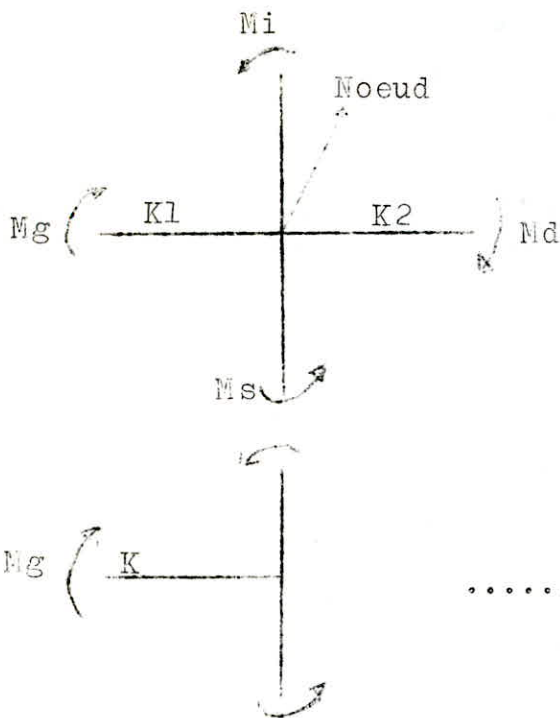
Portique (L3-L3) Longitudinal

Portique (T4-T4) ,Transversal.



En raison de la dissymétrie que présente notre Bloc ,Nous donnons dans des tableaux les moments dans les poutres de tous les portiques.

\* MOMENTS DANS LES TRAVERSES:



$$Mg = \frac{K1}{K1 + K2} (Ms + Mi)$$

$$Md = \frac{K2}{K1 + K2} (Ms + Mi)$$

.....Mg = Ms + Mi

Moments dans les traverses pour portique (L2\*L2)

Niveau	Noeud ( 1 )		Noeud ( 2 )		Noeud( 3 )		K1/( k1 + K2)		K2/( k1 + K2)	
	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	/	/	/	./
5	0	2,96	1,98	1,98	2,96	0	0,5	0,5	0,5	0,5
4	0	6,54	5,18	5,18	6,54	0	0,5	0,5	0,5	0,5
3	0	10,9	7,77	7,77	10,9	0	0,5	0,5	0,5	0,5
2	0	13,17	10,36	10,36	13,17	0	0,5	0,5	0,5	0,5
1	0	14,18	10,33	10,33	14,18	0	0,5	0,5	0,5	0,5

Remarque:

Le tableau ci-dessus est donné comme exemple type de calcul. Les autres Moments dans les traverses pour les différents portiques seront donnés simultanément dans des tableaux avec les efforts tranchants.

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES :

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

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

$$M(x) = A \cdot x + B \quad \dots \dots \dots T = \frac{dM(x)}{dx} = A$$

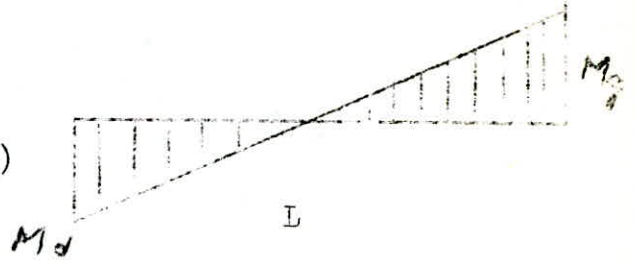
- Sous  $\overrightarrow{SiH}$  de gauche à droite:

$$M(x) = A \cdot x + B \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = B = M \text{ droit} \\ x = L \Rightarrow M(L) = A \cdot L + B = M \text{ gauche.} \end{array} \right.$$

d'ou  $A = \frac{-(M_d + M_g)}{L}$

$$M(x) = \frac{-(M_d + M_g)}{L} \cdot x + M_d$$

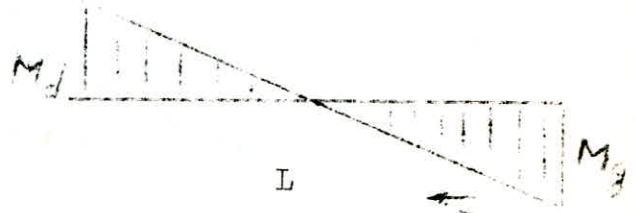
$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{-(M_d + M_g)}{L}$$



- Sous  $\overleftarrow{SiH}$  de droite à gauche:

Par analogie, nous avons:

$$T(x) = \frac{M_d + M_g}{L}$$



Tableaux donnant les moments et, les efforts tranchants sous  $\overrightarrow{SiH}$  dans les travées

\* Portique longitudinal (L3-L3): (L2-L2)

Niveau	Travées	L (m)	Mg (t.m)	Md (t.m)	T sous $\overrightarrow{SiH}$	T sous $\overleftarrow{SiH}$
5	1-2	5,00	2,96	1,98	0,988	-0,988
	2-3	5,00	1,98	2,96	0,988	-0,988
4	1-2	5,00	6,54	5,18	2,344	- 2,344
	2-3	5,00	5,18	6,54	2,344	- 2,344
3	1-2	5,00	10,90	7,77	3,734	- 3,734
	2-3	5,00	7,77	10,90	3,734	- 3,734
2	1-2	5,00	13,17	10,36	4,706	- 4,706
	2-3	5,00	10,36	13,17	4,706	- 4,706
1	1-2	5,00	14,18	10,33	4,900	- 4,900
	2-3	5,00	10,33	14,18	4,900	- 4,900

\* Portique (L3-L3):

Niveau	Travée	L (m)	Mg (t.m)	Md (t.m)	T sous SiH	T sous SiH
5	1-2	1,4	1,21	0,436	1,17	- 1,17
	2-3	3,6	1,744	3,160	1,36	- 1,36
	3-4	5,0	2,280	3,570	1,17	- 1,17
4	1-2	1,4	2,720	1,138	2,75	- 2,75
	2-3	3,6	4,552	7,890	3,45	- 3,45
	3-4	5,0	5,700	7,980	2,73	- 2,73
3	1-2	1,4	4,350	1,860	4,44	- 4,44
	2-3	3,6	7,464	12,250	5,476	- 5,476
	3-4	5,0	8,870	13,420	4,458	- 4,458
2	1-2	1,4	5,340	2,398	5,53	- 5,53
	2-3	3,6	9,590	16,220	7,17	- 7,17
	3-4	5,0	11,75	16,23	5,596	- 5,596
1	1-2	1,4	5,7	2,38	5,77	- 5,770
	2-3	3,6	9,53	16,40	7,20	- 7,200
	3-4	5,0	11,18	17,500	5,876	- 5,876

\* Portique (L4-L4):

Niveau	Travée	L(m)	Mg (t.m)	Md(t.m)	T sous SiH	T sous SiH
5	1-2	3,6	5,06	3,59	2,4	-2,4
	2-3	5,0	2,60	4,20	1,36	-1,36
4	1-2	3,6	11,52	9,02	5,70	-5,70
	2-3	5,0	6,53	9,22	3,15	-3,16
3	1-2	3,6	18,69	14,00	9,08	-9,08
	2-3	5,0	10,14	15,41	5,11	-5,11
2	1-2	3,6	23,90	18,56	11,79	-11,79
	2-3	5,0	13,44	19,78	6,64	-6,64
1	1-2	3,6	23,90	18,56	11,79	-11,79
	2-3	5,0	13,44	19,78	6,64	-6,64



\* Portique (T1-T1):

Niveau	Travee	L(m)	Mg t.m	Md t.m	T sous SiH	T sous SiH
5	1-2	3,60	3,23	2,60	1,619	- 1,619
	2-3	5,40	1,88	1,68	0,659	- 0,659
4	1-2	3,60	6,81	6,13	3,593	- 3,593
	2-3	5,40	4,44	3,79	1,524	- 1,524
3	1-2	3,60	10,59	9,19	5,494	- 5,494
	2-3	5,40	6,56	6,42	2,42	- 2,42
2	1-2	3,60	13,27	11,54	6,89	- 6,89
	2-3	5,40	8,358	7,41	2,92	- 2,92
1	1-2	3,60	12,62	11,11	6,59	- 6,59
	2-3	5,40	8,04	7,12	2,807	- 2,807

\* Portique (T4-T4):

Niveau	Travee	L (m)	Mg (t.m)	Md (t.m)	T Sous SiH	T sous SiH
5	1-2	3,60	4,06	3,30	2,044	- 2,044
	2-3	5,40	2,389	2,46	0,8979	- 0,8979
	3-4	4,20	2,889	3,76	1,583	- 1,583
4	1-2	3,60	8,610	7,76	4,547	- 4,547
	2-3	5,40	5,62	5,78	2,111	- 2,111
	3-4	4,20	6,79	7,76	3,463	- 3,463
3	1-2	3,60	13,55	11,61	6,988	- 6,988
	2-3	5,40	8,41	8,65	3,16	- 3,160
	3-4	4,20	10,15	11,51	5,16	- 5,160
2	1-2	3,60	16,90	14,57	8,741	- 8,741
	2-3	5,40	10,55	10,86	3,964	- 3,964
	3-4	4,20	12,75	14,32	6,445	- 6,445
1	1-2	3,60	16,25	14,28	8,477	- 8,477
	2-3	5,40	10,34	10,80	3,914	- 3,914
	3-4	4,20	12,68	14,21	6,402	- 6,402



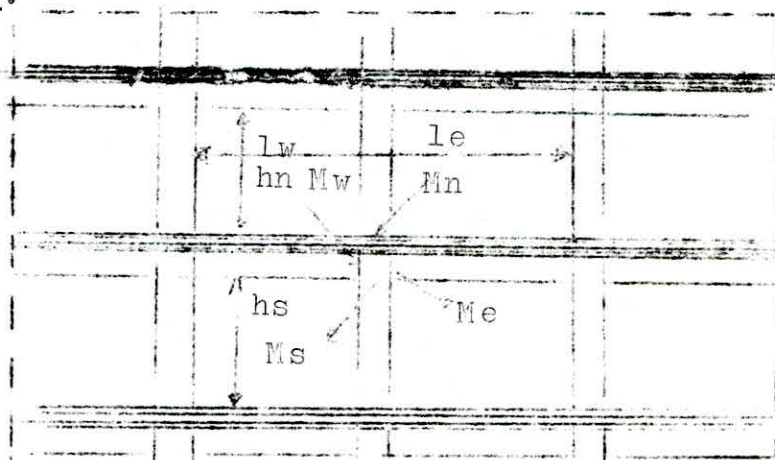


-ooo))))) EFFORTS DANS LES PORTIQUES  
ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES ((((((ooooo--

EXPOSE DE LA METHODE DE CAQUOT /

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

P R I N C I P E /



Le principe consiste à choisir un noeud et à évaluer les moments agissants à gauche et à droite du noeud ainsi qu'en haut et en bas du noeud. Ceci en ne tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud considéré.

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

- \*  $h'_n = 0,9.h_n$  : Si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher, avec  $h_n$  hauteur libre.
- \*  $h'_n = 0,8.h_n$  } Pour les autres cas.
- \*  $h'_s = 0,8.h_s$  }
- \*  $l'_w = 0,8.l_w$  } Pour les travées intermédiaires
- \*  $l'_e = 0,8.l_e$  }

Avec:

$l_w$  : portée libre de la travée gauche.

$l_e$  : portée libre de la travée droite.

soit:

$q_w$  : la charge uniformément répartie sur une unité de longueur de la travée de gauche.

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

$Q_w$  : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du nu de l'appui (  $Q_e$  et  $a_e$  pour la travée de droite)

Les moments sont donnés par:

$$M'_w = \frac{1}{8,5} \cdot q_w \cdot L'_w{}^2 + L'_w \cdot \sum K_w \cdot a_w$$

$$M'_e = \frac{1}{8,5} \cdot q_e \cdot L'_e{}^2 + L'_e \cdot \sum K_e \cdot a_e$$

$K_w$  et  $K_e$  sont donnés en fonction du rapport  $a/L'$ , pour des poutres à section constante. (voir échelle fonctionnelle, CCBA/68-Annexe A)

$L_w, L_e, L_s, L_n$  : Designent les moments d'inertie respectivement des deux travées et des tronçons de poteau.

On pose:  $K_w = \frac{I_w}{L'_w}$  ;  $K_e = \frac{I_e}{L'_e}$  ;  $K_s = \frac{I_s}{L_s}$  ;  $K_n = \frac{I_n}{L_n}$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

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

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

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

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

Les moments aux nus des appuis sont en valeurs absolues, pour les travées les moments sont négatifs.

\* Travée de rive sans console

- Noeud de rive:  $\left\{ \begin{array}{l} L'_w = 0,8 \cdot L_w \quad \dots(\text{noeud de droite}) \\ L'_e = 0,8 \cdot L_e \quad \dots(\text{noeud de gauche}) \end{array} \right.$

- Noeud voisin du noeud de rive:

$$L'_w = X \cdot L_w \quad ; \quad X \text{ est compris entre } 0,8 \text{ et } 1.$$

Avec  $X = 0,8$  pour  $(K_s + K_n \geq 1,5 K_e)$  noeud de rive de droite.

Et  $X = \left( 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 \cdot K_e} \right)$  pour  $(K_s + K_n < 1,5 \cdot K_e)$  noeud de rive de gauche.

Moments:

.Noeud de rive gauche:

$$M_e = M'_e (1 - K_e/D)$$

$$M_s = M'_e \cdot K_s/D$$

$$M_n = M'_e \cdot K_n/D$$

Noeud de rive de droite:

$$M_w = M'_w (1 - K_w/D)$$

$$M_s = M'_w \cdot K_s/D$$

$$M_n = M'_w \cdot K_n/D$$

. Noeud voisin du noeud de rive:

$$M_w = M'_e \cdot K_w/D + M'_w (1 - K_w/D); \quad M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_e = M'_e (1 - K_e/D) + M'_w \cdot K_e/D; \quad M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

Travées de rive avec consoles:

- Noeud de rive : Le noeud de rive est étudié en faisant .

$K_w = 0$  dans les formules ci-dessus ,et en y substituant  $M_{wl}$  à  $M_w$

$M_{wl}$  : Moment isostatique de la console au nu de l'appui l (V:absolue)  
On suppose que la valeur algebrique de  $M_{wl}$  est négative cad que la face superieure de la console est tendue au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire ,on changera le signe. On a donc:

$$M_{el} = M'_{el} \cdot (1 - K_{el}/D) + M_{wl} \cdot K_{el}/D$$

$$M_{sl} = \frac{K_{sl}}{D} (M'_{el} - M_{wl}) \quad ; \quad M_{nl} = (M'_{el} - M_{wl}) \cdot K_{nl}/D$$

$$\text{Avec : } M'_{el} = \frac{q_e \cdot L_e^2}{8,5} \text{ )noeud 1} + (L'_e \sum K_e \cdot Q_e) \text{ )noeud 2}$$

$$D_l = K_{el} + K_{sl} + K_{nl} \quad ; \quad K_{el} = I_{el}/L'_{el} \quad ; \quad K_{sl} = I_{sl}/h'_{sl}$$

$$K_{nl} = I_{nl}/h'_{nl} .$$

- Noeud voisin du noeud de rive: La longueur  $L'_{w2}$  de la travée fictive de rive est:  $L'_{w2} = X_1 \cdot L_{w2}$  avec  $X_1$ , compris entre 0,8 et 1 .

$$X_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{sl} + K_{nl} \geq 1,5 K_{el}$$

$$X_1 = 1 - \frac{K_{sl} + K_{nl}}{7,5 \cdot K_{el}} \quad \text{pour } K_{sl} + K_{nl} < 1,5 \cdot K_{el}$$

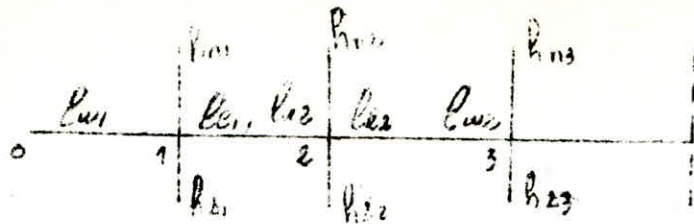
Dans ces expressions ,les K sont relatifs au noeud de rive (1)

La longueur  $L'_{e2} = 0,8 \cdot L_{e2}$  ,si la travée n'est pas de rive.

Dans le cas contraire ,  $L'_{e2} = X_3 \cdot L_{e2}$  ;  $0,8 \leq X_3 \leq 1$

$$X_3 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 \cdot K_{w3}$$

$$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 \cdot K_{w3}} \quad \text{pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 \cdot K_{w3} .$$



Dans ces expressions \$k\$ est relatif au noeud " 3 "

$$K_{s3} = I_{s3}/h'_{s3} \quad ; \quad K_{n3} = I_{n3}/h'_{n3} \quad ; \quad K_{w3} = I_{w3}/L'_{w3}$$

On a donc:  $M'_w = M'_{w2} - \frac{1}{2,125} \cdot \frac{K_{e1}}{DI} \cdot M_{w1}$

Avec:

$$M'_{w2} = \left( \frac{q_w \cdot L_w}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + \left( L'_w \sum K_w \cdot Q_w \right)_{\text{noeud 2}}$$

Moments en travées:

Les moments aux appuis sont connus, on obtient les moments en travées avec la formule:  $M_t = M_o - (M_e + M_w)/2$

$M_o$  : moment isostatique de la travée indépendante suivant le cas de charge considéré.

Moments dans les poteaux:

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux se trouvent à une distance  $h'_n$  au dessus du plancher et  $h'_s$  au dessous du nu inférieur des poutres.

Efforts tranchants dans les (poutres) poteaux- Efforts normaux dans les Poutres.

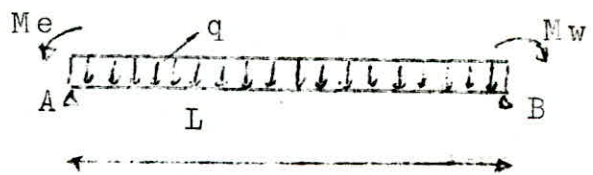
Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Calcul des efforts tranchants dans les poutres:

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

$$\sum M_{\phi B} = 0 \quad \dots R_A$$

$$R_A = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$



L'effort tranchant est donné par:

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

aux appuis il sera:  $T(0) = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$

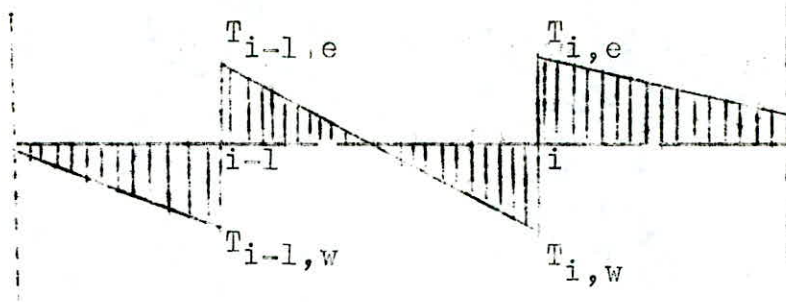
$$T(L) = -q \cdot \frac{L}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux:

Pour des charges verticales uniformément réparties en travées et provoquant des efforts tranchants aux appuis, on obtient des reactions qui créent des efforts de compression en droit de poteau

Les efforts normaux dans les poteaux peuvent être déterminés en considérant les efforts tranchants dans les traverses.

Diagramme des efforts tranchants dans les traverses:



$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

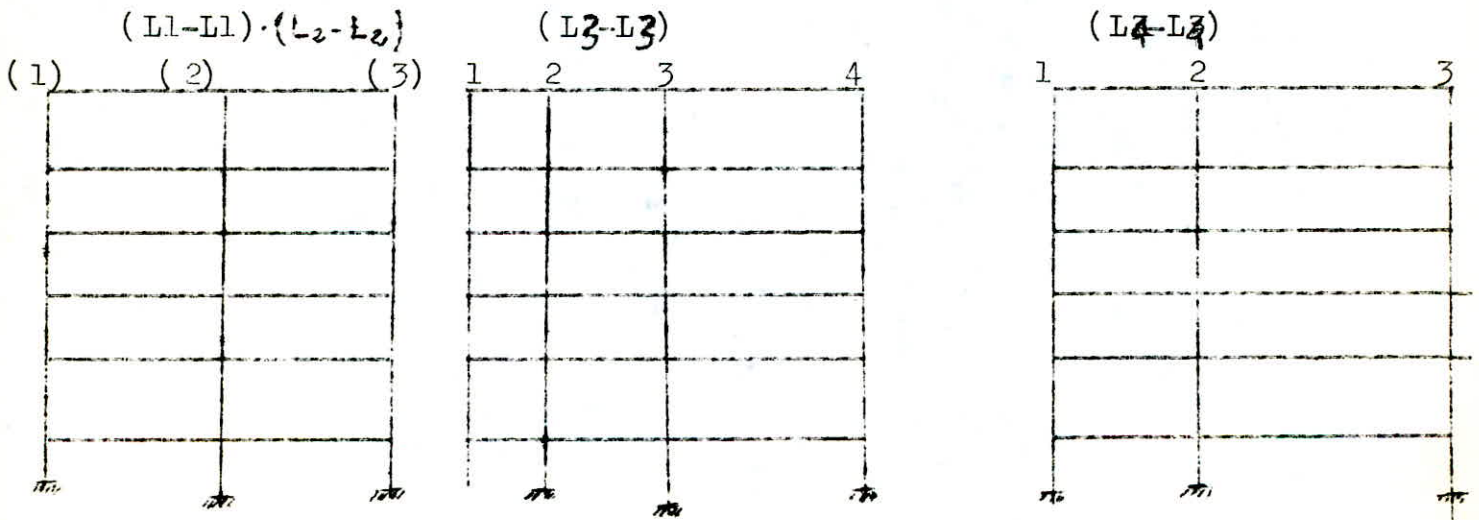
$T_{i-1,e}$  ;  $T_{i-1,w}$  ;  $T_{i,e}$  ;  $T_{i,w}$  sont en valeurs algébriques.

REMARQUE:

Pour les portiques de rive, on ne prend pas la hauteur du vide sanitaire car avec le voile périphérique, ils forment des systèmes indéformables. Le niveau situé sur le vide sanitaire n'aura pas à créer des efforts d'origines SP2 dans les poteaux du vide sanitaire.

A la suite de la dissymétrie que présente notre bâtiment, nous aurons à étudier trois portiques dans chaque sens.

PORTIQUES LONGITUDINAUX: (Schémas des portiques)

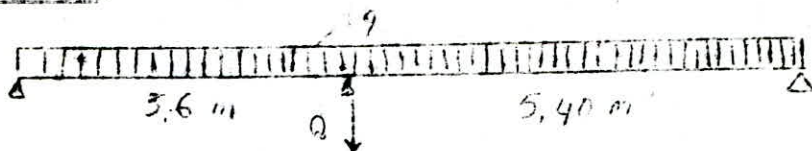




PORTIQUE (L2-L2):

a) Calcul de la charge Q concentrée sur la travée (2-3) apportée par le CHEVÊTRE.

Etude du chevêtre:



Le chevêtre est une poutre dans le sens transversal appuyée sur les poutres porteuses longitudinales, destinée à supporter le mur extérieur situé au niveau du loggia.

Charges

Poids propre de la poutre/ml. 0,3.0,4.2,5 .....0,3 t/ml  
 Poids du mur extérieur: 0,272.0,7.2,6 .....0,495t/ml  
 Poids de la dalle pleine : 0,425.0,55 .....0,234t/ml

$q = 1,029 \text{ t/ml.}$

On utilisant la méthode de 3 moments on aura:

$M_a = - 2,9 \text{ t.m}$  : a retenir pour le ferrailage du chevêtre.

$Q = 5,96 \text{ t}$

Position de Q dans le portique:

Evaluation de la charge verticale/ml pour les différents portiques:

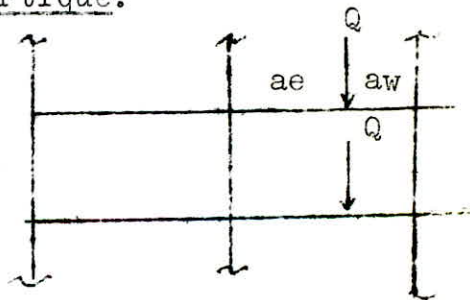


Tableau récapitulatif des charges verticales

Niveau	G t/ml	P t/ml	Q (t)	ae (m)	aw (m)	Q p
(5)	2,84	0,45	0	0	0	0
4	2,85	1,125	5,96	3,4	1,2	0,74
3	2,85	1,125	5,96	3,4	1,2	0,74
2	2,85	1,125	5,96	3,4	1,2	0,74
1	2,85	1,125	5,96	3,4	1,2	0,74
RDC	2,85	1,125	5,96	3,4	1,2	0,74



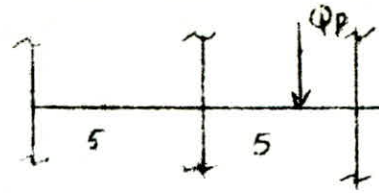
\* MOMENT SOUS "G" DU PORTIQUE (L2-L2)

Niv	Noeud	qw (t/ml)	qe	Qt	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w tm</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
5	1/	/	2,84	/	/	4,52	/	2,19	/	2,19
	2	2,84	2,84	/	5,399	5,399	5,399	5,399	/	0
	3	2,84	/	/	5,399	/	2,74	/	/	-2,74
4	1	/	2,85	/	/	4,54	/	2,9	1,368	1,53
	2	2,85	2,85	5,96	4,54	5,39	4,76	5,16	0,188	0,21
	3	2,85	/	5,96	8,75	2,5	6,5	/	-1,88	-2,12
3	1	/	2,85	/	/	4,54	/	2,96	1,48	1,48
	2	2,85	2,85	5,96	4,54	5,39	4,75	5,17	0,206	0,206
	3	2,85	/	5,96	8,75	2,5	6,58	/	-2,04	-2,04
2	1	/	2,85	/	/	4,54	/	2,96	1,48	1,48
	2	2,85	2,85	5,96	4,54	5,39	4,75	5,17	0,206	0,206
	3	2,85	/	5,96	8,75	2,5	6,58	/	-2,04	-2,04
1	1	/	2,85	/	/	4,54	/	2,96	1,48	1,48
	2	2,85	2,85	5,96	4,54	5,39	4,75	5,17	0,206	0,206
	3	2,85	/	5,96	8,75	2,5	6,58	/	-2,04	-2,04
R D C	1	/	2,85	/	/	4,54	/	3,43	1,04	2,38
	2	2,85	2,85	5,96	4,54	5,39	4,7	5,22	0,157	0,359
	3	2,85	/	5,96	8,75	2,5	7,23	/	-1,44	-3,28

\* Efforts tranchants sous G (Portique (L2-L2) .

Niv	5		4		3		2		1	
	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
Travee	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
qt/ml	2,84	2,84	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
M <sub>e tm</sub>	2,19	5,4	2,9	5,16	2,96	5,17	2,96	5,17	2,96	5,17
M <sub>w</sub>	5,4	2,74	4,76	6,5	4,76	6,58	4,75	6,58	4,75	6,58
T(0)	5,83	7,1	6,15	6,26	6,16	6,25	6,16	6,25	6,16	6,25
T(L) <sub>t</sub>	-7,22	-5,95	-6,95	-6,85	-6,94	-6,86	-6,94	-6,86	-6,94	-6,86

Moments sous "P" pour (L2-L2)



N°	Noe ud	qw (t/ml)	qe	Q	M' <sub>w</sub> t.m	M' <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
5	1	/	0,45	/	/	0,716	/	0,347	/	0,347
	2	0,45	0,45	/	0,855	0,855	0,855	0,855	/	0
	3	0,45	/	/	0,855	/	0,434	/	/	-0,434
4	1	/	1,125	/	/	1,79	/	1,146	0,54	0,606
	2	1,125	1,125	0,74	1,79	1,89	1,82	1,86	0,022	0,024
	3	1,125	/	0,74	2,315	/	1,48	/	-0,698	-0,78
3	1	/	1,125	/	/	1,79	/	1,169	0,58	0,58
	2	1,125	1,125	0,74	1,79	1,89	1,82	1,86	0,024	0,024
	3	1,125	/	0,74	2,31	/	1,51	/	-0,754	-0,754
2	1	/	1,125	/	/	1,79	/	1,17	0,58	0,58
	2	1,125	1,125	0,74	1,79	1,89	1,82	1,86	0,024	0,024
	3	1,125	/	0,74	2,31	/	1,51	/	-0,754	-0,754
1	1	/	1,125	/	/	1,79	/	1,17	0,58	0,58
	2	1,125	1,125	0,74	1,79	1,89	1,82	1,86	0,024	0,024
	3	1,125	/	0,74	2,31	/	1,51	/	-0,754	-0,75

\* Efforts tranchant sous " P "

Niv	5		4		3		2		1	
Trave	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q	0,45	0,45	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125
Me	0,347	0,855	1,146	1,86	1,17	1,86	1,17	1,86	1,17	1,86
Mw	0,855	0,434	1,82	1,48	1,82	1,51	1,82	1,51	1,82	1,51
T(O)	0,924	1,126	2,44	2,67	2,446	2,66	2,446	2,66	2,446	2,66
T(L)	-1,145	-0,94	-2,734	-2,5	-2,73	-2,51	-2,73	-2,51	-2,73	-2,51

\* Moments sous SiV pour portique (L2-L2):

Niv	Noeud	$q_w$	$q_e$	$Q.6_{v;t}$	$M'_w$	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
	1	/	0,53	/	/	0,84	/	0,407	/	0,39
5	2	0,53	0,53	/	1	1	1	1	/	0
	3	0,53	/	/	1	/	0,507	/	/	-0,51
4	1	/	0,46	/	/	0,73	/	0,46	0,22	0,247
	2	0,46	0,46	0,92	0,73	0,86	0,74	0,84	0,028	0,03
	3	0,46	/	0,92	1,38	/	0,88	/	-0,42	-0,47
3	1	/	0,37	/	/	0,59	/	0,38	0,19	0,19
	2	0,37	0,37	0,74	0,59	0,69	0,6	0,67	0,024	0,024
	3	0,37	/	0,74	1,11	/	0,725	/	-0,36	-0,36
2	1	/	0,28	/	/	0,44	/	0,29	0,14	0,14
	2	0,28	0,28	0,54	0,44	0,52	0,447	0,52	0,02	0,02
	3	0,28	/	0,54	0,82	/	0,54	/	-0,26	-0,26
1	1	/	0,18	/	/	0,28	/	0,26	0,09	0,09
	2	0,18	0,18	0	0,3	0,3	0,3	0,3	0	0
	3	0,18	/	0	0,3	/	0,196	/	0,1	0,1

\* Efforts tranchants sous SiV

Niv	5		4		3		2		1	
Traverse	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q	0,53	0,53	0,46	0,46	0,37	0,37	0,28	0,28	0,18	0,18
Me	0,407	1	0,46	0,84	0,38	0,67	0,29	0,52	0,26	0,29
Mw	1	0,507	0,74	0,88	0,60	0,73	0,44	0,54	0,29	0,19
T(0)	1,1	1,33	0,99	1,05	0,8	0,83	0,61	0,63	0,41	0,43
T(L)	-1,35	-1,11	-1,12	-1,067	-0,89	-0,86	-0,67	-0,64	-0,42	-0,39

## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

NIV	5			4			3			2			1		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
NOEUD	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
$l_w$ (m)	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6
$l_e$ (m)	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/	3,2	4,6	/
$h_n$ (m)	/	/	/	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$h_s$ (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$I_e = I_w \cdot 10^4$	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59	41,59
$I_n = I_s \cdot 10^7$	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33
$l'_w$ (m)	/	2,92	3,68	/	2,67	3,68	/	2,64	3,68	/	2,64	3,68	/	2,64	3,68
$l'_e$ (m)	2,56	4,02	/	2,56	3,68	/	2,56	3,68	/	2,56	3,68	/	2,56	3,68	/
$h'_n$ (m)	/	/	/	2,25	2,25	2,25	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$h'_s$ (m)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$K_w$	/	14,24	11,3	/	15,57	11,3	/	15,75	11,3	/	15,75	11,3	/	15,75	11,3
$K_e$	16,24	10,34	/	16,24	11,3	/	16,24	11,3	/	16,24	11,3	/	16,24	11,3	/
$K_n$	/	/	/	9,48	9,48	9,48	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66
$K_s$	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66	10,66
D	26,9	35,24	21,96	36,38	47,01	31,44	37,56	48,37	32,62	37,56	48,37	32,62	37,56	48,37	32,62
$\chi$	0,912		0,874	0,839			0,824			0,824			0,824		

PORTIQUE ( $L_4$   $L_4$ )

\* Moments sous " G " pour portique (L4-L4):

Niv	Noeud	qw	qe	Q	M' <sub>w</sub>	M' <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
	1	/	1,726	0	/	1,33	/	0,527	/	0,527
5	2	1,726	1,726	0	1,73	3,28	2,35	2,83	/	0,468
	3	1,726	/	0	2,75	/	1,33	/	/	-1,33
4	1	/	2,012	/	(1,55) →	/	(0,858)	0,858	0,403	0,454
	2	2,012	2,012	0	1,607	3,20	2,188	2,83	0,305	0,343
	3	2,012	/	0	3,20	/	2,049	/	-0,96	-1,08
3	1	/	2,012	/	1,55	1,55	/	0,879	0,438	0,438
	2	2,012	2,012	0	1,65	3,20	2,15	2,837	0,34	0,34
	3	2,012	/	0	3,20	/	2,09	/	-1,04	-1,04
2	1	/	2,012	0	/	1,55	/	0,879	0,438	0,438
	2	2,012	2,012	0,65	1,65	3,20	2,15	2,837	0,341	0,34
	3	2,012	/	0	3,2	/	2,09	/	-1,04	-1,04
1	1	/	2,012	0	/	1,55	/	0,879	0,438	0,438
	2	2,012	2,012	0,65	1,65	3,20	2,15	2,84	0,34	0,34
	1	2,012	/	0	3,20	/	2,09	/	-1,04	-1,04

\* Efforts tranchants sous G :

Niv	5		4		3		2		1	
Travée	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q	1,726	1,726	2,012	2,012	2,012	2,012	2,012	2,012	2,012	2,012
Me	0,527	2,826	0,858	2,83	0,879	2,84	0,879	2,84	0,879	2,84
M <sub>w</sub>	2,35	1,33	2,19	2,049	2,15	2,09	2,15	2,09	2,15	2,09
T(o)	2,19	4,29	2,8	4,79	2,82	4,79	2,82	4,79	2,82	4,79
T(L)	-3,33	-3,644	-3,634	-4,457	-3,616	-4,46	-3,616	-4,465	-3,616	-4,465

\* Moments sous " P " du portique (L4-L4):

Niv	Noeud	qw	qe	Q	M' <sub>w</sub>	M' <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
	1	/	0,21	/	/	0,16	/	0,063	/	0,063
5	2	0,21	0,21	/	0,21	0,399	0,286	0,342	/	0,057
	3	0,21	/	/	0,334	/	0,162	/	/	-0,162
	1	/	0,525	/	/	0,40	/	0,221	0,104	0,117
4	2	0,525	0,525	/	0,44	0,836	0,573	0,741	0,079	0,089
	3	0,525	/	0,836	0,836	/	0,535	/	-0,252	-0,283
	1	/	0,525	/	/	0,40	/	0,227	0,113	0,113
3	2	0,525	0,525	/	0,44	0,836	0,568	0,743	0,087	0,087
	3	0,525	/	/	0,836	/	0,546	/	-0,273	-0,273
	1	/	0,525	/	/	0,4	/	0,227	0,113	0,113
2	2	0,525	0,525	0,00	0,44	0,836	0,568	0,743	0,087	0,087
	3	0,527	/	/	0,836	/	0,546	/	-0,27	-0,27
	1	/	0,525	/	/	0,4	/	0,22	0,113	0,113
1	2	0,525	0,525	/	0,44	0,836	0,568	0,743	0,087	0,087
	3	0,525	/	/	0,836	/	0,546	/	-0,27	-0,27

\* Efforts tranchant sous " P "

Niv	5		4		3		2		1	
Travée	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q	0,21	0,21	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525
M <sub>e</sub>	0,06	0,342	0,221	0,741	0,227	0,743	0,227	0,743	0,227	0,743
M <sub>w</sub>	0,286	0,162	0,573	0,535	0,568	0,546	0,568	0,546	0,568	0,546
T(00)	0,329	0,522	0,73	1,252	0,733	1,25	0,733	1,25	0,733	1,26
T(L)	-0,342	-0,44	-0,95	-1,163	-0,946	-1,165	-0,956	-1,165	-0,946	-1,165



\* Moments sous " SiV " : ( Portique (L4-L4) )

N	Noe -ud	qw	qe	Q	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
5	1	/	0,319	0	/	0,243	/	0,095	/	0,095
	2	0,319	0,319	0	0,319	0,606	0,434	0,519	/	0,086
	3	0,319	/	0	0,507	/	0,245	/	/	-0,246
4	1	/	0,319	0	/	0,243	/	0,134	0,053	0,07
	2	0,319	0,319	0	0,267	0,508	0,347	0,45	0,048	0,054
	3	0,319	/	0	0,508	/	0,325	/	-0,153	-0,17
3	1	/	0,256	0	/	0,195	/	0,11	0,055	0,055
	2	0,256	0,256	0	0,214	0,407	0,276	0,36	0,042	0,042
	3	0,256	/	0	0,407	/	0,265	/	-0,133	-0,133
2	1	/	0,19	0	/	0,144	/	0,08	0,04	0,05
	2	0,19	0,19	0	0,159	0,302	0,205	0,268	0,031	0,031
	3	0,19	/	0	0,302	/	0,197	/	-0,098	-0,098
1	1	/	0,127	0	/	0,096	0,054	0,027	0,027	0,027
	2	0,127	0,127	0	0,106	0,202	0,136	0,179	0,02	0,02
	3	0,127	/	0	0,202	/	0,132	/	-0,06	-0,06

\* Efforts tranchants sous " SiV " :

Niveau	5		4		3		2		1	
	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q ( t/ml )	0,32	0,32	0,32	0,32	0,256	0,256	0,19	0,19	0,127	0,127
Me	0,095	0,519	0,134	0,45	0,11	0,36	0,08	0,268	0,054	0,179
Mw	0,434	0,245	0,35	0,325	0,276	0,265	0,205	0,197	0,136	0,132
T <sub>x=0</sub>	0,404	0,793	0,444	0,76	0,357	0,61	0,264	0,452	0,177	0,306
T <sub>x=L</sub>	0,616	0,674	-0,57	-0,71	-0,46	-0,57	-0,34	-0,42	-0,23	-0,29

Moments sur appuis sous G du portique T1 - T1:

Filet	etag	qe(t/ml)	qw(t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	Me(tm)	Mw(tm)	Mn(tm)	Ms(tm)
1	4	0,64	/	0,49	/	0,29	/	/	0,29
1	3	0,81	/	0,62	/	0,46	/	0,22	0,25
1	2	0,81	/	0,62	/	0,47	/	0,236	0,236
1	1	0,81	/	0,62	/	0,47	/	0,236	0,236
1	RDC	0,81	/	0,62	/	0,47	/	0,236	0,236
2	4	0,64	0,64	1,58	0,505	1,378	0,862	/	0,516
2	3	0,81	0,81	1,586	0,62	1,455	0,827	0,296	0,330
2	2	0,81	0,81	1,586	0,62	1,460	0,820	0,32	0,320
2	1	0,81	0,81	1,586	0,62	1,460	0,820	0,320	0,320
2	RDC	0,81	0,81	1,586	0,62	1,460	0,820	0,320	0,320
3	4	/	0,64	/	1,253	/	0,524	/	-0,524
3	3	/	0,81	/	1,586	/	0,958	-0,451	-0,507
3	2	/	0,81	/	1,586	/	0,980	-0,490	-0,490
3	1	/	0,81	/	1,586	/	0,980	-0,490	-0,490
3	RDC	/	0,81	/	1,586	/	0,980	-0,490	-0,490

Efforts tranchants sous G du portique T1 - T1:

Niveau	5		4		3		2		1	
	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
Travées	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q(t/ml)	0,64	0,64	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
Me(tm)	0,289	1,378	0,466	1,455	0,472	1,460	0,472	1,46	0,472	1,46
Mw(tm)	0,862	0,524	0,827	0,958	0,820	0,980	0,820	0,980	0,820	0,98
T(x=0) <sub>t</sub>	0,996	1,891	1,357	2,279	1,361	2,276	1,361	2,276	1,361	2,276
T(x=1) <sub>t</sub>	-0,315	-1,575	-1,558	-2,095	-1,554	-2,098	-1,554	-2,098	-1,554	-2,095

Travée 1-2 de longueur l = 3,60m (distance entre axe)

Travée 2-3 de longueur l = 5,40m (distance entre axe)

Moments sous SIV sur appuis du portique T1 - T1:

File	étage	qe(t/ml)	qw(t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	Me (tm)	Mw(tm)	Mn(tm)	Ms(tm)
1	4	0,116	/	0,089	/	0,052	/	/	0,052
	3	0,122	/	0,093	/	0,070	/	0,033	0,037
	2	0,098	/	0,075	/	0,057	/	0,028	0,028
	1	0,098	/	0,075	/	0,057	/	0,028	0,028
	RDC	0,098	/	0,075	/	0,057	/	0,028	0,028
2	4	0,116	0,116	0,287	0,092	0,250	0,156	/	0,094
	3	0,122	0,122	0,238	0,093	0,219	0,124	0,044	0,049
	2	0,098	0,098	0,192	0,075	0,176	0,099	0,038	0,038
	1	0,098	0,098	0,192	0,075	0,176	0,099	0,038	0,038
	RDC	0,098	0,098	0,192	0,075	0,176	0,099	0,038	0,038
3	4	/	0,116	/	0,227	/	0,095	/	-0,095
	3	/	0,122	/	0,238	/	0,144	-0,068	-0,076
	2	/	0,098	/	0,192	/	0,118	-0,059	-0,059
	1	/	0,098	/	0,192	/	0,118	-0,059	-0,059
	RDC	/	0,098	/	0,192	/	0,118	-0,059	-0,059

Efforts tranchants sous SIV du portique T1 - T1:

Niveau	5		4		3		2		1	
	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
q(t/ml)	0,116	0,116	0,122	0,122	0,098	0,098	0,098	0,098	0,098	0,098
Me(tm)	0,052	0,250	0,070	0,219	0,057	0,176	0,057	0,176	0,057	0,176
Mw(tm)	0,156	0,095	0,124	0,144	0,099	0,118	0,099	0,118	0,099	0,118
V(x=0)t	0,180	0,342	0,204	0,343	0,165	0,275	0,165	0,275	0,165	0,275
V(x=1)t	-0,237	-0,284	-0,234	-0,315	-0,188	-0,253	-0,188	-0,253	-0,188	-0,253

Travée 1-2 de longueur l = 3,60m (distance entre axe)

Travée 2-3 de longueur l = 5,40m (distance entre axe)

Moments sous G sur appuis du portiquec T4 - T4:

fi	eta	qe(t/ml)	qw(t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	Me(tm)	Mw(tm)	Mn(tm)	Ms(tm)
1	4	0,780	/	0,601	/	0,353	/	/	+0,208
	3	1,070	/	0,825	/	0,620	/	+0,219	+0,246
	2	1,070	/	0,825	/	0,628	/	+0,239	+0,239
	1	1,070	/	0,825	/	0,628	/	+0,239	+0,239
	RDC	1,070	/	0,825	/	0,628	/	+0,239	+0,239
2	4	0,780	0,780	1,468	0,616	1,289	0,891	/	+0,186
	3	1,070	1,070	2,014	0,825	1,850	1,079	+0,235	+0,264
	2	1,070	1,070	2,014	0,825	1,850	1,079	+0,260	+0,260
	1	1,070	1,070	2,014	0,825	1,850	1,079	+0,260	+0,260
	RDC	1,070	1,070	2,014	0,825	1,850	1,079	+0,260	+0,260
3	4	0,642	0,780	0,698	1,468	0,920	1,298	/	-0,185
	3	0,810	1,070	0,880	2,014	1,091	1,853	-0,241	-0,270
	2	0,810	1,070	0,880	2,014	1,084	1,859	-0,265	-0,265
	1	0,810	1,070	0,880	2,014	1,084	1,859	-0,265	-0,265
	RDC	0,810	1,070	0,880	2,014	1,084	1,859	-0,265	-0,265
4	4	/	0,810	/	0,880	/	0,697	/	-0,277
	3	/	0,810	/	0,880	/	0,688	-0,254	-0,285
	2	/	0,810	/	0,880	/	0,697	-0,276	-0,276
	1	/	0,810	/	0,880	/	0,697	-0,276	-0,276
	RDC	/	0,810	/	0,880	/	0,697	-0,276	-0,276

Remarque:

Les moments au niveau des extrémités des poteaux du vide sanitaire n'ont pas été calculés en raison de leur non utilisation.

Moments sous P sur appuis du portique T4 - T4 :

fi éta le ge	qe(t/ml)	qw(t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	Me(tm)	Mw(tm)	Mn(tm)	Ms(tm)
1	4	0,070	/	0,054	/	0,022	/	+0,013
	3	0,450	/	0,347	/	0,261	+0,092	+0,104
	2	0,450	/	0,347	/	0,264	+0,100	+0,100
	1	0,450	/	0,347	/	0,264	+0,100	+0,100
	RDC	0,450	/	0,347	/	0,264	+0,100	+0,100
2	4	0,070	0,070	0,132	0,055	0,116	0,080	+0,017
	3	0,450	0,450	0,847	0,347	0,778	0,454	+0,099
	2	0,450	0,450	0,847	0,347	0,781	0,450	+0,109
	1	0,450	0,450	0,847	0,347	0,781	0,450	+0,109
	RDC	0,450	0,450	0,847	0,347	0,781	0,450	+0,109
3	4	/	0,070	/	0,132	/	0,103	-0,045
	3	/	0,450	/	0,847	/	0,727	-0,222
	2	/	0,450	/	0,847	/	0,731	-0,249
	1	/	0,450	/	0,847	/	0,731	-0,249
	RDC	/	0,450	/	0,847	/	0,731	-0,249
4	4	/	/	/	/	/	/	/
	3	/	/	/	/	/	/	/
	2	/	/	/	/	/	/	/
	1	/	/	/	/	/	/	/
	RDC	/	/	/	/	/	/	/

Remarques:

Le portique T4 - T4 n'est pas porteur sur la 3<sup>eme</sup> travée.

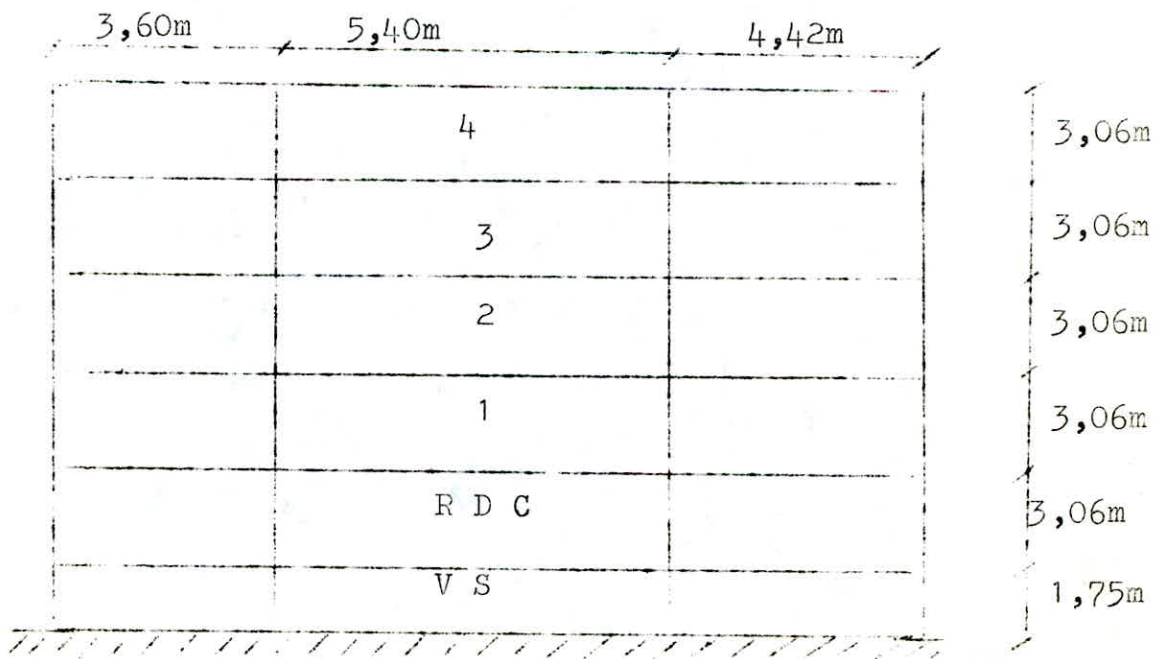
Les moments représentés ici sont les moments calculés au niveau des noeuds (moment Mn et Ms par rapport au noeud) du plancher (superieur) de l'étage considéré, et c'est ainsi pour les moments calculés sous G et sous SIV.

Moments sous SIV sur appuis du portique T4 - T4:

file	trav ée	qe(t/ml)	qw(t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	Me(tm)	Mw(tm)	Mn(tm)	Ms(tm)
1	4	0,143	/	0,110	/	0,065	/	/	+0,038
	3	0,175	/	0,135	/	0,010	/	+0,004	+0,004
	2	0,140	/	0,108	/	0,082	/	+0,031	+0,031
	1	0,100	/	0,077	/	0,058	/	+0,022	+0,022
	RDC	0,100	/	0,077	/	0,058	/	+0,022	+0,022
2	4	0,143	0,143	0,269	0,113	0,236	0,163	/	+0,034
	3	0,175	0,175	0,330	0,135	0,303	0,167	+0,038	+0,043
	2	0,140	0,140	0,263	0,108	0,242	0,140	+0,033	+0,033
	1	0,100	0,100	0,188	0,077	0,265	0,099	+0,054	+0,054
	RDC	0,100	0,100	0,188	0,077	0,265	0,099	+0,054	+0,054
3	4	0,116	0,143	0,126	0,269	0,167	0,237	/	-0,034
	3	0,122	0,175	0,132	0,330	0,167	0,302	-0,068	-0,076
	2	0,098	0,140	0,106	0,263	0,134	0,241	-0,036	-0,036
	1	0,100	0,100	0,108	0,188	0,122	0,177	-0,018	-0,018
	RDC	0,100	0,100	0,108	0,188	0,122	0,177	-0,018	-0,018
4	4	/	0,116	/	0,126	/	0,079	- /	-0,050
	3	/	0,122	/	0,132	/	0,103	-0,038	-0,043
	2	/	0,098	/	0,106	/	0,084	-0,033	-0,033
	1	/	0,100	/	0,108	/	0,085	-0,033	-0,033
	RDC	/	0,100	/	0,108	/	0,085	-0,033	-0,033

Efforts tranchants sous G sur appuis du portique T4 - T4:

Nive	Travées	q (t/ml)	Me (tm)	Mw (tm)	T (x=0)t	T (x=1)t
5	1 - 2	0,780	0,353	0,891	1,254	-1,553
	2 - 3	0,780	1,289	1,298	2,104	-2,107
	3 - 4	0,624	0,920	0,440	1,462	-1,234
4	1 - 2	1,070	0,620	1,079	1,798	-2,053
	2 - 3	1,070	1,850	1,853	2,889	-2,889
	3 - 4	0,810	1,091	0,688	1,797	-1,605
3	1 - 2	1,070	0,628	1,070	1,803	-2,048
	2 - 3	1,070	1,857	1,859	2,889	-2,889
	3 - 4	0,810	1,084	0,697	1,793	-1,608
2	1 - 2	1,070	0,628	1,070	1,803	-2,048
	2 - 3	1,070	1,857	1,859	2,889	-2,889
	3 - 4	0,810	1,084	0,697	1,793	-1,608
1	1 - 2	1,070	0,628	1,070	1,803	-2,048
	2 - 3	1,070	1,857	1,859	2,889	-2,889
	3 - 4	0,810	1,084	0,697	1,793	-1,608



File 1      File 2                      File 3                      File 4

Efforts tranchants sous P sur portique T<sub>4</sub> - T<sub>4</sub>:

Nive	Travées	q (t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	T(x=0)t	T(x=1)t
5	1 - 2	0,070	0,022	0,079	0,109	-0,142
	2 - 3	0,070	0,115	0,103	0,191	-0,186
	3 - 4	//	/	/	/	/
4	1 - 2	0,450	0,261	0,454	0,756	-0,863
	2 - 3	0,450	0,778	0,723	1,224	-1,205
	3 - 4	/	/	/	/	/
3	1 - 2	0,450	0,264	0,450	0,758	-0,861
	2 - 3	0,450	0,781	0,731	1,224	-1,206
	3 - 4	/	/	/	/	/
2	1 - 2	0,450	0,450 ←→ 0,264	0,758	0,758	-0,861
	2 - 3	0,450	0,781	0,731	1,224	-0,206
	3 - 4	/	/	/	/	/
1	1 - 2	0,450	0,264	0,450	0,758	-0,861
	2 - 3	0,45	0,781	0,731	1,224	-1,206
	3 - 4	/	/	/	/	/



Efforts tranchants sous SIV sur le portique T4 - T4:

Niv. eau	Travées	q (t/ml)	Me(tm)	Mw(tm)	T(x=0 )t	T(x=1)t
5	1 - 2	0,143	0,065	0,163	0,230	-0,285
	2 - 3	0,143	0,236	0,237	0,386	-0,386
	3 - 4	0,116	0,167	0,079	0,264	-0,222
4	1 - 2	0,175	0,010	0,177	0,268	-0,361
	2 - 3	0,175	0,303	0,302	0,472	-0,472
	3 - 4	0,122	0,167	0,103	0,256	-0,241
3	1 - 2	0,140	0,082	0,140	0,236	-0,268
	2 - 3	0,140	0,242	0,241	0,378	-0,378
	3 - 4	0,098	0,134	0,084	0,218	-0,194
2	1 - 2	0,100	0,058	0,099	0,168	-0,191
	2 - 3	0,100	0,265	0,177	0,286	-0,254
	3 - 4	0,100	0,122	0,085	0,218	-0,201
1	1 - 2	0,100	0,058	0,099	0,168	-0,191
	2 - 3	0,100	0,265	0,177	0,286	-0,254
	3 - 4	0,100	0,122	0,085	0,218	-0,201

S u P E R P O S I T I O N    D E S  
S O L L I C I T A T I O N S .

Pour Les justifications relatives à l'équilibre statique, à la résistance et, à la stabilité de forme, on doit prendre en compte les sollicitations totales ponderées définies cidessous.

\* Sollicitations totales ponderées du 1er genre.

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

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

\* Sollicitations totales ponderées du 2eme genre.

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

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

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

$\gamma_w$  : dépend des surcharges d'exploitation.

G : Sollicitation due à la charge permanente.

P : Sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effets dynamique.

V : Sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

W : Sollicitation due aux surcharges climatiques externes.

T : Sollicitation due aux effets de la température.

SI : Sollicitation due aux seisme.

Pour notre batiment, les effets de retrait et de température sont négligés du fait qu'il y a des joints de dilatation.

Les effets du seisme horizontal et vertical seront considérés simultanément et combinés de la façon la plus défavorable.

CONCLUSION : Les combinaisons à prendre en compte, sont:

a) Pour les poutres:

$$- G + 1,2.P \dots\dots\dots 1er genre.$$

$$- G + P + SiV \updownarrow + SiH \leftarrow \dots\dots\dots 2eme genre/$$

b) Pour les poteaux:

-  $G + 1,2.P$  .....1er genre.

-  $G + P/5 + SiV\uparrow + \overrightarrow{SiH}$  .....2eme genre.

-  $G + P + SiV\downarrow + \overleftarrow{SiH}$  .....2eme genre.

Moments en travée: ( Art A12 , CCBA 68 ).

Les moments en travée sont donnés par le biais de la courbe des moments de la travée indépendante complète ,de portée L avec les charges permanentes,puis avec ces dernières et les surcharges.

La ligne de fermeture des moments sera:

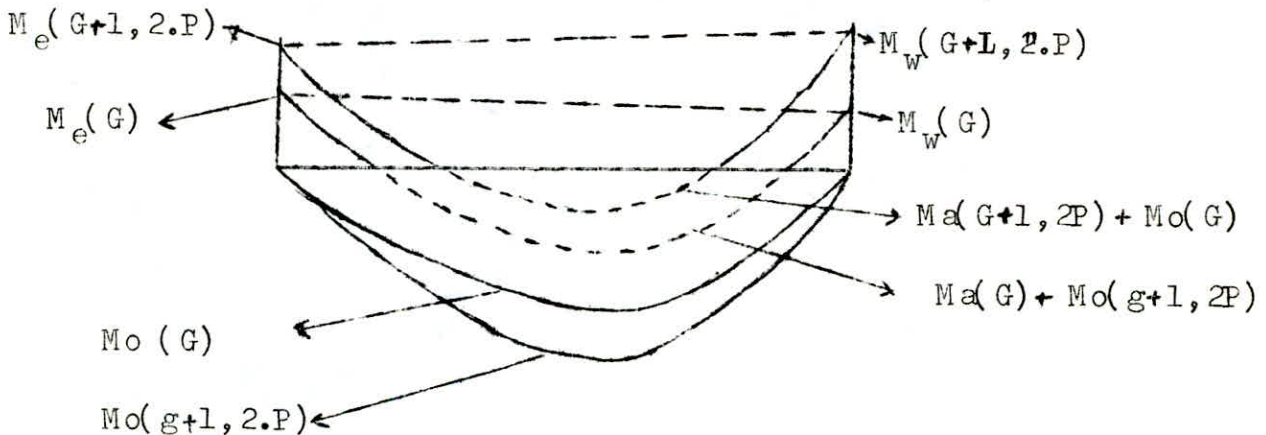
- Pour les moments positifs,celle qui joint les moments d'appuis nominaux en valeurs absolues.

- Pour les moments négatifs,sera celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeurs absolues.

Ceci on supposant dans chaque cas de charge ,que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

\* Exemple.

Soit à calculer le moment en travée sous :  $G + 1,2.P$



Moments aux appuis  $M_{ap}$  :

$$* M_a(G+1,2.P) = M_{ap}(G) + 1,2 M_a(P)$$

$$* M_a(G+P + SiV\downarrow + \overrightarrow{SiH}) = M_a(G) + M_a(P) + M_a(SiV\downarrow) + M_a(\overrightarrow{SiH})$$

$$* M_a(G+P + SiV\downarrow + \overleftarrow{SiH}) = M_a(G) + M_a(P) + M_a(SiV\downarrow) + M_a(\overleftarrow{SiH})$$

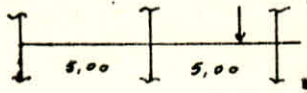
$$* M_a(G+P + SiV\uparrow + \overleftarrow{SiH}) = M_a(G) + M_a(P) + M_a(SiV\uparrow) + M_a(\overleftarrow{SiH})$$



/	/	G			P			Siv ↓ (↑)			S <sub>IH</sub> (←)			G + 1.2.P			G + P/5 + S <sub>iv</sub> + S <sub>iv</sub>			G + P + Siv ↓ + S <sub>IH</sub>			G + P + Siv ↓ + S <sub>IH</sub>					
		M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	N
1	4	1,367	2,19	6,81	0,54	0,347	0,924	0,22 (+)	0,39 (-)	1,1 (-)	1,59 (+)	2,96 (-)	1,1 (-)	2,016	2,6	7,93	-3,7	5,11	4,927	-0,53	0,033	3,84	3,72	5,88	7,86			
	3	2,48	1,83	13,78	0,58	0,604	3,36	0,19 (+)	0,247 (-)	2,0 (-)	4,04 (+)	4,95 (-)	2,0 (-)	2,17	2,25	18,0	-3,82	6,74	18,3	1,79	2,56	21,11	6,23	7,33	1,7			
	2	1,48	1,48	21,14	0,58	0,58	5,8	0,14 (+)	0,19 (-)	2,8 (-)	5,62 (+)	6,86 (-)	2,8 (-)	2,17	2,17	28,1	-7,35	3,26	13,76	3,37	4,61	32,47	7,87	9,11	2,0			
	1	2,48	1,48	28,3	0,58	0,58	8,24	0,09 (+)	0,14 (-)	3,4 (-)	7,55 (+)	7,55 (-)	3,4 (-)	2,17	2,17	38,18	-9,05	3,47	21,9	5,3	6,35	44,45	-3,8	3,75	33,24			
	R.O.C	1,04	1,48	35,46	0,4	0,58	10,68	0	0,09 (-)	3,82 (-)	12,3 (+)	6,63 (-)	3,82 (-)	-1,52	2,17	48,23	13,74	3,47	28,87	10,05	4,03	54,82	10,4	8,93	45,06			
	S-S	/	2,38	42,62	/	0,34	13,08	0	0	4 (-)	/	/	4,0 (-)	/	/	53,16	/	/	44,23	/	/	64,6	/	/	53,7			
2	4	0,188	0	16,3	0,02	0	2,27	0,028 (+)	0	2,65 (-)	2,92 (+)	2,65 (-)	0,19	0	19,24	-3,1	3,96	14,98	2,68	3,96	11,22	3,15	3,96	51,22				
	3	0,206	0,21	30,5	0,024	0,24	7,67	0,024 (+)	0,031 (-)	4,82 (-)	6,08 (+)	7,44 (-)	4,82 (-)	0,23	0,5	39,7	-6,32	7,74	27,21	5,82	6,96	42,99	6,33	7,32	42,35			
	2	0,206	0,21	43,72	0,024	0,24	13,06	0,02 (+)	0,014 (-)	6,54 (-)	9,35 (+)	9,47 (-)	6,54 (-)	0,23	0,23	59,39	-8,55	9,69	33,79	9,1	3,22	62,72	3,6	3,72	63,22			
	1	0,206	0,206	56,44	0,024	0,24	18,45	0	0,02 (-)	7,84 (-)	11,37 (+)	11,37 (-)	7,84 (-)	0,23	0,23	79,05	-11,57	11,57	52,76	11,11	11,14	83,2	11,62	11,6	83,2			
	R.O.C	0,157	0,206	70,1	0,018	0,24	23,84	0	0	8,68 (-)	14,4 (+)	9,29 (-)	8,68 (-)	0,178	0,23	98,7	-14,55	9,13	66,18	14,15	3,06	102,58	14,45	3,52	102,5			
	S-S	/	0,359	80,29	/	0,024	26,23	0	0	8,96 (-)	/	/	8,96 (-)	/	/	112,1	/	/	80,77	/	/	112,5	/	/	112,5			
3	4	1,88	-2,74	6,95	0,638	0,434	0,94	0,42 (-)	0,51 (+)	1,11 (+)	-1,59 (+)	2,96 (-)	1,11 (-)	2,72	3,26	9,07	0,09	0,38	7,016	4,58	6,64	8,012	1,41	0,724	9,98			
	3	2,04	2,12	18,8	0,754	0,754	3,44	0,36 (-)	0,47 (+)	2,17 (+)	4,04 (+)	4,95 (-)	2,17 (-)	2,94	3,1	22,93	2,2	3,15	13,65	7,19	8,29	22,07	0,88	1,6	26,75			
	2	2,04	2,04	30,6	0,754	0,754	5,94	0,267 (-)	0,36 (+)	3,02 (+)	5,62 (+)	6,86 (-)	3,02 (-)	2,94	3,1	39,66	-3,69	5,029	32,5	8,68	10,04	35,82	6,56	3,7	43,3			
	1	2,04	2,04	42,3	0,754	0,754	2,44	0	0,267 (+)	3,67 (+)	7,55 (+)	7,55 (-)	3,67 (-)	2,94	3,1	52,42	-5,46	5,62	45,024	10,44	10,7	49,7	4,65	4,39	53,11			
	R.O.C	1,44	2,04	54,3	0,753	0,754	10,94	0	0	4,068 (+)	12,3 (+)	6,63 (-)	4,068 (-)	2,94	3,1	67,52	-10,7	4,53	57,41	15,19	10,45	64,5	9,4	3,15	74,3			
	S-S	/	3,28	66,48	/	1,2	13,44	0	0	4,40 (+)	/	/	4,4 (-)	/	/	87,5	/	/	63,66	/	/	73,42	/	/	83,2			

MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX ~ PORTIQUE (L2 - L2)

NIVEAU	Travée	G			P			S <sub>iv</sub> ↓ (↑)			S <sub>iH</sub> (←→)			G + 1,2 · P			G + S <sub>iv</sub> ↓ + P · S <sub>iH</sub>			G + P + S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub>			G + P + S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub>		
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>
5	1-2	5,34	2,19	0,85	4,347	1,0	0,407	1,98	2,96	0,419	6,36	2,6	5,17	9,17	0,016	5,85	7,17	0,83	3,045	5,21	5,9	6,83	3,21	5,1	4,02
	2-3	2,74	5,34	0,434	0,855	0,507	1	2,96	1,98	0,419	3,26	6,36	4,9	6,64	5,2	6,5	5,63	3,2	3,75	0,72	9,16	5,52	0,294	7,16	2,77
4	1-2	4,76	2,9	1,82	1,146	0,74	0,46	5,18	6,54	0,68	6,94	4,27	7,28	10,5	2,034	5,42	11,02	2,95	2,97	2,14	11,05	6,78	0,66	10,13	4,33
	2-3	6,05	5,16	1,48	1,86	0,88	0,84	6,54	5,18	0,68	2,27	7,39	10	15,4	2,68	10,1	13,64	1	6,38	3,32	13,04	2,74	0,56	11,36	5,02
3	1-2	4,75	2,96	1,82	1,17	0,6	0,38	7,77	10,9	1,56	6,93	4,36	7,2	14,94	6,39	4,24	13,74	7,15	2,3	9,60	13,41	7,36	1,8	14,65	5,42
	2-3	6,58	5,17	1,51	1,86	0,725	0,67	10,9	7,77	1,56	8,39	7,4	10	13,72	0,07	10,56	18,27	1,4	7,62	2,08	16,47	7,44	3,53	14,13	4,5
2	1-2	4,75	2,96	1,82	1,17	0,45	0,29	10,36	13,17	1,4	6,93	4,36	7,2	17,38	8,75	4,18	16,48	9,33	2,94	3,34	17,59	6,98	4,24	17	5,74
	2-3	6,58	5,17	1,51	1,86	0,54	0,52	13,17	10,36	1,56	8,39	7,4	10	21,8	2,81	10,3	20,72	3,85	2,03	4,54	17,91	7,5	5,62	16,87	5,23
1	1-2	4,75	2,96	1,82	1,17	0,29	0,26	10,33	14,78	1,4	6,93	4,36	7,2	17,19	9,79	3,42	16,6	10,3	2,96	3,47	18,57	7,22	4,05	18,05	5,78
	2-3	6,58	5,17	1,51	1,86	0,196	0,29	14,18	10,33	1,4	8,39	7,4	10	22,46	3,01	9,89	22,1	3,59	2,9	5,9	17,65	6,1	6,29	17,07	5,34



MOMENTS EN TRAVÉE ~ PORTIQUE (L<sub>2</sub>-L<sub>2</sub>)

95  
-95-

Niveau	Poutre	G		P		Siv↓(↑)		Sih(←→)		G+1,2.P		G+P+Siv↓ + Sih→		G+P+Siv↑ + Sih→		G+P+Siv↓ + Sih←		G+P+Siv↑ + Sih←	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
5	1-2	7,22	5,83	1,145	0,923	1,135 (+)	1,1 (-)	0,988 (+)	0,988 (+)	8,59	6,95	10,7	6,27	8,00	4,67	8,72	8,85	6,02	6,65
	2-3	5,95	7,1	0,94	1,186	1,11 (+)	1,33 (-)	0,988 (+)	0,988 (+)	7,078	8,45	8,98	8,57	6,76	5,91	7,00	10,55	4,78	7,89
4	1-2	6,95	6,15	2,734	2,44	1,12 (+)	0,99 (-)	2,344 (+)	2,344 (+)	10,23	9,078	13,15	7,24	10,9	5,26	8,46	11,93	6,22	9,95
	2-3	6,85	6,26	2,50	2,67	1,067 (+)	1,05 (-)	2,344 (+)	2,344 (+)	9,85	9,46	12,76	7,63	10,63	5,53	8,07	12,32	5,94	10,22
3	1-2	6,94	6,16	2,73	2,446	0,89 (+)	0,80 (-)	3,734 (+)	3,734 (+)	10,22	9,1	14,29	5,67	12,50	4,07	6,82	13,44	5,04	11,54
	2-3	6,86	6,25	2,51	2,66	0,86 (+)	0,83 (-)	3,734 (+)	3,734 (+)	9,87	9,44	13,96	6,00	12,24	4,34	6,49	13,47	4,77	11,81
2	1-2	6,94	6,16	2,73	2,446	0,67 (+)	0,61 (-)	4,706 (+)	4,706 (+)	10,22	9,10	15,04	4,50	13,7	3,28	5,63	13,9	4,29	12,68
	2-3	6,86	6,25	2,51	2,66	0,64 (+)	0,63 (-)	4,706 (+)	4,706 (+)	9,87	9,44	14,72	4,83	13,44	3,57	5,31	14,24	4,03	12,98
1	1-2	6,94	6,16	2,73	2,446	0,42 (+)	0,41 (-)	4,90 (+)	4,90 (+)	10,22	9,10	14,99	4,11	14,5	3,29	5,19	13,91	4,35	13,1
	2-3	6,86	6,25	2,51	2,66	0,398 (+)	0,43 (-)	4,90 (+)	4,90 (+)	9,87	9,44	14,67	4,44	13,87	3,58	4,87	14,24	4,10	13,38

EFFORTS TRANCHANTS PORTIQUE (L<sub>2</sub>-L<sub>2</sub>)

# CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

 PORTIQUE (L<sub>3</sub> L<sub>3</sub>)

NIV	5				4				3				2				1			
Nocud	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
$l_w$ (m)	/	1	3,2	4,6	/	1	3,2	4,6	/	1	3,2	4,6	/	1	3,2	4,6	/	1	3,2	4,6
$l_e$ (m)	1	3,2	4,6	0,6	1	3,2	4,6	0,6	1	3,2	4,6	0,6	1	3,2	4,6	0,6	1	3,2	4,6	0,6
$h_n$ (m)	/	/	/	/	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5
$h_s$ (m)	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5	2,8	2,5	2,5	2,5
$I_e \cdot 10^4$	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/
$I_w \cdot 10^4$	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59	/	3,9	41,59	41,59
$I_n = I_w \cdot 10^4$	6,75	6,75	21,33	21,33	6,75	6,75	21,33	21,33	6,75	6,75	21,33	21,33	6,75	6,75	21,33	21,33	6,75	21,33	34,17	21,33
$l'_w$ (m)	/	0,918	2,56	3,68	/	0,844	2,56	3,68	/	0,835	2,56	3,68	/	0,835	2,56	3,68	/	0,835	2,56	3,68
$l'_e$ (m)	0,8	2,56	4,02	/	0,8	2,56	3,68	/	0,8	2,56	3,68	/	0,8	2,56	3,68	/	0,8	2,56	3,68	/
$h'_n$ (m)	/	/	/	/	2,53	2,25	2,25	2,25	2,25	2	2	2,0	2,25	2	2	2,0	2,25	2	2	2
$h'_s$ (m)	2,25	2	2	2	2,25	2	2	2	2,25	2	2	2	2,25	2	2	2	2,25	2	2	2
$K_w$	/	4,24	16,24	11,3	/	4,61	16,24	11,3	/	4,66	16,24	11,3	/	4,66	16,24	11,3	/	4,66	16,24	11,3
$K_e$	4,875	16,24	10,34	/	4,875	16,24	11,3	/	4,875	16,24	11,3	/	4,875	16,24	11,3	/	4,875	16,24	11,3	/
$K_n$	/	/	/	/	2,68	3	3,48	3,48	3	3,375	10,66	10,66	3	3,375	10,66	10,66	3	3,375	10,66	10,66
$K_s$	3	3,375	10,66	10,66	3	3,375	10,66	10,66	3	3,375	10,66	10,66	3	3,375	10,66	10,66	4,11	15,23	24,4	15,23
$D$	7,875	23,755	37,24	21,96	10,56	27,22	47,68	31,44	10,875	27,65	48,86	32,62	10,875	27,65	48,86	32,62	11,99	39,5	62,6	37,19
$\chi$	0,918	/	/	0,874	0,844	/	/	/	0,835	/	/	/	0,835	/	/	/	/	/	/	/



/	/	G			P			Siv↓ (↑)			S <sub>IH</sub> (←)			G+1,2 P			G+P/5+S <sub>iv</sub> +S <sub>IH</sub>			G+P+Siv↓+S <sub>IH</sub>			G+P+Siv↓+S <sub>IH</sub>		
		M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N	M <sub>n</sub>	M <sub>Δ</sub>	N
1	4	0,04	0,053	1,431	0,012	0,007	0,055	0,006 (+)	0,009 (-)	0,07	0,65 (+)	1,23 (-)	1,17 (+)	0,064	0,06	1,5	0,416	1,34	0,245	0,59	-1,14	2,73	0,71	1,28	0,39
	3	0,043	0,044	3,036	0,013	0,014	0,215	0,005 (+)	0,007 (-)	0,145	1,56 (+)	2,07 (-)	3,32 (+)	0,06	0,061	3,35	1,6	2,21	0,754	1,5	2,00	7,38	1,52	2,14	0,46
	2	0,043	0,043	4,76	0,013	0,013	0,377	0,005 (+)	0,005 (-)	1,133	2,28	2,73	8,36 (+)	0,06	0,061	5,2	2,32	2,83	3,42	2,22	2,73	13,69	2,34	2,85	3,03
	1	0,039	0,043	6,43	0,013	0,013	0,533	0	0	0,133	3,06	3,06	13,33 (+)	0,06	0,061	7,1	3,1	3,1	6,73	3,00	3,00	21,05	3,12	3,12	6,73
	R.D.C	0,039	0,043	8,1	0,016	0,013	0,701	0	0	0,133	4,91 (+)	2,64 (-)	19,66 (+)	0,053	0,058	2,34	4,95	2,68	11,6	4,86	2,58	28,65	-4,96	8,7	10,67
2	4	0,192	0,299	6,33	0,055	0,048	0,335	0,031 (+)	0,055 (-)	0,99	1,79 (+)	2,18 (-)	0,19	0,31	0,36	7,33	1,97	2,48	5,3	0,38	1,77	8,34	-3,2	2,59	7,56
	3	0,214	0,216	12,18	0,106	0,11	2,93	0,028 (+)	0,028 (-)	1,82	3,30 (+)	3,9 (-)	0,29	0,34	0,35	15,77	4,1	4,12	10,1	3,56	3,57	17,88	4,25	4,25	16,1
	2	0,214	0,214	18,04	0,106	0,106	5,14	0,022 (+)	0,022 (-)	2,47	5,43 (+)	5,43 (-)	1,33	0,34	0,35	24,21	5,44	5,44	14,67	5,10	5,11	28,8	5,76	5,76	24,94
	1	0,214	0,214	23,9	0,106	0,106	7,29	0	0	2,96	6,56 (+)	6,56 (-)	3,57	0,34	0,35	32,64	6,79	6,77	18,83	6,35	6,24	37,72	6,77	6,88	30,19
	R.D.C	0,15	0,214	29,75	0,074	0,106	9,44	0	0	3,23	8,43 (+)	5,35 (-)	5,00	0,34	1,1	47,076	-6,71	5,56	23,4	6,28	5,03	47,42	6,76	6,67	37,42
3	4	0,474	0,973	13,3	0,21	0,185	2,1	0,07 (+)	0,18 (-)	2,44	3,86 (+)	5,44 (-)	0,19	0,726	1,16	16,4	4,3	6,37	12,07	3,10	4,13	18,25	3,26	6,75	18,63
	3	0,518	0,533	23,12	0,23	0,23	7,07	0,06 (+)	0,08 (-)	4,12	8,45 (+)	9,76 (-)	0,91	0,794	0,809	33,6	8,95	10,26	30,39	7,64	8,93	35,4	13,47	14,59	37,22
	2	0,518	0,518	36,32	0,23	0,23	12,24	0,04 (+)	0,06 (-)	5,49	12,68 (+)	12,68 (-)	1,83	0,794	0,794	51,0	13,2	13,2	35,2	11,89	11,84	52,12	16,1	13,47	59,9
	1	0,518	0,518	47,62	0,23	0,23	17,41	0,038 (+)	0,09 (-)	6,54	15,3 (+)	15,3 (-)	3,5	0,794	0,794	68,4	15,83	15,86	47,96	14,5	14,5	67,97	18,5	16,1	75
	R.D.C	0,404	0,518	58,72	0,17	0,23	22,58	0,038 (+)	0,138 (-)	7,33	17,89 (+)	13,39 (-)	4,82	0,794	0,794	85,8	18,42	14,41	83,24	17,28	12,2	83,87	19	13,8	93,5
4	4	1,1	2,31	7,58	0,48	0,08	0,2	0,17 (-)	0,09 (+)	1,19	1,33 (+)	3,58 (-)	1,17	1,767	2,406	8,8	-0,9	1,27	7,76	3,68	-4,0	8,62	0,18	3,16	10,96
	3	1,189	1,13	14,43	0,52	0,54	3,75	0,14 (+)	0,19 (-)	2,14	4,96 (+)	0,05 (-)	3,9	1,813	1,878	18,93	-3,8	4,82	20,69	6,8	8,01	16,42	3,12	4,1	24,22
	2	1,17	1,18	21,7	0,52	0,52	6,3	0,05 (-)	0,14 (+)	2,83	6,33 (+)	8,46 (-)	8,36	1,804	1,804	28,86	-5,69	7,18	28,03	8,77	10,3	22,13	5,09	6,62	38,85
	1	1,18	1,18	28,18	0,52	0,52	8,85	0,04 (+)	0,05 (-)	3,44	9,3 (+)	3,3	13,33	1,804	1,804	38,79	8,05	12,77	40,4	11,04	11,04	26,5	7,56	7,56	54,4
	R.D.C	1,04	1,18	35,04	0,45	0,52	11,4	0,04 (+)	0,27 (-)	3,87	12,24 (+)	9,2 (-)	13,83	1,58	2,4	48,68	13,35	18,65	53,28	16,73	-16,07	30,48	13,75	-0,3	70,14

MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX ~ PORTIQUE (L<sub>3</sub> L<sub>3</sub>)

Niveau	Travée	G		P		Siv↓ (↑)		Siv↑ (←)		G + 1,2.P		G+P+Siv↓ + Siv↑		G+P+Siv↓+ Siv↑		G+P+Siv↑ + Siv↓		G+P+Siv↑ + Siv↓	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
5	1-2	1.44	0.43	0.245	0.055	0.27	0.07	1.17	1.17	1.69	0.5	-3.1	-0.61	2.56	-0.75	-0.76	1.73	-0.22	1.59
5	2-3	5.71	3.88	-0.915	0.62	1.066	0.73	1.36	1.36	-6.81	4.64	3.05	3.87	-6.92	2.44	-6.33	5.13	-4.39	3.67
5	3-4	-6.58	7.2	1.019	1.189	1.19	1.38	1.17	1.17	-7.8	8.6	-9.96	8.6	-7.58	5.84	-7.62	10.94	-5.24	2.37
4	1-2	1.43	0.66	0.51	0.16	0.265	0.075	2.75	2.75	-2	0.85	-4.95	-1.85	-4.42	-2	0.55	3.65	1.08	3.5
4	2-3	4.58	3.42	2.19	1.65	0.75	0.56	3.45	3.45	-7.21	5.4	-10.97	8.18	-9.47	1.06	-4.07	9.08	-2.57	7.96
4	3-4	5.85	5.64	-2.73	2.78	0.95	0.93	2.73	2.73	-9.13	8.97	-12.26	6.62	-10.36	4.76	-6.8	12.08	-4.9	10.22
3	1-2	1.43	0.66	0.51	0.16	0.205	0.065	4.44	4.44	-2	0.85	-6.58	-3.55	-6.17	-3.68	12.3	5.33	2.7	5.2
3	2-3	4.57	3.43	2.2	1.64	0.6	0.45	5.47	5.47	-7.21	5.39	-12.84	0.05	-11.64	-0.85	-1.9	14.99	-0.7	10.1
3	3-4	5.87	5.63	-2.55	2.97	-0.75	0.76	4.58	4.58	-8.93	9.19	-13.75	4.78	-12.25	3.26	-4.59	13.9	-3.09	12.42
2	1-2	1.43	0.66	0.51	0.16	0.15	0.05	5.53	5.53	-2	0.85	-7.62	-4.66	-7.32	-4.76	3.44	6.4	3.74	6.3
2	2-3	4.57	3.43	2.2	1.64	0.46	0.34	7.17	7.17	-7.21	5.39	-14.4	-1.76	-13.48	-2.44	-0.06	12.58	0.86	11.9
2	3-4	5.87	5.63	-2.55	2.97	-0.55	0.59	5.59	5.59	-8.93	9.19	-14.56	3.60	-13.46	2.42	-3.38	14.78	-2.28	13.6
1	1-2	1.43	0.66	0.51	0.16	0	0	5.77	5.77	-2	0.85	7.51	-4.95	-7.51	-4.95	4.03	6.59	4.03	6.59
1	2-3	4.57	3.43	2.2	1.64	0.36	0.27	7.2	7.2	-7.21	5.39	-14.33	-1.86	-13.61	-2.4	0.07	12.54	0.79	12
1	3-4	5.87	5.63	-2.55	2.97	0.43	0.49	5.87	5.87	-8.93	9.19	-14.72	3.22	-13.86	2.36	-2.98	14.96	-2.12	13.98

EFFORTS TRANCHANTS (L<sub>3</sub> L<sub>3</sub>)

Niveau	Travée	G		P		Siv ↓ (↑)		S <sub>H</sub> (← →)		G + 1.2 · P			G + P + Siv ↓ + S <sub>H</sub> ↑			G + P + Siv ↑ + S <sub>H</sub> ↓			G + P + Siv ↓ + S <sub>H</sub> ↑			G + P + Siv ↑ + S <sub>H</sub> ↓		
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>c</sub>
5	1-2	0.557	0.053	0.087	0.007	0.11	0.009	0.44	1.21	0.66	0.06	0.05	-1.19	1.14	0.392	0.97	1.16	0.305	0.31	1.20	0.382	0.09	1.26	0.469
5	2-3	3.78	0.86	0.6	0.14	0.7	0.16	3.16	1.71	-4.5	-1.24	2.25	8.24	0.588	2.14	6.84	0.91	0.71	1.92	2.9	3.56	0.52	2.57	2.13
5	3-4	3.3	4.75	0.37	0.76	0.43	0.88	3.58	2.28	3.74	3.66	5.42	7.68	4.11	7.3	6.82	2.35	4.34	0.52	8.67	8.58	0.34	-6.9	5.62
4	1-2	0.47	0.08	0.2	0.03	0.11	0.013	1.18	2.72	0.71	0.11	0.085	1.92	2.59	0.9	1.7	2.61	0.82	0.35	2.85	-0.68	1.106	2.83	-0.76
4	2-3	2.73	0.88	1.28	0.4	0.477	0.178	7.89	4.55	-4.27	-1.34	3.24	12.37	3.13	1.78	11.49	3.4	0.73	3.41	-5.97	-5.12	4.47	-5.7	4.07
4	3-4	4.24	3.74	1.62	1.72	0.61	0.57	7.98	5.7	6.78	-5.8	8.34	14.45	0.33	8.5	13.23	0.81	5.8	1.5	11.73	10.78	2.73	-10.6	8.08
3	1-2	0.468	0.086	0.2	0.027	0.08	0.01	1.86	4.35	-0.7	0.12	0.085	2.61	4.83	0.817	2.45	4.25	1.27	1.11	4.47	1.66	1.27	-4.45	1.21
3	2-3	0.31	0.75	1.64	0.73	0.43	0.46	13.42	8.87	-4.29	-1.35	3.23	16.59	6.14	0.85	15.89	6.34	0.11	7.91	8.70	5.63	8.61	-8.58	4.89
3	3-4	-4.31	3.75	1.64	1.73	0.43	0.46	13.42	8.87	6.278	-5.8	8.3	19.8	2.93	7.1	18.94	3.85	5.89	7.04	14.8	11.64	7.9	13.9	10.43
2	1-2	0.468	0.086	0.2	0.027	0.06	0.008	2.39	5.34	-0.7	-0.12	0.085	3.11	5.3	1.56	2.99	5.32	1.5	1.67	5.38	7.46	1.79	5.36	-1.4
2	2-3	2.72	0.898	1.27	0.38	0.275	0.08	16.22	9.59	-4.24	-1.35	3.23	20.48	8.14	-1.31	19.93	8.3	-1.53	11.96	11.04	5.29	12.5	10.88	5.07
2	3-4	4.31	3.75	1.64	1.73	0.24	0.35	16.23	11.75	6.278	-5.8	8.3	22.42	3.92	6.8	21.9	6.62	6.1	10.04	17.58	11.28	10.56	16.88	10.58
1	1-2	0.468	0.08	0.2	0.03	0	0	2.38	5.7	-0.7	0.12	0.085	3.05	5.58	1.74	3.05	5.58	1.7	1.7	5.82	7.58	1.71	5.82	-1.5
1	2-3	2.72	0.898	1.27	0.38	0.206	0.06	16.4	9.53	-4.24	-1.35	3.23	20.99	8.19	-0.297	20.2	8.31	-0.759	12.2	10.87	6.6	12.6	10.75	6.1
1	3-4	4.31	3.75	1.64	1.73	0.13	0.28	17.5	11.88	6.278	-5.8	8.3	23.58	6.12	6.19	23.3	6.68	6.45	14.42	17.64	11.81	11.7	17.1	18.07

MOMENTS EN TRAVÉE POUR

L<sub>3</sub> L<sub>3</sub>

NIVEAU	Travée	G		P		S <sub>IV</sub> ↓ (↑)		S <sub>IH</sub> (←→)			G + 1,2 · P			G + S <sub>IV</sub> ↓ + P <sub>3</sub> ↑			G + P + S <sub>IV</sub> ↓ + S <sub>IH</sub> ←			G + P + S <sub>IV</sub> ↓ + S <sub>IH</sub> →					
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>			
5	1-2	2,35	0,527	0,286	0,063	0,434 (+)	0,095 (+)	5,06 (+)	3,59 (-)	0,73 (-)	0,69 (-)	0,6	1,08	8,13	2,91	0,17	7,26	3,10	1,36	1,99	4,27	1,51	2,86	4,08	0,1
	2-3	1,33	2,826	0,162	0,342	0,245 (+)	0,519 (+)	2,6 (-)	4,2 (-)	0,8 (+)	1,52	3,24	3,13	4,34	0,54	3,07	3,85	1,56	1,38	0,86	7,88	4,67	1,35	6,84	2,98
4	1-2	2,188	0,858	0,573	0,221	0,347 (+)	0,134 (+)	11,52 (+)	9,02 (-)	12,5 (-)	2,87	1,12	1,86	14,62	7,81	3,37	13,93	8,10	2,54	8,42	10,23	0,87	9,11	9,96	0,043
	2-3	2,049	2,83	0,535	0,749	0,325 (+)	0,450 (+)	6,53 (+)	9,32 (-)	1,345 (+)	2,69	3,72	4,54	9,43	5,20	3,75	8,78	6,10	2,03	3,63	13,24	6,44	4,28	18,34	4,72
3	1-2	2,15	0,873	0,568	0,227	0,276 (+)	0,11 (+)	18,69 (+)	14,0 (-)	2,34 (-)	2,83	1,15	1,8	21,68	12,77	4,39	21,13	12,39	3,75	15,7	15,23	0,29	16,25	15,0	0,93
	2-3	2,1	2,837	0,546	0,743	0,265 (+)	0,36 (+)	10,14 (+)	15,41 (-)	2,63 (+)	2,75	3,73	4,5	13,05	11,47	2,27	12,52	12,19	0,90	7,23	19,35	7,53	7,76	18,63	6,16
2	1-2	2,15	0,873	0,568	0,227	0,205 (+)	0,08 (+)	23,30 (+)	18,56 (-)	2,37 (-)	2,83	1,15	1,8	26,22	17,37	4,35	25,80	17,53	3,87	20,38	13,77	0,39	20,79	19,61	0,87
	2-3	2,10	2,837	0,546	0,743	0,197 (+)	0,268 (+)	13,44 (+)	18,60 (-)	2,58 (+)	2,75	3,73	4,5	16,28	14,75	2,17	15,88	15,28	1,16	10,6	22,45	7,33	10,99	21,90	6,32
1	1-2	2,15	0,873	0,568	0,227	0,136 (+)	0,054 (+)	23,90 (+)	18,56 (-)	2,67 (-)	2,83	1,15	1,8	26,75	17,40	4,56	26,48	17,51	4,23	21,05	19,72	0,78	21,32	19,60	1,11
	2-3	2,10	2,837	0,546	0,743	0,132 (+)	0,179 (+)	13,44 (+)	19,78 (-)	3,17 (+)	2,75	3,73	4,5	16,22	16,0	1,39	15,95	16,36	0,71	10,67	23,52	7,73	10,93	23,16	7,05

MOMENTS EN TRAVÉE ~ PORTIQUE (L<sub>4</sub>-L<sub>4</sub>)

Niveau	Travée	G		P		Siv↓(↑)		Sih←(→)		G+1,2 P		G+P+Siv↓ + Sih→		G+P+Siv↑ + Sih→		G+P+Siv↓ + Sih←		G+P+Siv↑ + Sih←	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
5	1-2	3,33	2,19	0,342	0,329	0,616 (+)	0,404 (+)	2,40 (+)	2,4 (+)	3,74	2,58	6,68	0,523	5,45	0,28	7,88	5,32	0,65	4,50
	2-3	3,64	4,29	0,444	0,522	0,674 (+)	0,793 (-)	1,36 (+)	1,36 (+)	4,17	4,9	6,11	4,24	4,76	2,65	3,39	6,96	2,04	5,37
4	1-2	3,63	2,80	0,95	0,73	0,576 (+)	0,444 (+)	5,70 (+)	5,70 (+)	4,77	3,67	10,85	1,73	9,69	2,62	9,55	9,67	1,702	8,78
	2-3	4,45	4,79	1,163	1,250	0,706 (+)	0,76 (-)	3,150 (+)	3,150 (+)	5,84	6,29	9,46	3,65	8,048	2,13	3,16	9,95	1,75	8,43
3	1-2	3,62	2,82	0,946	0,733	0,46 (+)	0,357 (-)	9,10 (+)	9,10 (+)	4,75	3,69	14,13	5,19	13,21	5,9	4,07	13	4,99	12,29
	2-3	4,46	4,79	1,165	1,25	0,568 (+)	0,61 (-)	5,11 (+)	5,11 (+)	5,86	6,29	11,3	1,54	10,16	0,32	1,08	11,76	0,056	10,54
2	1-2	3,62	2,82	0,946	0,733	0,34 (+)	0,264 (-)	11,63 (+)	11,63 (+)	4,75	3,69	16,53	7,81	15,85	8,34	6,73	15,45	7,41	14,92
	2-3	4,46	4,79	1,165	1,25	0,42 (+)	0,452 (-)	6,43 (+)	6,43 (+)	5,86	6,29	12,47	0,062	11,63	0,842	0,39	12,92	1,23	12,0
1	1-2	3,62	2,82	0,946	0,733	0,228 (+)	0,177 (-)	11,79 (+)	11,79 (+)	4,75	3,69	16,58	8,06	16,12	8,41	7,0	15,52	7,456	15,16
	2-3	4,46	4,79	1,165	1,25	0,28 (+)	0,302 (-)	6,64 (+)	6,64 (+)	5,86	6,29	12,54	0,298	11,98	0,9	0,74	12,98	1,3	12,37

EFFORTS TRANCHANTS PORTIQUE (L<sub>4</sub> L<sub>4</sub>)

Pile	étage	G			P			Siv ↓ (↑)			SiH (←)			G+1,2.P			G+P/5+Siv↑+SiH			G+P+Siv↓+SiH			G+P+Siv↓+SiH		
		Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N	Mn	Md	N
1	4	0,403	0,527	3,19	0,104	0,063	0,329	0,063	0,095	0,404	2,92	5,06	2,4	0,53	0,6	3,58	3,2	5,50	0,45	2,35	4,37	6,32	3,49	5,74	1,52
	3	0,438	0,454	6,99	0,113	0,117	1,06	0,055	0,07	0,844	7,036	3,60	8,10	0,57	0,59	8,26	7,44	9,00	1,74	6,75	7,96	16,33	7,90	9,24	0,79
	2	0,438	0,438	10,81	0,113	0,113	1,79	0,04	0,053	1,2	10,1	11,66	17,18	0,57	0,57	18,96	19,50	18,06	7,2	9,50	11,0	30,98	19,69	18,46	3,38
	1	0,438	0,438	14,63	0,113	0,113	2,52	0,027	0,04	1,46	13,3	13,20	22,8	0,57	0,57	17,65	13,60	13,60	15,13	12,6	12,53	47,44	13,79	13,20	19,19
	RDC	0,438	0,438	18,45	0,113	0,113	3,25	0,027	0,027	1,64	16,3	10,7	40,59	0,57	0,57	22,35	19,70	11,10	23,13	10,1	10,1	63,93	11,29	11,30	17,25
	S.S	/	0,438	22,27	/	0,113	3,88	/	/	1,64	/	/	40,59	/	0,57	27,0	/	/	23,66	/	/	63,93	/	/	18,7
2	4	0,305	0,468	8,63	0,079	0,057	0,264	0,048	0,086	1,41	4,406	6,20	1,04	0,40	0,54	3,66	4,67	5,64	8,43	4,64	5,58	3,86	4,76	6,8	11,94
	3	0,305	0,343	18,05	0,087	0,089	3,06	0,042	0,054	2,74	9,66	11,15	3,59	0,41	0,45	21,70	9,94	12,15	19,5	9,3	10,66	29,26	10,00	11,63	27,44
	2	0,341	0,341	27,46	0,087	0,087	5,85	0,03	0,042	3,80	14,50	14,5	7,56	0,44	0,44	33,76	14,8	15,15	32,27	14,2	14,0	28,95	14,85	14,98	44,1
	1	0,341	0,341	36,87	0,087	0,087	7,45	0,021	0,031	4,60	17,50	17,50	18,78	0,44	0,44	43,8	17,85	18,15	46,56	17,14	17,00	56,16	17,85	17,98	62,68
	RDC	0,341	0,341	42,28	0,087	0,087	9,65	0,021	0,021	5,13	19,9	14,5	17,9	0,44	0,44	53,86	20,25	15,4	56,98	19,64	14,0	39,16	29,25	14,98	74,96
	S.S	/	0,341	47,69	/	0,087	11,85	/	0,021	5,13	/	/	17,9	/	0,44	61,9	/	/	62,83	/	/	46,77	/	/	82,57
3	4	0,964	1,335	4,64	0,25	1,162	0,44	0,153	0,246	0,674	2,26	4,2	1,36	1,26	2,73	5,17	7,146	8,87	4,05	3,22	6,90	4,39	4,29	1,43	7,11
	3	1,045	1,08	10,1	0,27	0,28	1,60	0,133	0,172	1,38	6,70	6,96	4,51	1,37	1,4	12,0	4,74	6,00	13,55	7,14	8,49	8,57	4,25	5,42	12,59
	2	1,045	1,04	15,56	0,27	0,27	2,77	0,095	0,133	1,95	7,94	9,71	9,62	1,37	1,37	18,88	6,94	8,75	23,78	9,39	11,24	19,57	6,49	8,17	30,0
	1	1,045	1,04	21,03	0,27	0,27	3,93	0,065	0,098	2,37	10,66	10,66	10,05	1,37	1,37	22,75	9,56	9,66	35,50	12,11	12,19	16,67	8,20	9,13	37,29
	RDC	1,045	1,04	26,49	0,27	0,27	5,10	0	0,065	2,65	12,95	9,12	22,63	1,37	1,37	32,6	12,82	8,13	47,59	18,23	19,65	14,35	10,5	7,58	56,93
	S.S	/	1,04	31,93	/	0,27	6,37	/	0	2,65	/	/	22,63	/	1,37	39,47	/	/	53,24	/	/	18,18	/	/	67,56

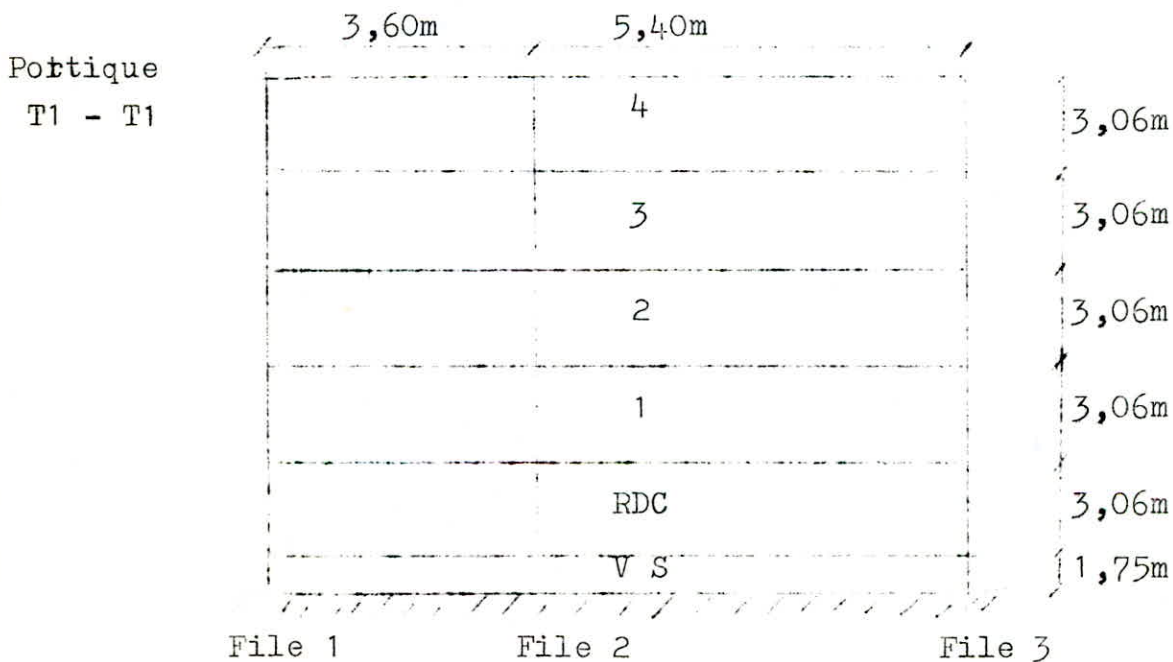
MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX - PORTIQUE (L4-L4)

Moments fléchissants dans les poutres du portique T1 - T1:

Niveau		5		4		3		2		1	
Travées		1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
G	Me	0,289	1,378	0,466	1,455	0,472	1,460	0,472	1,460	0,472	1,460
G	Mw	0,862	0,524	0,827	0,958	0,820	0,980	0,820	0,980	0,820	0,980
SIV	Me	0,052	0,250	0,070	0,220	0,057	0,176	0,057	0,176	0,057	0,176
SIV	Mw	0,156	0,095	0,124	0,144	0,099	0,118	0,099	0,118	0,099	0,118
SIH	Me	3,230	1,880	6,810	4,440	10,590	6,560	13,27	8,358	12,620	8,040
SIH	Mw	2,600	1,680	6,130	3,790	9,190	6,420	11,540	7,410	11,11	7,120
G	Me	0,289	1,378	0,466	1,455	0,472	1,460	0,472	1,460	0,472	1,46
+	Mw	0,862	0,524	0,827	0,958	0,820	0,980	0,820	0,980	0,820	0,980
1,2P	Mt	0,244	1,049	0,390	1,324	0,391	1,310	0,391	1,310	0,391	0,310
G+P	Me	3,571	3,510	7,346	6,115	11,120	8,196	13,899	9,990	13,150	9,676
+SIV	Mw	1,582	1,061	5,180	2,688	8,270	5,320	10,62	6,312	10,19	6,022
+SIH	Mt	0,077	1,311	0,206	1,381	0,183	1,547	0,348	1,143	0,238	1,157
G+P	Me	2,889	0,252	6,270	2,765	10,06	4,920	12,64	6,720	12,09	6,404
+SIV	Mw	3,618	2,299	7,080	4,890	10,11	7,52	12,46	8,510	12,03	8,220
-SIH	Mt	0,710	1,511	0,886	2,031	1,216	1,687	1,381	2,091	1,271	2,077
G+P	Me	3,470	3,008	7,210	5,670	11,00	7,840	13,68	9,640	13,03	9,320
-SIV	Mw	1,890	1,250	5,430	2,976	8,470	5,558	10,82	6,550	10,39	6,260
+SIH	Mt	0,219	0,586	0,440	0,618	0,430	0,935	0,599	0,531	0,489	0,345
G+P	Me	2,990	0,752	6,410	3,205	10,17	5,276	12,85	7,070	12,20	6,756
-SIV	Mw	3,310	2,110	6,830	4,600	9,910	7,280	12,26	8,270	11,83	8,020
-SIH	Mt	0,410	0,786	0,914	1,268	0,965	1,075	1,130	1,479	1,020	1,465

Efforts tranchants dans le portique T1 - T1:

Niveau		5		4		3		2		1	
Travées		1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3	1-2	2-3
G	Te	0,996	1,891	1,357	2,279	1,361	2,276	1,361	2,276	1,361	2,276
	Tw	1,315	1,575	1,558	2,095	1,558	2,098	1,554	2,098	1,554	2,098
SIV	Te	0,108	0,340	0,205	0,343	0,160	0,270	0,160	0,275	0,160	0,275
	Tw	0,240	0,280	0,230	0,315	0,190	0,250	0,190	0,250	0,190	0,250
SIH	Te	1,620	0,660	3,580	1,520	5,490	2,420	6,890	2,920	6,590	2,810
	Tw	1,620	0,660	3,580	1,520	5,490	2,420	6,890	2,920	6,590	2,810
G+SIV	Te	2,724	2,891	5,150	4,130	7,011	4,966	8,411	5,470	8,111	5,356
+SIH	Tw	0,065	1,195	1,800	0,890	3,750	0,070	5,146	0,572	4,846	0,462
G+SIV	Te	0,516	1,571	2,028	1,092	3,970	0,126	5,370	0,370	5,070	0,264
+SIH	Tw	3,175	2,515	5,380	3,930	7,230	4,768	8,634	5,270	8,334	5,158
G+SIH	Te	2,510	2,211	4,740	3,456	6,691	4,426	8,091	4,921	7,791	4,816
-SIV	Tw	0,545	0,635	2,262	0,260	4,130	0,572	5,522	1,072	5,222	0,962
G-SIV	Te	0,732	0,891	2,440	0,416	4,289	0,414	5,690	0,920	5,389	0,804
-SIH	Tw	2,695	1,955	4,920	3,300	6,850	4,268	8,258	4,768	7,958	4,658





File	N <sub>V</sub>	G			P			S <sub>IV</sub> ⊕			S <sub>IH</sub> ⊕			G+I, P			G+P+S <sub>IV</sub> +S <sub>IH</sub>			G+P+S <sub>IV</sub> +S <sub>IH</sub>			G+P <sub>5</sub> +S <sub>IV</sub> +S <sub>IH</sub>					
		M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M	M	M <sub>3</sub>	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>C</sub>			
1	4	0,82	0,89	0,99	/	/	/	0,03	0,05	0,18	1,39	3,23	1,62	0,92	0,29	0,99	1,64	2,89	0,68	1,14	3,57	3,86	1,53	2,99	0,26	1,20	3,47	3,50
1	3	0,24	0,25	1,36	/	/	/	0,03	0,04	0,20	3,60	5,42	3,59	0,24	0,25	3,14	3,87	5,13	0,34	3,33	5,71	10,07	3,81	5,21	1,10	3,39	5,63	9,32
1	2	0,24	0,24	1,36	/	/	/	0,03	0,04	0,16	5,67	6,33	5,49	0,24	0,24	5,84	5,94	6,72	3,25	5,40	7,26	18,15	5,88	6,78	4,28	5,46	7,20	17,07
1	1	0,24	0,24	1,36	/	/	/	0,03	0,04	0,16	7,60	7,60	6,88	0,24	0,24	8,16	7,87	7,73	7,55	7,33	7,87	27,02	7,81	7,89	8,91	7,39	7,81	26,22
1	RDC	0,24	0,24	1,36	/	/	/	0,03	0,04	0,16	13,49	5,08	6,59	0,24	0,24	10,28	13,76	4,75	11,56	13,49	5,29	36,79	13,86	4,81	13,24	13,12	5,25	35,08
2	4	0,29	0,52	3,20	/	/	/	0,04	0,09	0,58	3,42	4,49	0,96	0,29	0,52	7,20	2,75	3,88	3,88	2,08	5,10	5,80	3,67	4,06	2,22	2,16	4,92	4,64
2	3	0,32	0,33	3,84	/	/	/	0,04	0,05	0,58	5,41	8,16	2,34	0,32	0,33	8,10	5,77	7,78	7,03	5,05	8,54	13,63	5,69	7,88	4,71	5,41	8,44	11,31
2	2	0,32	0,32	3,84	/	/	/	0,04	0,04	0,58	8,46	10,44	3,07	0,32	0,32	17,01	8,82	10,08	9,31	8,10	10,80	22,05	8,74	10,16	6,07	8,18	10,72	18,81
2	1	0,32	0,32	3,84	/	/	/	0,04	0,04	0,58	11,44	11,44	3,97	0,32	0,32	17,91	11,80	11,08	10,69	11,08	11,80	31,38	11,72	11,16	6,53	11,16	11,72	27,22
2	RDC	0,32	0,32	3,84	/	/	/	0,04	0,04	0,58	14,36	7,72	3,78	0,32	0,32	22,81	14,72	4,36	12,27	14,10	8,08	40,52	14,64	7,44	7,18	14,68	8,0	35,23
3	4	0,45	0,52	1,57	/	/	/	0,07	0,09	0,28	0,84	1,68	0,66	0,45	0,52	1,57	0,42	2,29	2,51	1,46	1,07	2,08	0,56	0,11	3,02	1,32	1,25	1,70
3	3	0,45	0,51	2,09	/	/	/	0,06	0,09	0,28	2,31	2,85	1,52	0,45	0,51	4,72	1,76	3,44	8,56	2,26	2,26	4,08	1,88	3,28	7,32	2,74	2,42	3,02
3	2	0,45	0,49	2,09	/	/	/	0,06	0,08	0,31	3,07	4,11	3,42	0,45	0,49	7,87	2,52	4,66	14,38	3,62	3,56	5,01	2,64	4,54	12,71	3,50	3,68	3,51
3	1	0,45	0,49	2,09	/	/	/	0,06	0,08	0,25	4,34	4,34	3,52	0,45	0,49	11,03	3,79	4,89	20,72	4,89	3,79	5,50	3,91	4,77	13,54	4,77	3,91	3,59
3	RDC	0,45	0,49	2,09	/	/	/	0,06	0,08	0,25	4,89	2,78	2,81	0,45	0,49	14,15	4,34	3,33	26,94	5,44	2,23	6,11	4,46	3,21	24,26	5,72	2,35	3,60

Moments et efforts Normaux dans le Pontique T1-T1

Moments sur Appuis et en hautes des Poutres 71-71

NIVEAU	TRAVÉE	G		P		Siv ↓		Siv →			G + 1,2 P			G + P + Siv ↓ + Siv →			G + P + Siv ↑ + Siv →			G + P + Siv ↓ + Siv →			G + P + Siv ↑ + Siv →		
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>
5	1-2	-	-	0	0	0,16	0,05	2,60	3,23	0,31	0,86	0,29	0,24	+1,58	-3,57	+0,08	+1,89	-3,47	-0,22	-3,62	+2,89	+0,71	-3,31	+3,99	+0,91
	2-3	-	-	0	0	0,09	0,25	+1,68	-1,86	-0,09	-0,52	-1,38	+1,05	+1,06	-3,51	+1,31	+1,25	-3,01	-0,58	-3,29	+0,52	+1,57	-3,11	+0,75	+0,78
4	1-2	-	-	0	0	0,12	0,07	+6,13	-6,81	-0,34	-0,83	-0,46	+0,39	+5,18	-7,34	+0,21	+5,43	-7,21	-0,44	-7,08	+5,24	+0,88	-6,83	+4,41	+0,91
	2-3	-	-	0	0	0,14	0,22	+3,79	-4,44	-0,32	-0,96	-1,45	+1,72	+2,68	-6,11	+1,38	+2,97	-5,67	-0,62	-4,89	+2,76	+1,03	-4,60	+3,20	+1,27
3	1-2	-	-	0	0	0,10	0,06	+9,19	-10,59	-0,7	-0,82	-0,47	+0,33	+8,27	-11,12	+0,18	+8,47	-11,00	-0,43	-10,11	+10,06	+1,22	-9,91	+10,17	+0,96
	2-3	-	-	0	0	0,12	0,17	+6,42	-6,56	-0,07	-0,98	-1,46	+1,34	+5,32	-8,19	+1,55	+5,58	-7,84	-0,93	-7,52	+4,92	+1,88	-7,28	+5,27	+1,07
2	1-2	-	-	0	0	0,10	0,06	+11,54	-12,27	-0,86	-0,82	-0,47	+0,39	+10,62	-13,53	+0,35	+10,82	-12,46	-0,59	-12,46	+12,64	+1,38	-12,26	+12,95	+1,13
	2-3	-	-	0	0	0,12	0,17	+7,41	-8,34	-0,46	-0,98	-1,46	+1,31	+6,31	-9,99	+1,14	+6,15	-8,57	-0,73	-8,57	+6,72	+2,09	-8,24	+7,07	+1,48
1	1-2	-	-	0	0	0,10	0,06	+11,11	-12,62	-0,75	-0,82	-0,47	+0,39	+10,19	-13,15	+0,29	+10,39	-12,03	-0,49	-12,03	+12,09	+1,27	-11,83	+12,20	+1,02
	2-3	-	-	0	0	0,12	0,17	+7,12	-8,04	-0,56	-0,98	-1,46	+1,31	+6,02	-9,67	+1,16	+6,26	-8,22	-0,54	-8,22	+6,40	+2,08	-8,02	+6,75	+1,46

Niveau	través	G		P		S <sub>IV</sub> ↓		S <sub>IH</sub> ↑		G + 1,2P			G + P + S <sub>IV</sub> + S <sub>IH</sub>			G + P + S <sub>IV</sub> + S <sub>IH</sub>			G + P + S <sub>IV</sub> + S <sub>IH</sub>			G + P + S <sub>IV</sub> + S <sub>IH</sub>		
		M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>
5	1-2	0,353	0,851	0,022	0,080	0,065	0,163	4,06	-3,30	0,339	0,48	0,987	3,62	1,03	4,43	4,5	0,27	2,17	3,75	0,66	4,11	4,37	0,10	3,49
5	2-3	1,189	1,298	0,12	0,103	3,4	0,24	3,39	-2,46	1,435	1,40	1,421	0,64	1,77	4,10	4,14	1,84	0,82	1,321	0,98	3,82	3,46	0,10	1,30
5	3-4	0,32	0,44	/	/	0,17	0,08	2,89	-3,76	0,92	0,48	0,44	1,80	0,21	4,28	3,98	1,12	3,24	2,14	0,16	5,03	3,64	0,70	3,49
4	1-2	0,68	1,079	0,26	0,45	0,01	0,17	8,61	-7,76	0,93	1,21	1,62	7,72	1,75	9,46	9,8	0,89	6,06	7,74	1,30	3,12	3,48	0,45	6,40
4	2-3	1,85	1,89	0,78	0,73	0,30	0,30	5,68	-5,78	2,78	2,28	2,73	2,69	3,36	8,66	8,55	3,52	2,9	3,29	2,12	0,16	7,95	2,43	3,5
4	3-4	1,09	0,69	/	/	0,167	0,100	6,79	-7,76	1,09	0,57	0,69	5,53	0,31	8,55	8,05	1,27	6,97	5,87	0,13	8,28	7,71	0,84	7,24
3	1-2	0,63	1,07	0,26	0,45	0,08	0,14	13,55	-11,61	0,942	1,21	1,61	12,58	2,24	13,27	14,52	0,30	9,95	12,72	1,88	12,99	14,36	0,65	10,23
3	2-3	1,86	1,86	0,78	0,73	0,24	0,24	8,41	-8,65	2,79	3,18	2,73	5,53	3,21	11,48	11,29	3,44	5,82	6,01	2,33	11,0	10,81	2,57	6,3
3	3-4	1,084	0,70	/	/	0,134	0,08	12,15	-11,51	1,084	0,57	0,70	8,94	0,07	12,34	11,37	1,42	10,73	9,2	0,28	12,13	11,10	1,07	10,79
2	1-2	0,63	1,07	0,26	0,45	0,058	0,100	16,90	-14,57	0,948	1,21	1,61	15,92	2,39	16,19	17,85	0,06	12,95	16,07	2,13	15,99	17,73	0,19	13,15
2	2-3	1,86	1,86	0,78	0,73	0,26	0,17	10,55	-10,86	2,79	3,18	2,73	7,65	3,05	13,62	13,45	3,36	8,10	8,17	2,42	13,28	12,93	2,73	8,44
2	3-4	1,084	0,70	/	/	0,12	0,085	12,75	-14,32	1,084	0,57	0,70	11,55	0,03	15,10	13,95	1,53	13,53	11,79	0,39	14,90	13,71	1,17	13,74
1	1-2	0,63	1,07	0,26	0,45	0,058	0,100	16,24	-14,28	0,948	1,21	1,61	15,29	2,20	15,9	17,19	0,24	12,66	15,41	1,95	15,74	17,07	0,012	12,82
1	2-3	1,86	1,86	0,78	0,73	0,26	0,17	10,34	-10,80	2,79	3,18	2,73	7,44	2,97	13,56	13,24	3,43	8,04	7,96	2,35	13,22	12,72	2,79	8,38
1	3-4	1,084	0,70	/	/	0,12	0,085	12,68	-14,21	1,084	0,57	0,70	11,47	0,014	14,99	13,88	1,51	13,12	11,72	0,37	14,79	13,64	1,084	13,63

Moments Maximaux dans les parties du poteau T4 - T4

		G		P		S <sub>IV</sub> ↓		S <sub>IH</sub> →		G+1,2P		G+P+S <sub>IV</sub> ↓+S <sub>IH</sub> →		G+P+S <sub>IV</sub> ↓+S <sub>IH</sub> →		G+P+S <sub>IV</sub> ↑+S <sub>IH</sub> →		G+P+S <sub>IV</sub> ↓+S <sub>IH</sub> →		
NIVEAU	TRAVÉES	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	
5	1-2	1,85	1,55	0,11	0,14	0,29	0,28	2,04	2,04	1,38	1,72	3,63	0,07	0,44	4,01	3,17	0,63	0,91	3,45	
	2-3	2,10	2,11	0,19	0,18	0,38	0,38	0,89	0,89	2,33	2,33	3,56	1,76	1,78	3,56	2,80	1,02	1,02	2,80	
	3-4	1,46	1,23	/	/	0,26	0,22	1,58	1,58	1,46	1,23	3,30	0,13	0,14	3,03	2,75	0,57	0,38	2,59	
4	1-2	1,79	2,05	0,75	0,86	0,27	0,36	4,55	4,55	2,69	3,08	7,36	1,28	1,74	7,82	6,82	2,00	2,28	7,10	
	2-3	2,89	2,89	1,22	1,21	0,47	0,47	2,11	2,11	4,35	4,35	6,69	2,46	2,47	6,68	5,75	1,52	1,53	5,75	
	3-4	1,79	1,61	/	/	0,25	0,24	3,46	3,46	1,79	1,61	5,50	1,61	1,42	5,31	5,00	2,10	1,92	4,82	
3	1-2	1,80	2,05	0,75	0,86	0,23	0,27	6,98	6,98	2,70	3,08	9,76	3,80	4,2	10,16	9,70	4,43	4,66	9,62	
	2-3	2,89	2,89	1,22	1,21	0,38	0,38	3,16	3,16	4,35	4,35	7,65	1,32	1,33	7,64	6,89	0,56	0,57	6,89	
	3-4	1,79	1,61	/	/	0,22	0,19	5,16	5,16	1,79	1,61	7,17	3,36	3,15	6,96	6,73	3,74	3,59	6,58	
2	1-2	1,80	2,05	0,75	0,86	0,17	0,19	8,74	8,74	2,70	3,08	11,46	5,64	6,02	11,84	11,12	6,02	6,36	11,46	
	2-3	2,89	2,89	1,22	1,21	0,28	0,25	3,96	3,96	4,35	4,35	8,35	0,39	0,43	8,41	7,79	2,89	0,13	10,81	
	3-4	1,79	1,61	/	/	0,22	0,20	6,44	6,44	1,79	1,61	8,45	4,63	4,43	8,25	8,01	5,03	4,87	7,85	
1	1-2	1,80	2,05	0,75	0,86	0,17	0,19	8,48	8,48	2,70	3,08	11,20	5,38	5,76	11,58	10,86	5,76	6,10	11,20	
	2-3	2,89	2,89	1,22	1,21	0,28	0,25	3,91	3,91	4,35	4,35	8,30	0,44	0,48	8,26	7,74	0,06	0,08	7,76	
	3-4	1,79	1,61	/	/	0,22	0,20	6,40	6,40	1,79	1,61	8,41	4,59	4,39	8,21	7,97	4,99	4,83	7,81	

EFFORTS TRANCHANTS dans les parties de PORTIQUE T4-T4

Moments et efforts Normaux dans les poteaux de Portique T4-T4

Niveau	G			P			Siv ↓			Siv ↑			SH			G + 1,2 P			G + P + Sinf <sub>SH</sub>			G + P + Sinv + Sinf <sub>SH</sub>			G + P/5 + Sinv + Sinf <sub>SH</sub>			G + P/5 + Sinf <sub>SH</sub> + Sinf <sub>SH</sub>			
	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	M5	M0	N	
5	126	880	125	0,09	0,10	0,11	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,06	4,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
4	126	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,06	4,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
3	126	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,06	4,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33
	520	820	125	0,10	0,10	0,10	0,04	0,00	0,20	0,04	0,00	0,20	4,54	5,54	4,02	0,23	0,20	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33	0,23	0,23	0,33

FERRAILLAGE DES POUTRES.

Conformément à l'article A 15 du CCBA 68 ,il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres.

Les poutres seront donc ferraiillées en flexion simple/

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

Ces efforts ont été déterminés par les combinaisons suivantes:

S;1er genre G + 1,2.P Avec sigma\_a = 2800 kg/cm2, sigma\_b = 137 kg/cm2

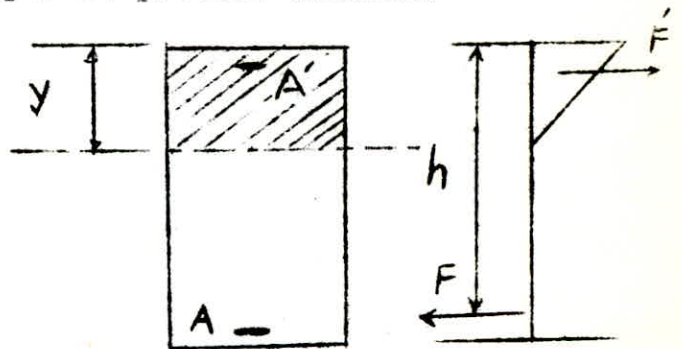
Sollicitation 2eme genre:

- G + P + W Avec sigma\_a = 4200 kg/cm2
- G + P + SiV + SiH sigma\_b = 205,5 kg/cm2

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du 1er genre : G + 1,2.P .et sous la plus défavorable des sollicitations du 2eme genre ( SP2)

Les méthodes de détermination des armatures que nous les utiliserons sont en nombre de deux:

- 1) Méthode directe: Dans cette méthode ,on se donne des armatures et on verifie les contraintes par le procédé suivant:



a) Position de l'axe neutre:

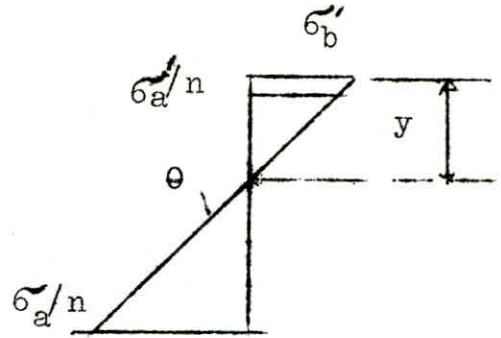
(sum M^st / A:N) = 0

donne: (b\*y^2)/2 + n.A'\*(y-d') = n.A\*(h-y)

b) Pente du diagramme : theta = M/I

On verifie les contraintes par:

$$\begin{aligned}
 * \sigma'_b &= \theta \cdot y \leq \bar{\sigma}'_b \\
 * \sigma'_a &= n \cdot \theta \cdot (h-d') \leq \bar{\sigma}'_a \\
 * \sigma_a &= n \cdot \theta \cdot (h-y) \leq \bar{\sigma}_a
 \end{aligned}$$



-Conditions exigées par CTC : (Poutres)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour (A:HA), et 0,5% (Adx)
- Les poutres sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Remarque:

Les sollicitations à prendre en compte pour la détermination des armatures sont quasi-totalement de type "SP 2", donc le ferrailage des poutres fait appel à des sections symétriques.

\* Pour faire rapidement le calcul avec cette méthode on dresse un tableau donnant y et I de divers types de ferrailage.

Section A = A	Position de L' A: N (y)	Moment d'inertie " I "
2T14 3,08 cm <sup>2</sup>	10,29 cm	85040,38 cm <sup>4</sup>
3T14 4,6cm <sup>2</sup>	11,97 cm	120744,65 cm <sup>4</sup>
3T16 6,03 "	13,15 cm	151571,32 cm <sup>4</sup>
2T20 6,28 "	13,33 cm	156892,06 cm <sup>4</sup>
3T20 9,42 "	15,21 cm	220938,75 cm <sup>4</sup>
6T16 12,06 "	16,37 cm	271847,73 cm <sup>4</sup>
3T25 14,73 "	17,31 cm	321464,06 cm <sup>4</sup>

2) L'autre méthode que nous avons utilisée pour le ferrailage des poutres c'est la méthode de Monsieur P. Charon.

I) Ferrailage des portiques longitudinaux:

A) Armatures longitudinales: On considère pour le calcul des armatures longitudinales toutes les sections (entravée et sur appui), et on procédera de la façon suivante:

-Soit  $A_1$  la section d'acier obtenue sous  $SP_1$  avec le moment fléchissant  $M_1$  calculé sous  $SP_1$ .

-Soit  $A_2$  la section d'acier obtenue sous  $SP_2$  avec le moment fléchissant  $M_2$  calculé sous  $SP_2$ .

Remarque: Si  $M_1 = M_2$ , cela ne veut pas dire que  $A_1 = A_2$ , car  $(\bar{\sigma}_a, 2eme\ genre)$  est supérieure a  $(\bar{\sigma}_a, 1er\ genre)$

$$A_1 = \frac{M_1}{\frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{en}} \quad ; \quad A_2 = K \cdot M_2 / \bar{\sigma}_{en} \quad : \quad K \text{ coefficient de proportionnalité.}$$

On a alors:

$$A_1 = A_2 \quad \text{si} \quad M_2 = \frac{3}{2} \cdot M_1$$

$$A_2 > A_1 \quad \text{si} \quad M_2 > \left(\frac{3}{2}\right) \cdot M_1$$

$$A_2 < A_1 \quad \text{si} \quad M_2 < \left(\frac{3}{2}\right) \cdot M_1$$

Conclusion: . Si  $1,5 \cdot (SP_1) > (SP_2)$  . On déterminera les armatures longitudinales sous  $(SP_1)$

. Si :  $1,5(SP_1) < (SP_2)$  : On déterminera les armatures longitudinales sous  $(SP_2)$ .

Les tableaux qui viennent donnent le ferrailage et, la vérification des contraintes simultanément.



\* Ferraillage des poutres

(L2-L2)

2


3

Niv	sectio	M t.m	origine	section	y	I cm4	$\phi$	$\sigma_b$	$\sigma_a$
5	1	5,9	Sp2	2T14	10,29	85040,38	6,93	71,46	4131,5
	1-2	5,17	Sp1	3T14	11,97	120744,65	4,28	51,25	2442,53
	2	6,36	Sp1	3T16	13,15	151571,32	4,19	55,17	2319,36
	2-3	4,9	Sp1	3T14	11,97	120744,65	4,05	48,57	2314,97
4	3	6,64	Sp2	3T14	11,97	120744,65	5,49	65,8	3137
	1	11,05	Sp2	3T16	13,15	151571,32	7,27	95,93	4032,63
	2-1	7,28	Sp1	3T16	13,15	151571,32	4,80	63,16	2654,86
	2	12,5	Sp2	3T20	15,31	220938,75	5,65	86,33	2952,45
	2-3	10	Sp1	3T20	15,31	220938,75	4,52	68,84	2361,96
5	3	15,4	Sp2	3T20	15,21	220938,75	6,97	106	3637,42
	1	15,41	Sp2	3T20	15,21	220938,75	6,97	106	3637,42
	1-2	7,2	Sp1	3T16	13,15	151571,32	4,75	62,46	2625,69
	2	15,47	Sp2	3T20	15,2	220938,75	7,00	106,5	3653,96
	2-3	10	Sp1	3T20	15,2	220938,75	4,53	68,84	2361,96
2	3	18,27	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,72	110	2786,86
	1	17,59	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,47	98,72	2683,11
	1-2	7,2	Sp1	3T16	13,15	151571,32	4,75	62,46	2625,69
	2	17,11	Sp2	3T20	15,21	220938,75	7,74	118,34	4060,22
1	2-3	10	Sp1	3T20	15,21	220938,75	4,53	98,37	2786,84
	3	21,8	Sp2	6T16	16,37	271847,73	8,019	125,04	3742,3
	1	18,87	Sp2	6T16	17,31	271847,73	6,94	101,6	2878,36
	1-2	7,2	Sp1	3T16	13,15	151571,32	4,75	62,46	2625,69
1	2	17,19	Sp2	3T20	15,21	220938,75	7,78	118,34	4060,22
	3-2	10	Sp1	3T20	15,21	220938,75	4,52	98,37	2786,84
	3	22,46	Sp2	6T16	16,37	271847,73	8,26	135	3425,97

\* Ferraillage des poutres : (14-L4)



N	section	M	origine	section	y	I	$\theta$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$
5	1	4,08	Sp2	2T14	10,29	85040,38	4,8	49,41	2857,05
	1-2	2,17	Sp2	2T14	10,29	85040,38	2,55	26,28	1519,55
	2	8,13	Sp2	3T14	11,97	120744,65	6,73	80,59	3840,96
	2-3	3,13	Sp1	2T14	10,29	85040,65	3,68	37,90	2191,80
	3	4,34	Sp2	2T14	10,29	85040,65	5,10	52,56	3039,20
4	1	10,23	Sp2	3T16	13,15	151571,32	6,75	88,75	3730,67
	1-2	3,37	Sp2	2T14	10,29	85040,65	3,96	40,81	2359,86
	2	15,00	Sp2	3T20	15,21	220938,75	6,62	100,65	3453,19
	2-3	4,54	Sp1	3T14	11,97	120744,65	3,76	45	2144,89
	3	8,78	Sp2	3T14	11,97	120744,65	7,27	87,04	4148,05
3	1	15,23	Sp2	3T20	15,21	220938,75	6,89	104,84	3597,27
	1-2	4,39	Sp2	2T14	10,3	85040,38	5,16	53,17	3074,12
	2	21,68	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,74	116,74	3307
	2-3	7,53	Sp2	3T14	11,97	120744,65	6,24	74,64	3554,5
	3	12,52	Sp2	3T20	15,21	220938,75	5,67	86,2	2957,18
2	1	19,77	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,15	106,45	3015,64
	1-2	4,35	Sp2	2T14	10,3	85040,38	5,11	52,68	3046,11
	2	26,22	Sp2	6T16	16,37	271847,73	8,15	141,18	3999,51
	2-3	7,33	Sp2	3T14	11,97	120744,65	6,07	72,66	3463,01
	3	16,23	Sp2	3T20	15,2	220938,75	7,36	112	3845,28
1	1	19,72	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,13	106,18	3008
	1-2	4,56	Sp2	2T14	10,3	85040,38	5,36	55,23	3193,16
	2	26,48	Sp2	6T16	16,3	271847,73	8,23	142,5	4039,16
	2-3	7,73	Sp2	3T14	11,97	120744,65	6,4	76,63	3651,98
	3	16,21	Sp2	3T20	15,21	220938,75	7,33	111,59	3828,74

\* Ferrailage des poutres : (L3-B3) 

N	S	M	origine	section	y	I	θ	$\bar{e}_b$	$\bar{e}_a$
5	P	2,9	Sp2	2T14	10,3	85040,38	3,4	35,12	2030,74
	2-3	3,56	Sp2	2T14	10,3	85040,38	4,18	43,12	2492,9
	3	8,67	Sp2	3T14	11,9	120744,65	7,18	85,94	4096,1
	3-4	8,58	Sp2	3T14	11,97	120744,65	7,10	85,05	4053,56
	4	7,68	Sp2	3T14	11,97	120744,65	6,36	76,13	3628,36
4	2	5,97	Sp2	2T14	10,3	85040,63	7,02	72,30	4180,52
	2-3	5,12	Sp2	2T14	10,3	85040,65	6,02	62,01	3585,31
	3	12,37	Sp2	3T20	15,21	220938,75	5,59	85,16	2921,75
	3-4	8,34	Sp1	3T20	15,21	220938,75	3,77	57,41	1969,88
	4	14,45	Sp2	3T20	15,21	220938,75	6,54	99,47	3413
3	2	8,78	Sp2	3T14	11,97	120744,65	7,27	87,00	4148,05
	2-3	5,63	Sp2	2T14	10,30	85040,38	6,7	68,19	3942,5
	3	16,59	Sp2	3T20	15,21	220938,75	7,5	114,21	3918,5
	3-4	8,30	Sp1	3T20	15,2	220,938,75	3,75	57,139	1960,43
	4	19,80	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,15	106,62	3020,22
2	2	11,04	Sp2	3T16	13,15	151571,32	7,28	95,78	4026,06
	2-3	5,29	Sp2	2T14	10,3	85040,38	6,22	64,07	3704,35
	3	20,48	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,37	110,27	3124,00
	3-4	8,30	Sp1	3T20	15,21	220938,75	3,75	65,02	2237,11
	4	22,42	Sp2	6T16	16,37	271847,73	6,97	120,7	3419,87
1	2	10,87	Sp2	3T16	13,15	151571,32	7,17	94,3	3964
	2-3	6,6	Sp2	3T14	11,97	120744,65	5,46	65,43	3118,13
	3	20,59	Sp2	<del>3T20</del> 6T16	17,31	271847,73	6,4	110,87	3140,72
	3-4	8,3	Sp1	3T20	15,21	220938,75	3,75	57,14	1960,43
	4	23,58	Sp2	6T16	16,37	271847,73	7,33	126,97	3596,8

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

- Condition de non fragilité:

Il faut que les armatures tendues présentent une section qui soit supérieure à une valeur limitée.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ \sigma_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 5,9 / 4200 = 1,45 \text{ cm}^2$$

- Conclusion : Toutes les sections adoptées vérifient cette condition.

\* Condition de flèche: Il ne serait pas utile de donner une justification de flèche, si les trois conditions ci-dessous sont satisfaites.

$$1) \quad ht/L \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$2) \quad \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \dots\dots A \leq \frac{43 \cdot b_0 \cdot h}{\sigma_{en}} = 15,35 \text{ cm}^2$$

$$3) \quad ht/L \geq 1/16$$

Ces trois conditions sont vérifiées pour la section la plus sollicitée.

\* Condition de non entraînement des armatures: (Art 29.CCBA68)

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

$\bar{\tau}_d$  : Contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement.

$$\text{On a : } \bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi \cdot \sigma_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\psi = 1,5 \text{ (HA)}$$

N:B :

Les sollicitations du 2eme genre ne sont pas à considérer pour les armatures transversales et, pour les contraintes d'adhérence.

\* Vérification relative à la fissuration: Portique (L2-L2).

N	travée	$\phi_{max}$	Acm2	origine	$\bar{w}_f$	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$	M(G+L, 2.P)	$\bar{\sigma}_a$
5	1	14	3,08	Sp1	0,01	1558,44	2393,00	2,6 t.m	1820,66
	1-2	14	4,62	Sp1	0,015	2287,69	2393,00	5,17	2442,00
	2	16	6,03	Sp1	0,020	2500,00	2238,57	6,36	2319,36
	2-3	14	4,62	Sp1	0,015	2287,69	2393,00	4,90	2314,97
4	1	16	6,03	Sp2	0,02	2500,00	2741,00	4,27	1557,18
	1-2	16	6,03	Sp1	0,02	2500,00	2238,57	7,28	2654,00
	2-3	20	9,42	Sp2	0,03	2867,7	2452,23	7,39	1740,00
	3	20	9,42	Sp1	0,031	2867,7	2002,23	10	2361,96
3	1	20	9,42	Sp2	0,031	2867,70	2452,23	4,36	1026,85
	1-2	20	9,42	Sp1	0,031	2867,70	2002,23	10	2361,96
	2-3	16	6,03	Sp1	0,02	2500,00	2238,57	7,2	2625,00
	3	16	12,06	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	18,27	2786,86
2	1	16	12,06	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	21,80	2683,11
	1-2	16	6,03	Sp1	0,02	2500	2238,57	7,2	2625,00
	2-3	20	9,42	Sp2	0,03	2867,7	2452,23	7,4	1742,83
	3	20	9,42	Sp1	0,031	2867,7	2002,23	10	2786,64
1	1	16	12,06	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	8,39	1279,78
	1-2	16	6,03	Sp1	0,02	2500,00	2238,57	7,20	2625,00
	2-3	20	9,42	Sp2	0,03	2867,70	2452,23	7,4	1742,83
	3	20	9,42	Sp1	0,03	2867,70	2002,23	10	2786,64

Remarque: Si la condition de fissuration est satisfaite sous la sollicitation (Sp2), cela veut bien dire qu'elle satisfasse sous (Sp1). Sinon on fait la vérification sous (Sp1), Cad on calcul  $\bar{\sigma}_a$  avec M (G+L, 2.P) et, qu'elle soit inférieure à Max( $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2$ )

\* Pour les travées (1-2) on adopte 3T20 au lieu de 3T16.

\* Pour L'appui "1" 5 eme niveau, on adopte 3T14 au lieu de 2T14.

\* Verification relative a la fissuration :Portique (L3-L3).

N	Sect	Ø	Acm	2orig	Wf	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$	M(G + 1, 2.P)	$\bar{\sigma}_a$
5	3-4	14	3,08	Sp2	0,01	1558,50	2930	/	2492,9
	3-4	14	4,6	Sp2	0,015	2287,69	2930	5,66	2674,00
	4	14	4,6	Sp2	0,015	2287,69	2930	5,42	2560,64
4	2-3	14	3,08	Sp2	0,01	1558,5	2930	1,96	/
	3	20	9,4	Sp1	0,0314	2867,70	2002	7,24	verifiee
	3-4	20	9,42	Sp2	0,0314	2867,70	2452,23	/	1969,88
	4	20	9,4	Sp2	0,031	2867,70	2452,23	6,18	1459,69
3	2-3	14	3,08	Sp2	0,01	1558,5	2930	3,93	./.
	3	20	9,4	Sp2	0,0314	2867,70	2452,23	5,80	1369,94
	3-4	20	9,4	Sp1	0,0314	2867,70	2002,00	/	1960,43
	4	16	12	Sp2	0,049	3161	2193,34	6,27	956,4
2	2-3	14	3,08	Sp2	0,010	1558,5	2930	3,23	2261,82
	3	16	12	Sp2	0,0491	3161,36	2193,34	5,80	884,7
	3-4	20	9,4	Sp1	0,0314	2867,70	2002	/	2237,11
	4	16	12	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	6,27	956,44
1	2-3	14	4,6	Sp2	0,015	2287,7	2930,00	3,23	1525,99
	3	16	12	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	/	3140,72
	3-4	20	Sp1	9,42	0,031	2867,70	2002	/	1960,43
	4	16	12	Sp2	0,049	3161,36	2193,34	6,27	956,40

Remarque: La vérification relative à la fissuration estb satisfaitte, seulement pour repondre aux regles du C.T.C ,le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3 % . On adopte pour toutes les sections 1ā ou il y a 2T14 des sections de 3T14.

Armatures transversales :

Les armatures transversales seront calculées sous l'effet de l'effort tranchant maximum du niveau. On adoptera les mêmes armatures pour toutes les travées du niveau considéré.

-Contrainte de cisaillement ( CCBA 68 , Art 25-12 )

La contrainte tangente du plan neutre  $Z_b$  est donnée par

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot Z}$$

$T$  = effort tranchant max

$b$  = largeur de la poutre.

$z$  = bras de levier  $Z = h \cdot 7/8$

$$* \tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \text{Si} \quad \sigma_b^i \leq \bar{\sigma}_{bo}^i$$

$$* \tau_b \leq (4,5 - \sigma_b^i / \bar{\sigma}_{bo}^i) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{Si:} \quad \bar{\sigma}_{bo}^i \leq \sigma_b^i \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_{bo}^i$$

$\sigma_b^i$  : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$ .

Condition de C.T.C :

Le diamètre minimum des cadres ou étriers doit être de 6mm pour (HA) et ,8 mm pour ( A.dx )

Toutes les travées des différents portiques seront ferrillées ( armatures transversales ) de la même façon de celles du portique (L2-L2).

Pour ce dernier on prendra le noeud (2) qui est le plus sollicité.

-On choisit ( 1 cadre plus 1 étrier )  $\phi 8 \dots A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacements des cadres.

$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$\text{Avec } \rho_{at} = \max \left( \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right)$$

On utilise du Fe 24 ,  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h \\ t_2 = h \left( 1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \end{array} \right.$$

On donne les résultats dans des tableaux.

\* Espacements des cadres:

Niveau	5	4	3	2	1
T <sub>max</sub>	8,59 t	10,23	10,23	10,23	10,23
$\sigma_b$	55,17	86	106,5	118,34	118,34
$\tau_b$	6,56	7,79	7,79	7,79	7,79
$\bar{\tau}_b$	17,7	19,15	17,37	16,35	16,35
A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
t cm	16,37	17,6	17,6	17,6	17,6
$\bar{t}$	33,37	30	30	30	30
t adop	15	15	15	15	15
$\rho$ at	2/3	0,876	0,853	0,853	0,853
appui	2	2	2	2	2

Disposition pratique des cadres: Pour les poutres à charges concentrées on adoptera un espacement constant. Pour les autres cas suivant la suite de Caquot .

\* Vérification relative à l'adhérence.  $\tau_d = T / n.p.Z$

Niveau	5		4		3		2		1	
appui	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
T max	6,95	8,59	9,078	10,23	9,1	10,22	9,1	10,22	9,1	10,22
n.p	13,19	15,07	18,8	18,84	18,84	18,84	23,56	18,84	23,56	18,8
$\tau_d$	12,03	13,02	13,76	12,4	11,03	12,4	8,82	12,39	8,82	12,39
$\bar{\tau}_d$	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7

L'adhérence est vérifiée.



\* Condition aux appuis:

a) Longueur de l'appui: C'est la longueur de l'appui à l'extrémité de laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage de l'armature, elle doit être telle que l'on ait:

$$C \geq \frac{2 \cdot T}{b_o \cdot 6_{b_o}} = C_o \quad C = a - (d+r)$$

L'effort tranchant crée des efforts de compression dans des bielles de béton inclinées à 45°. Pour que  $6_b \leq 6_{b_o}$  On doit avoir  $C \geq C_o$ .

\* Portique (L2-L2):

Niveau	5		4		3		2		1	
Section	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
T (t)	6,95	7,08	9,85	10,2	9,87	10,22	9,87	10,2	9,87	10,2
Co (Cm)	6,76	6,88	9,56	9,95	9,6	9,94	9,6	9,94	9,6	9,94
C (cm)	31,6	30,4	28	28	28	31,6	31,6	31,6	31,6	31,6
φ	14	16	20	20	20	16	16	16	16	16

\* Condition sur les armatures inférieures : Sur un appui la section des armatures inférieures doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$A \cdot \bar{6}_a \geq T + M/Z$$

M: Moment dans la section d'appui pris avec son signe.

\* Dressons le tableau relatif au portique le plus sollicité.

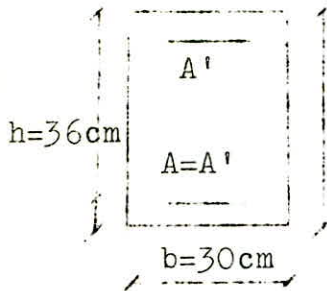
Niveau	5		4		3		2		1	
Section	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
M (t.m)	2,6	3,26	4,27	8,27	4,36	8,39	4,36	8,3	4,36	8,39
T (t)	6,95	7,078	9,078	9,85	9,1	9,87	9,1	9,87	9,1	9,87
T + M/Z	5,94	14,53	18,84	28,75	19,0	29,0	29,06	29,0	19,06	29
A cm <sup>2</sup>	4,62	4,62	6,03	9,42	9,42	12,0	12,06	12,06	12,06	12,06
A · $\bar{6}_a$	12,9	12,93	16,88	26,37	33,76	33,76	33,76	33,76	33,76	33,76

\* \* \*

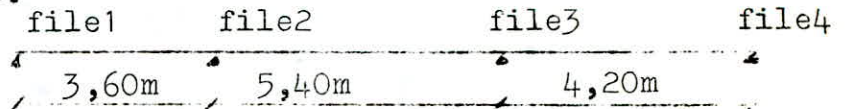
Conclusion: Les cases coïncident avec (\*) nécessitent une augmentation de section d'aciers. On adoptera 3T16, 3T20, 6T16 successivement.

Ferraillage des poutres des portiques T1-T1, T2-T2, T3-T3 et T4-T4:

Ces portiques auront le meme ferraillage aux appuis et en travées dans les différents niveaux avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section



sur appuis.  
ht=40cm



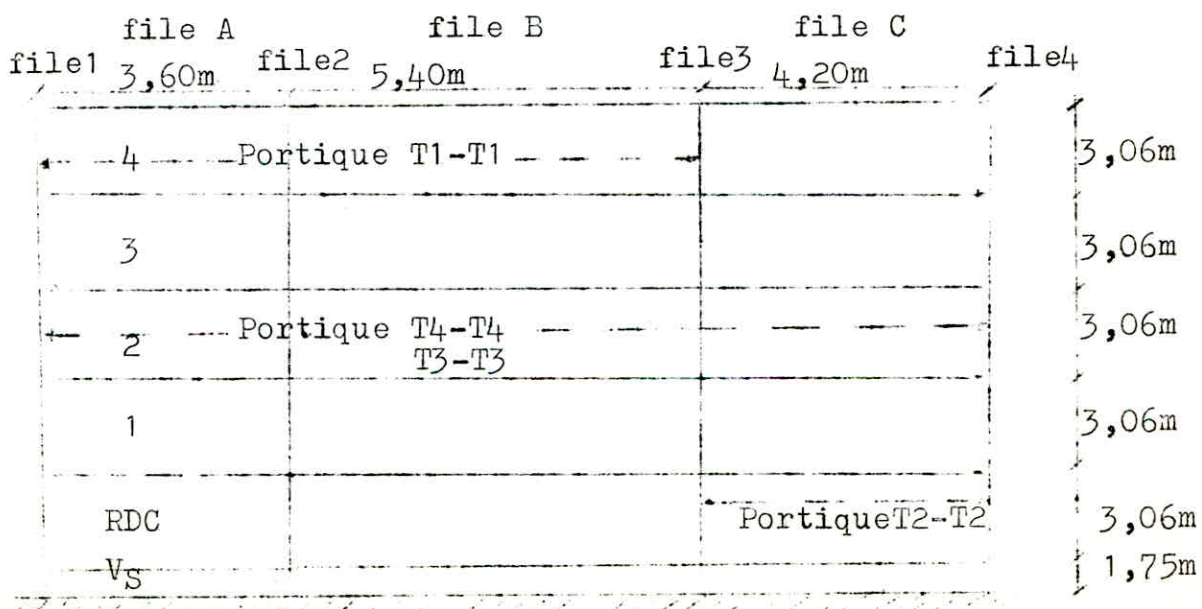
Sollicitations du second genre SP2 (sur appuis)

file	niv	M(tm)	$\mu$	$\epsilon$	k	A(cm <sup>2</sup> )	barres	Aadoptée
1	4	4,50	0,0413	0,9138	43	3,257	3T16	6,03
	3	9,80	0,0900	0,8795	26,5	7,369	6T14	9,23
	2	14,52	0,1334	0,8588	20,4	11,18	6T16	12,06
	1	17,85	0,1639	0,8476	17,8	13,95	3T20+3T14	14,04
	R	17,18	0,1578	0,8494	18,2	13,37	3T20+3T14	14,04
	2	4	4,43	0,0407	0,9144	43,4	3,20	3T16
3		9,46	0,0869	0,8812	27,1	7,10	3T14+3T14	9,23
2		13,27	0,1219	0,8638	21,7	10,16	6T16	12,06
1		16,19	0,1489	0,8529	19,0	12,55	3T20+3T14	14,04
R		15,90	0,1460	0,8538	19,2	12,31	3T20+3T14	14,04
3		4	4,10	0,0376	0,9172	45,4	2,95	3T16
	3	8,66	0,0795	0,8856	28,7	6,46	6T14	9,23
	2	11,48	0,1054	0,8715	23,9	8,71	6T16	12,06
	1	13,95	0,1281	0,8611	21,0	10,71	3T20+3T14	14,04
	R	13,88	0,1275	0,8615	21,1	10,65	3T20+3T14	14,04
	4	4	4,28	0,0393	0,9155	44,3	3,09	3T16
3		8,55	0,0785	0,8861	28,9	6,38	6T14	9,23
2		12,34	0,1133	0,8677	22,8	9,41	6T16	12,06
1		15,10	0,1387	0,8567	19,9	11,65	3T20+3T14	14,04
R		14,99	0,1376	0,8571	20,0	11,56	3T20+3T14	14,04

La section d'armatures doit-etre symetrique car ces poutres supportent des charges verticales(GetP) faibles et sont sollicitées par les forces sismiques laterales

Ferraillage des poutres des portiques transversaux (suite):  
(Armatures en travée)

Sollicitations du second genre SP2 (en travée)								
fil <sub>e</sub>	niv	M(tm)	$\mu$	$\epsilon$	k	A(cm <sup>2</sup> )	barres	A adoptée
A	4	1,03	0,9561	0,0095	99	0,712	3T16	6,03
	3	1,745	0,0160	0,9442	74,5	1,22	3T14	4,62
	2	2,24	0,0205	0,9371	64,5	1,58	3T16	6,03
	1	2,39	0,0219	0,9351	62,0	1,69	3T20	9,42
	R	2,20	0,0202	0,9375	65,0	1,55	3T20	9,42
B	4	1,84	0,0169	0,9425	72,0	1,29	3T16	6,03
	3	3,53	0,0324	0,9226	49,6	2,53	3T14	4,62
	2	3,44	0,0316	0,9237	50,5	2,463	3T16	6,03
	1	3,58	0,0328	0,9221	49,2	2,56	3T20	9,42
	R	3,43	0,0315	0,9237	50,5	2,45	3T20	9,42
C	4	1,96	0,0180	0,9408	69,5	1,38	3T16	6,03
	3	2,14	0,0785	0,8861	28,9	(6,38)1,51	3T14	4,62
	2	1,98	0,0181	0,9408	69,5	1,39	3T16	6,03
	1	2,19	0,0201	0,9377	65,5	1,544	3T20	9,42
	R	2,46	0,0225	0,9342	61,0	1,74	3T20	9,42



Ferraillage des poutres des portiques T1-T1, T2-T2, T3-T3 et T4-T4:  
(Armatures sur appuis)

Sollicitations du second genre SP1 (sur appuis)						
file n°	au	M(tm)	$\mu$	$E$	k	A(cm <sup>2</sup> )
1	4	0,38	0,0052	0,9669	136	0,389
	3	0,93	0,0128	0,9495	84	0,972
	2	0,94	0,0129	0,9492	83,5	0,982
	1	0,94	0,0129	0,9492	83,5	0,982
	R	0,94	0,0129	0,9492	83,5	0,982
2	4	1,43	0,0197	0,9383	66	1,512
	3	2,78	0,0383	0,9167	45	3,010
	2	2,79	0,0384	0,9164	44,8	3,010
	1	2,79	0,0384	0,9164	44,8	3,010
	R	2,79	0,0384	0,9164	44,8	3,010
3	4	1,42	0,0195	0,9387	66,5	1,500
	3	2,73	0,0376	0,9172	45,4	2,953
	2	2,74	0,0377	0,9172	45,4	2,953
	1	2,74	0,0377	0,9172	45,4	2,953
	R	2,74	0,0377	0,9172	45,4	2,953
4	4	0,55	0,0076	0,9606	112	0,568
	3	0,85	0,0117	0,9517	88,5	0,886
	2	0,86	0,0118	0,9515	88,0	0,887
	1	0,86	0,0118	0,9515	88,0	0,887
	R	0,86	0,0118	0,9515	88,0	0,887

Remarque:

Le choix des armatures n'a pas été fait dans ce cas, car les poutres seront ferrai-  
llées avec les <sup>armatures</sup> trouvées ou calculées sous la solli-  
-cipation SP2.

Ferraillage des poutres des portiques T1-T1, T2-R2, T3-T3 et T4-T4 (suite):

(Armatures en travées)

Sollicitations du premier genre SP1 (en travées)						
file	niv eau	Mt(tm)	$\mu$	$\epsilon$	k	A(cm <sup>2</sup> )
A	4	0,48	0,0066	0,9630	120	0,494
	3	1,21	0,0166	0,9429	72,5	1,273
	2	1,21	0,0166	0,9429	72,5	1,273
	1	1,21	0,0166	0,9429	72,5	1,273
	R	1,21	0,0166	0,9429	72,5	1,273
B	4	1,40	0,0193	0,9390	67,0	1,479
	3	2,28	0,0314	0,9237	50,5	2,448
	2	3,18	0,0438	0,9114	41,4	3,461
	1	3,18	0,0438	0,9114	41,4	3,461
	R	3,18	0,0438	0,9114	41,4	3,461
C	4	0,60	0,0083	0,9590	107	0,620
	3	0,60	0,0084	0,9587	106	0,631
	2	0,60	0,0083	0,9590	107	0,631
	1	0,60	0,0083	0,9590	107	0,631
	R	0,60	0,0083	0,9590	107	0,631

Recommandations du C.T.C/

a-La section minimale de l'acier EST 4,62cm<sup>2</sup> que ça soit en travée ou sur appui des poutre des portiques transversaux; de section 30.40cm<sup>2</sup>.

$$\frac{4,62}{30.40} = 0,00385 > 0,003 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

b-La section maximale de l'acier est 14,04cm<sup>2</sup> (sur appui) des memes poutres

$$\frac{14,04}{30.40} = 0,0117 < 0,025 \text{ (c'est vérifiée)}$$

Armatures transversales:

On utilise un cadre et un étrier pour reprendre l'effort tranchant Soit  $408 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement limité par le max de  $0,2.h$  et de  $(1-0,3.\bar{\tau}b/\bar{\sigma}b).h$

Nivea u	TmaxSP1	$\tau b$	$\bar{\tau} b$	At	t	$\bar{\tau}$	t adopt
5	2,33	2,45	20,65	2,01	61,90	31,49	20...
4	4,35	4,60	20,65	2,01	31,78	27,58	20...
3	4,35	4,60	20,65	2,01	31,78	27,58	20...
2	4,35	4,60	20,65	2,01	31,78	27,58	20...
1	4,35	4,60	20,65	2,01	31,78	27,58	20...

Verification à la fissuration:  $\bar{\sigma}a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
Poutre de  $30.40 \text{ cm}^2$

nive	File	Armatures	$\bar{\omega} f$	$\emptyset$	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$	$\bar{\sigma}a$
5	1,2,3,4	3T16	0,0251	16	3011,98	2257,78	2800
5	A,B,C	3T16	0,0251	16	3011,98	2257,78	2800
4	1,2,3,4	6T14	0,0307	14	4033,45	2413,67	2800
	A,B,C	3T14	0,0192	14	2767,29	2413,67	2767,29
3	1,2,3,4	6T16	0,0402	16	4300,99	2257,78	2800
	A,B,C	3T16	0,0251	16	3011,98	2257,78	2800
2	1,2,3,4	3T20+3T14	0,0469	20	3831,17	2019,42	2800
	A,B,C	3T20	0,0392	20	3382,40	2019,42	2800
1	1,2,3,4	3T20+3T14	0,0469	20	3831,17	2019,42	2800
	A,B,C	3T20	0,0392	20	3382,40	2019,42	2800

Condition de non fragilité:

Il faut que la section d'armatures soit supérieure à une valeur limitée. Pour les poutres on a:

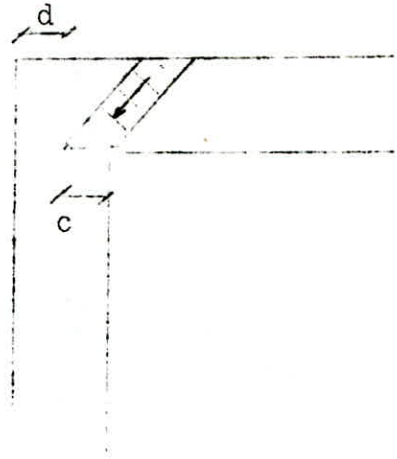
$$A > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}b}{\bar{\sigma}en} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 36 = 1,047 \text{ cm}^2$$

et comme  $A_{min} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,047 \text{ cm}^2$  c'est donc vérifiée

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a - Longueur de l'appui:

Niveau	Tmax	SP2	Ømm	r	C	Co
5	4,01		16	8,8	27,2	3,90
4	7,82		14	7,7	28,3	7,61
3	10,16		16	8,8	27,2	9,88
2	11,84		20	11	25,0	11,52
1	11,58		20	11	25,0	11,27



$$C \gg \frac{2 \cdot T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}_{bo}} = C_o \quad \text{et} \quad C = a - (d + r) \quad \text{avec} \quad r = 5,5 \cdot \emptyset \quad (\text{Suivant l'etage})$$

$$d = 4 \text{ cm (enrobage)}$$

$$b = 30 \text{ cm (hauteur de la poutre)}$$

$$a = 40 \text{ cm (largeur du poteau)}$$

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

Co: largeur de la bielle du béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

b - Armatures inferieures: Sur un appui la section d'armatures inferieures doit satisfaire l'inégalité suivante  $A \cdot \bar{\sigma}_a \gg T + M/Z$  (M pris avec signe) son

File	Niveau	5	4	3	2	1
1	A (cm <sup>2</sup> )	6,03	9,23	12,06	14,04	14,04
1	A · $\bar{\sigma}_a$	16,88	38,76	50,65	58,97	58,97
1	SP2 Tmax	3,63	7,36	9,76	11,46	11,20
1	M/Z	4,28	31,11	46,09	56,66	54,53
1	T+M/Z	10,65	23,75	36,33	45,20	43,34
4	A (cm <sup>2</sup> )	6,03	9,23	12,06	14,04	14,04
4	A · $\bar{\sigma}_a$	25,33	38,76	50,65	58,97	58,97
4	Tmax	3,03	5,31	6,96	8,25	8,21
4	M/Z	13,58	27,14	39,23	47,93	47,58
4	T+M/Z	3,29	21,83	32,28	39,68	39,37

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 36 \text{ cm}$$

$$Z = h \cdot 7/8 = 31,5 \text{ cm}$$

Condition de non écrasement du béton:

donné par l'inégalité:  $r \geq 0,10 \cdot \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \cdot \left(1 + \frac{0}{d1}\right)$  avec  $d1 = 1$  barres isolées  
 $d1 = r + d = 5,5 \cdot \phi + d$  et  $d = 4\text{cm}$   $d1 = 5/3$  barres groupées  
 $\bar{\sigma}_a = 2800\text{kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_{bo} = 68,5\text{kg/cm}^2$

$\phi$ (mm)	r (mm)	d1 (mm)	2 <sup>ème</sup> terme
14	77	107	64,07
16	88	128	73,60
20	110	150	92,65

donc pas d'écrasement de béton car l'inégalité est vérifiée.

Vérification à l'adhérence:  $\bar{\tau}_d = \frac{T(SP1)}{npZ}$   $Z = h \cdot 7/8 = 31,5\text{cm}$   
 $\bar{\tau}_d = 17,7\text{kg/cm}^2$  (SP1)

Niveau	(5)	4	3	2	1
Tmax SP1kg	2330	4350	4350	4350	4350
n.p	15,08	13,19	15,08	18,85	18,85
$\tau_d$ kg/cm <sup>2</sup>	4,91	10,10	9,16	7,33	7,33
$\bar{\tau}_d$ kg/cm <sup>2</sup>	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7

Vérification de la flèche:

ht = 40cm , h = 36cm , b = 30cm , l = 5,0m (+ grande portée entre nus)

1/  $\frac{ht}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > 0,0625$  vérifiée

2/  $\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{6en}$  et  $\frac{43}{4200} = 10,2 \cdot 10^{-3}$  A=Armatures en travée

a -  $A = 4,62\text{cm}^2 \rightarrow A/b \cdot h = 4,28 \cdot 10^{-3} < 10,2 \cdot 10^{-3}$

b -  $A = 6,03\text{cm}^2 \rightarrow A/b \cdot h = 5,58 \cdot 10^{-3} < 10,2 \cdot 10^{-3}$

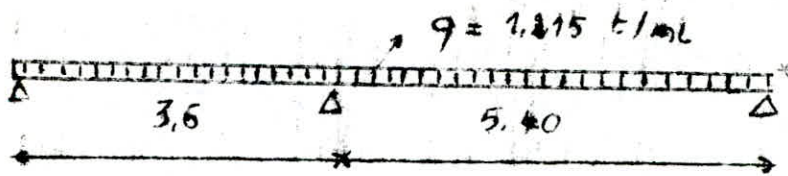
c -  $A = 9,42\text{cm}^2 \rightarrow A/b \cdot h = 8,72 \cdot 10^{-3} < 10,2 \cdot 10^{-3}$

Donc la justification de la flèche devient inutile vu que les conditions sont vérifiées.



\* Ferraillage du chevêtre:

C'est une poutre reposant sur les poutres longitudinales des portiques (L1-L1) , (L2-L2) , (L3-L3) .



Les moments obtenus sont:  $M_{ap} = -6,889 \text{ t.m}$   
 $M_{t1} = 1,764 \text{ t.m}$   
 $M_{t2} = 3,98 \text{ t.m}$

- Ferraillage:

En travée:  $M_{t2} = 3,98 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{6_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,98 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0548 \rightarrow \begin{matrix} K = 36,2 \\ \epsilon = 0,9023 \end{matrix}$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{36,2} = 77 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{verifiée.}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot h} = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T14 = 4,62$$

En appui:  $M_{ap} = 6,839 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0949 \quad \begin{matrix} K = 25,6 \\ \epsilon = 0,8768 \end{matrix}$$

$$\sigma_b = 2800 / 25,6 = 109,375 < 137 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Verifiée.}$$

$$A = 7,79 \text{ cm}^2 \text{ .On adopte: } 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2 \text{ (Siv)}$$

- Armatures transversales:

$$T = 5,96 + 0,92 = 6,88 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot Z} = 7,28 < 3 \cdot \bar{\sigma}_b$

Contrainte admissible:

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

$$\rho = 1 - \tau_b / 9 \cdot \bar{\sigma}_b = 0,862 > 2/3 \text{ ( pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( A.d.x) } \dots \bar{\sigma}_{at} = 2068,8 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement admissible:

$$t_1 = 0,2 \cdot h = 7,2 \text{ cm}$$

$$t_2 = h \left( 1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 23 \text{ cm}$$

On prendra 1 épingle plus 1 cadre en  $\phi 8 \dots A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement

$$t = \bar{\sigma}_{at} \cdot Z \cdot A_v / T = 19 \text{ cm}$$

$$t = \text{Max} (t_1, t_2) = 16 \text{ cm.}$$

Suite de M: Caquot.

$$L/2 = 2,7 \text{ m} = 5.16 + 9.20$$

Vérification:

a) Condition de non fragilité \*

$$A_{\min} = 0,3 \cdot b \cdot h / 100 = 3,24 \text{ cm}^2 = 4,62 \text{ cm}^2 .$$

b) Contrainte sur appui:

$$\tilde{w} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 0,741 \quad \dots \quad K = 25,2$$

$$\dots \quad \xi = 0,8756$$

$$\sigma_a = \frac{688900}{8,01 \cdot 0,8756 \cdot 36} = 2728,4 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_b = 2800 / 25,2 = 111 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 .$$

c) Contrainte de non fissuration:

$$w_f = \frac{8,01}{8,30} = 0,033$$

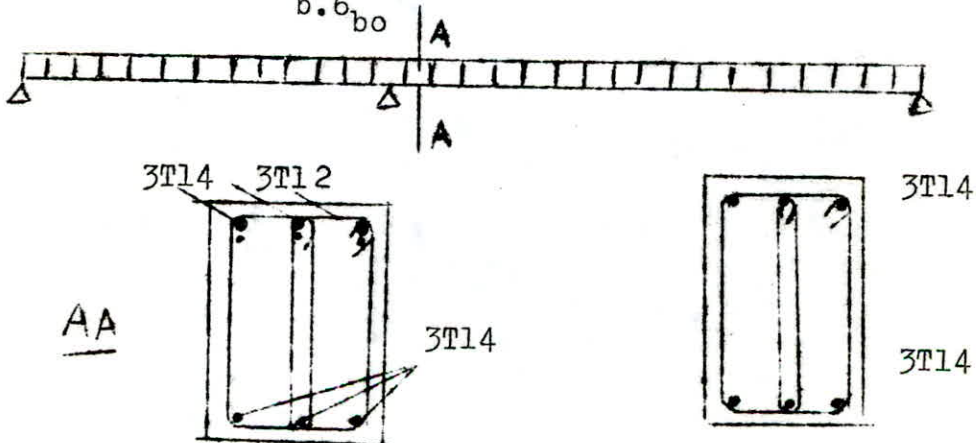
$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \cdot \frac{0,033}{1,33} = 4253,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2337 \text{ kg/cm}^2 .$$

$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est toujours admissible.

d) Condition aux appuis:  $T = 2,89 \cdot 10^3 \text{ kgs.}$

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \sigma_{bo}} = 2,8 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$



\* F E R R A I L L A G E D E S P O T E A U X \*

Les poteaux seront calculés en flexion (simple) composée, chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$ , et à des moments en tête et la base dans les sens transversal et, longitudinal. La section d'aciers sera déterminée sous la sollicitation du 1er genre et la plus défavorable des sollicitations du 2eme genre. On armera ensuite avec la plus grande des sections ainsi déterminées.

\* Détermination des aciers longitudinaux:

Les cas qui peuvent se présenter sont:

- Section partiellement comprimée. Ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène, on a:  $e_0 = M/N > ht/6$

-  $e_0$  : excentricité de la charge.

-  $M$  : Moment de flexion par rapport au C.d.g de la section du béton seul.

-  $N$  : Effort normal de compression appliqué au C.d.g du béton seul.

-  $ht$  : Hauteur total de la section du béton.

a) Section sans armatures comprimées: La section sera considérée soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M$  dû au forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au c.d.g des armatures tendues. La section obtenue  $A_1$  sera réduite d'une quantité de  $N/\bar{\sigma}_a$

La section serait:  $A \equiv A_1 - N/\bar{\sigma}_a$  ( $N$ ; Effort de comp..)

On doit avoir  $K \geq \bar{K} = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}'_b$  pour ne pas avoir des armatures comprimées.

Pour obtenir l'armature minimale, on prend  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$

b) Section avec armatures comprimées:

Soit:  $M_{ac}$  : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au c.d.g des aciers comprimées.

$M_{at}$ : Moment des forces extérieures agissant / au c.d.g des armatures tendues.

Les sections  $A, A'$  des aciers tendus successivement comprimées seront:

$$A = \bar{w}.b.h \quad ; \quad A' = \bar{w}'.b.h$$

Pour évaluer  $\bar{w}$  ,  $\bar{w}'$  .On doit suivre la marche exposée ci-après: ( Calcul pratique des sections en béton armé . P.Charon )

Calculons:  $\mu_1' = \frac{Mat}{6_b \cdot b \cdot h^2} \quad ; \quad \mu_2' = \frac{Mac}{6_b \cdot b \cdot h^2}$

$$\bar{K} = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \delta' = d'/h$$

Pour obtenir des sections d'aciers telles que  $(A+A')$  soit minimale, on doit rechercher la valeur de K qui satisfait  $\bar{a}$  cette condition.

On utilise l'abaque de Mer P.Charon ,page 150

Connaissant K on la compare avec  $\bar{K}$

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

Si  $K > \bar{K}$  on prendra  $K = \bar{K}$

On calcul :  $\bar{w}$  ,  $\bar{w}'$   $\bar{a}$  l'aide de :

$$\bar{w}' = \frac{\mu_1' - \mu_0'}{f} \quad ; \quad \bar{w} = 100 \cdot \frac{\mu_2' + g}{k(1 - \dots)}$$

$\mu_0'$  ,  $g$  ,  $f$  : sont données en fonction de K et  $\delta'$  dans les tableaux (5) du même ouvrage.

Les sections d'aciers seront:  $A' = \bar{w}' \cdot \frac{b \cdot h}{100} \quad ; \quad A = \bar{w} \cdot \frac{b \cdot h}{100}$

La contrainte des armatures comprimées est :

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

\* Section entièrement comprimée:

Ce cas se présente , lorsque  $e_0 = M/N < ht/6$

Le moment change de signe,La section sera armée symétriquement donc.

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

Avec les formules classiques de la R.D.M appliquées à la section homogénéisée , la contrainte en un point situé à la distance " V " du centre de gravité sera :

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

La contrainte sur la file la plus comprimée sera:

$$\sigma_{bl} = \frac{N}{b \cdot ht + 2 \cdot n \cdot A'} + \frac{MG \cdot ht / e}{I} \quad -1-$$

MG : Moment de forces exterieures agissant à gauche de la section / au centre de gravité de la section du béton seul .

I : Moment d'inertie de la section homogenisée par rapport à l'axe passant par " G " et perpendiculaire à l'axe de symetrie

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2 \cdot n \cdot A' (0,5 - \delta'_t)^2 \cdot h_t^2$$

du point de vue économique , on supposera que :  $\sigma_{bl} = \bar{\sigma}_b$  , car le béton est fortement comprimé.

Soit donc :  $\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot ht}$  ,  $eo = MG/N$  ,  $\nu = \frac{6 \cdot eo \cdot \rho}{ht}$

$$E = 12 \cdot (0,5 - \delta'_t)^2 ; C = \frac{1 - \rho - \nu}{E} ; D = 0,5 \left( 1 - \rho + \frac{\rho}{E} + C \right)$$

Avec ces notations la relation -1- devient:

$$\mu^2 + 2 \cdot D \cdot \mu + C = 0 ; \text{équation du 2eme degré en } (\mu)$$

$$\Delta = D^2 - 1 \cdot C \quad \dots \mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$$

On aura donc:  $A = \frac{\mu \cdot b \cdot ht}{2 \cdot n}$

\* Cas de compression simple: La section d'armature longitudinale doit vérifier les trois conditions suivantes:

$$\bullet A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N}{\sigma_{bo}}$$

$$\bullet A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\sigma_{bo}} - B \right)$$

$$\bullet \frac{A_L}{B} \leq 5\% \quad \dots \dots A_L \leq B/20$$

-  $\theta_1$  : Coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$$- \theta_1 = \begin{cases} 1,8 = \text{pour les poteaux d'angles.} \\ 1,4 = \text{pour les poteaux de rive.} \\ 1,0 = \text{pour les autres poteaux.} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{Lc}{4.a - 2.c}$$

Avec : Lc : longueur de flambement.  
a : la plus petite dimension  
c : Enrobage des armatures long

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en} \text{ (bars)}}$$

,  $\sigma_{en}$  : limite d'elasticité nominale de l'acier .

Contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  en flexion composée : (art 9-4 CCBA 68)

\* Sous Sp1 :  $\bar{\sigma}_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}_{28}$

Les coefficients  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$  sont définis précédemment.

dépend de la nature de la sollicitation en flexion comp..

$$\delta = \min \left( 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$$

\* Sous Sp2 : La valeur de "  $\delta$  " sera multipliée par 1,5 , donc la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  en flexion composée sous Sp2 est égale à 1,5 de celle sous Sp1.

Calcul au flambement : L'élanement du poteau  $\lambda = Lc/i$  avec

Lc : longueur de flambement elle<sup>est</sup> de :

0,7.Lo { Pour un pilier d'un bâtiment à étage multiples à ces  
extremités:  
- Encastré dans un massif de fondation  
- Assemblé a des poutres de plancher ayant  
au moins  $\hat{m}$  raideurs que lui et le traver-  
sant de part dans les autres cas.

0,9.Lo ( dans les autres cas.)

Lo : Longueur libre de poteau. ; i : rayon de giration

$$i = \sqrt{I/B} = 0,2886.a$$

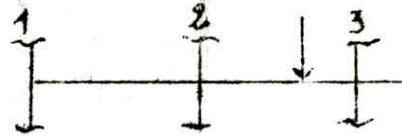
Si "  $\lambda$  " < 50 : les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu en compte de l'effet de leurs déformation, Cad pas de risque de flambement.

Les poteaux de notre bâtiment Vérifient dans tous les étages :

Lc  $\leq$  14,4.a : On ne tiendra pas compte du flambement.

\* Portique longitudinal : (L2-L2)

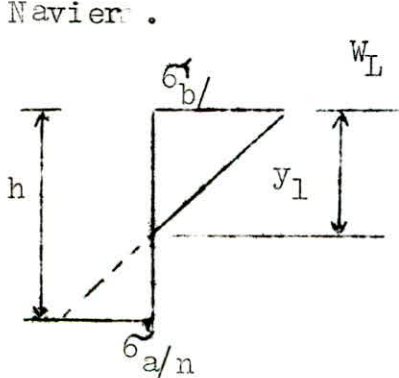
- Sollicitations sous Sp1 et Sp2.



Etage	Sous Sp1		Sous Sp2				
	M (t.m)	N (t)	N max	M corres	N min	M corres	
1	4	2,6	7,93	9,84	/	4,927	5,11
	3	2,25	18	21,68	2,56	10,23	6,74
	2	2,17	28,1	33,47	4,61	15,76	8,26
	1	2,17	38,18	44,65	5,35	21,8	9,47
	R.D.C	2,17	48,23	54,86	10,05	28,87	13,74
2	4	0,19	19,24	21,22	3,96	14,48	3,96
	3	0,50	39,7	42,99	6,96	27,21	7,74
	2	0,23	59,39	63,32	9,22	39,79	9,69
	1	0,23	79,00	83,20	11,14	52,76	11,57
	R.D.C	0,23	98,70	102,58	14,15	66,18	15,55
3	4	3,26	8,07	9,988	1,41	7,016	/
	3	3,10	22,93	26,75	1,61	19,65	3,15
	2	3,10	39,66	43,29	3,7	32,50	5,029
	1	3,1	52,42	59,11	4,65	45,024	5,63
	R.D.C	3,10	67,52	74,30	9,40	57,41	10,7

\* Pourcentage minimal d'armatures ( art 32-2 et 53-23 CCBA 68 ).

- Section partiellement comprimée: On se réfère au diagramme de Navier .



$$W_L = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma_m^j}{\sigma_{bc}}$$

$$y_1 = h \cdot \frac{\sigma_b^j}{\sigma_b^j + \sigma_{a/n}^j}$$

$$B' = b \cdot y_1 \quad \text{et} \quad \sigma_m^j = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b \cdot y_1}$$

$\sigma_m^j$  : Contrainte moyenne de compression.

\* Section entièrement comprimée :

$$\sigma_m = \frac{N}{B'}$$

N : Effort normal.

B' : Section du béton seul

De ce fait la relation précédente devient:

Sous Spl: / 
$$W_L = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{6h_0}$$

Pot	Etage	M t.m	N t	eo cm	el	type de solli
		Spl	Spl	/	/	/
1	4	2,6	7,93	32	6,66	p.c
	3	2,25	18,0	12,5	6,66	p.c
	2	2,17	28,1	7,72	6,66	p.c
	1	2,17	38,18	5,68	6,66	e.c
	R.D.C	2,17	48,23	4,49	6,66	e.c
2	4	0,19	19,24	0,98	6,66	e.c
	3	0,50	39,70	1,25	6,66	e.c
	2	0,23	59,39	0,38	6,66	e.c
	1	0,23	79,00	0,29	6,66	e.c
	RDC	0,23	98,70	0,23	6,66	e.c
3	4	3,26	8,07	40,39	6,66	p,c
	3	3,1	22,93	13,50	6,66	p.c
	2	3,1	39,66	7,8	6,66	p.c
	1	3,1	52,42	5,9	6,66	e.c
	RDC	3,1	67,52	4,6	6,66	e.c

p.c : Section partiellement comprimée ( eo > el )

e.c : Section entièrement comprimée ( eo < el )



\* Sous Sp2 :/ N max - M corres

Pot	Etag	M t.m	N t	eo	el	Type de sol
1	4	/	9,84	0	6,66	c.s
	3	2,56	21,68	11,8	6,66	p.c
	2	4,61	33,47	13,77	6,66	p.c
	1	5,35	44,65	11,98	6,66	p.c
	RDC	10,05	54,86	18,32	6,66	p.c
2	4	3,96	21,22	18,66	6,66	p.c
	3	6,96	42,99	16,18	6,66	p.c
	2	9,22	63,32	14,56	6,66	p.c
	1	11,14	83,20	13,38	6,66	p.c
	RDC	14,15	102,58	13,79	6,66	p.c
3	4	1,41	9,988	14,11	6,66	p.c
	3	1,6	26,75	5,90	6,66	e.c
	2	3,7	43,29	8,54	6,66	p.c
	1	4,65	59,11	7,86	6,66	p.c
	RDC	9,4	74,3	12,65	6,66	p.c

\* N min - M correspondant.

1	4	5,11	4,927	103,7	6,66	p.c
	3	6,74	10,3	65,43	6,66	p.c
	2	8,26	15,76	52,41	6,66	p.c
	1	9,47	21,80	25,09	6,66	p.c
	RDC	13,74	28,87	47,59	6,66	p.c
2	4	3,96	14,48	27,34	6,66	p.c
	3	7,74	27,21	28,44	6,66	p.c
	2	9,69	39,79	24,35	6,66	p.c
	1	11,57	52,76	21,93	6,66	p.c
	RDC	14,55	66,18	21,98	6,66	p.c
3	4	/	7,016	0	6,66	c.s
	3	3,15	19,65	16,03	6,66	p.c
	2	5,029	32,5	15,47	6,66	p.c
	1	5,62	45,024	12,48	6,66	p.c
	RDC	10,7	57,41	18,63	6,66	p.c

\* Sections en compression simple :

Tous les poteaux situés au niveau sous-sol sont considérés soumis à un effort normal centré dans chacun d'eux. La détermination des sections d'aciers se fait de la manière suivante:

$$A' = \frac{N' - B' \cdot \bar{\sigma}_{bo}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bo}}$$

Voyons pour la section la plus sollicitée.

$$N = 151 \text{ t sous (Spl)}$$

$$A' = \frac{151000 - 2025 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} = 11,95 \text{ cm}^2$$

Cette section sera considérée pour tous les poteaux du sous-sol. La section du béton est prise égale à (45x45) pour ces derniers.

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures:

file	1						2						3					
	4	3	2	1	rdc	ss	4	3	2	1	rdc	ss	4	3	2	1	rdc	ss
$\bar{\sigma}_b$	121,5	98,5	84,3	78	74,5	67,5	67,5	67,5	67,5	67,5	67,5	67,5	121,5	101	84,5	78,6	74,7	67,5
N t	7,8	18	28,7	38	42	53	19	39,7	53	79	99	118,3	8,1	23	40	52,5	67,5	82
$\gamma_{1cm}$	14,2	12,5	11,2	/	/	40	40	40	40	40	40	40	14,2	12,7	11,	/	/	40
$A_{1 \text{ min}}$	2,1	5,5	9,67	3,6	3,9	5,5	1,3	2,7	4,0	5,3	6,7	5,76	2,2	6,8	13,5	4,9	6,4	5,6

Pour la détermination du pourcentage minimal on a choisi le portique (L2-L2). Pour la raison qu'il est le plus sollicité sous (Spl)



e c	(L <sub>e</sub> - L <sub>e</sub> )														P. C
	N max * M corres														
File	1				2					3					File
Type de Sollic	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	P C	Type de Sollic
étage	3	2	1	R.D.C	4	3	2	1	R.D.C	4	3	2	1	R.D.C	étage
M	2,56	4,61	5,35	10,05	3,96	6,96	9,22	11,14	14,15	1,41	1,60	3,70	4,65	9,4	M
N	21,68	33,47	44,65	54,86	21,22	42,39	63,32	83,2	102,5	9,988	26,75	43,29	59,11	74,30	N
e <sub>cm</sub>	11,8	13,77	11,98	18,32	18,66	16,18	14,56	13,38	13,79	14,11	5,9	8,54	7,86	12,65	e <sub>cm</sub>
$\bar{G}_b'$	144,9	153,9	145,7	174,7	174,3	165	157,5	152	154	155,5	118	130	127	149	$\bar{G}_b'$
	6,02	9,96	18,5	18,8	7,35	13,83	19,35	24,4	30,6	3,00	5,85	19,62	14,1	21,28	Mat
	0,414	0,062	0,086	0,129	0,0506	0,129	0,132	0,168	0,21	0,206	/	0,073	0,097	0,146	$\mu$
	42,7	31,5	27,3	20,9	38,0	20,9	20,6	17,4	14,9	64,5	/	30,2	25,2	19,2	K
	28,9	27,3	28,8	24,03	23,82	25,46	26,64	27,6	27,27	27	/	32,29	33	28,22	$\bar{K}$
	/	0,74	/	1,27	/	0,077	0,90	2,17	2,26	/	/	3,22	4,8	2,55	Mac
$\rho$	0,9133	0,8925	0,8925	/	0,9057	/	/	/	/	0,9371	0,142	/	/	/	E
$\nu$	/	/	/	0,207	/	0,161	0,237	0,309	0,382	/	0,126	0,157	0,214	0,275	$\mu_1'$
$\epsilon$	/	/	/	0,414	/	0,001	0,011	0,03	0,028	/	1,32	0,048	0,073	0,033	$\mu_2'$
C	/	/	/	10	/	12	10	8,0	9,0	/	0,381	8	5	6	K
D	/	/	/	0,293	/	0,609	0,026	0,47	1,18	/	0,656	0,859	-0,57	0,025	$\bar{w}'$
$\mu$	/	/	/	0,488	/	0,228	0,211	0,16	0,072	/	<0	0,131	0,373	0,301	$\bar{w}$
A <sub>1</sub>	4,36	7,3	/	/	5,36	/	/	/	/	2,11	/	/	/	/	A <sub>1</sub>
A	<0	<0	<0	6,45	0,31	3,28	/	2,24	1,04	<0	/	<0	<0	4,33	A <sub>cm2</sub>
A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	5,76	16,9	<0	<0	<0	<0	0,36	A' <sub>cm</sub>

PORTIQUE L <sub>4</sub> -L <sub>4</sub>															
M max * N corres															
File	1					2					3				
Type de Solli.	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
etage	4	3	2	1	R.D.C	4	3	2	1	R.D.C	4	3	2	1	R.D.C
M	5,74	7,96	12,26	13,80	18,7	6,80	18,15	15,15	18,15	20,25	6,9	8,49	11,24	12,19	16,39
N	1,56	11,69	3,38	10,19	23,13	11,94	19,50	32,27	46,5	56,38	4,39	8,57	10,57	16,64	11,55
E <sub>0</sub> cm	367	40	362	153	898	56,9	62,3	46,9	39	35,5	157	95	106,3	73,2	159
$\bar{G}_b$	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5	182,5
M <sub>act</sub>	5,97	6,54	12,77	17,22	22,38	8,70	15,26	20,24	25,5	29,34	7,59	9,85	12,92	14,84	20,2
$\mu$	0,0431	0,0450	0,0879	0,1186	0,1541	0,0539	0,1051	0,1337	0,1756	0,202	0,0522	0,0678	0,0890	0,1022	0,1331
K	43	49,8	26,9	22,1	18,5	34,3	23,9	19,8	16,9	15,4	37,2	31,7	26,7	24,4	19,8
$\bar{K}$	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
M <sub>ac</sub>	/	/	/	13,96	15	/	/	9,97	19,63	11,11	/	/	/	/	16,5
E	0,9178	0,9104	0,887	/	/	0,8986	0,8715	/	/	/	0,9042	0,8929	0,8801	0,8731	/
$\mu'_1$	/	/	/	0,182	0,246	/	/	0,214	0,269	0,310	/	/	/	/	0,213
$\mu'_2$	/	/	/	0,147	0,158	/	/	0,105	0,113	0,041	/	/	/	/	0,174
K	/	/	/	23	21	/	/	18	18	11	/	/	/	/	23
$\bar{w}'$	/	/	/	0,105	0,649	/	/	0,201	0,723	0,689	/	/	/	/	0,412
$\bar{w}$	/	/	/	0,74	0,878	/	/	0,720	0,763	0,386	/	/	/	/	0,87
A <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	4,32	4,75	3,58	/	/	6,4	11,58	/	/	/	5,55	7,29	9,7	11,24	/
A cm <sup>2</sup>	3,95	1,96	8,78	14,65	12,58	3,56	6,93	10,36	11,07	5,55	4,5	5,15	7,19	7,27	10,52
A' cm <sup>2</sup>	<0	<0	<0	1,5	9,34	<0	<0	2,89	10,4	9,92	<0	<0	<0	<0	5,33

$N_{max}$  et  $M_{max}$  =  $N_{max}$  et  $M_{max}$

Sollicitation SP2 - Section Partiellement Comprimée  
 Sous  $N_{max}$  et  $M_{max}$  pendant  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma} = 20$

File	Etage	$N_{max}$ (t)	$M_{max}$ (tm)	$e_0$	$\sigma'_b$	$M_{st}$	$\mu_{10-3}$	$k$	$E$	$A_s$	$A$
1	4	4,70	4,32	91,91	88,6	5,078	34,94	47,4	0,9199	3,65	2,53
1	3	13,13	7,22	54,98	128,04	9,30	64,21	32,8	0,8954	6,88	3,75
1	2	23,99	9,37	39,06	159,65	13,20	90,94	26,3	0,8189	9,93	4,20
1	1	36,52	9,97	27,20	179,48	15,81	108,9	23,4	0,8698	12,02	6,32
1	RDC	48,78	17,46	35,79	247,05	25,26	174,02	17	0,8438	19,79	8,17
2	4	6,87	5,93	86,32	107,69	7,03	48,42	39	0,9074	5,13	3,48
2	3	18,22	10,73	58,89	162,79	13,64	93,97	25,8	0,8774	10,28	5,94
2	2	30,79	13,88	44,10	201,43	18,8	129,52	20,85	0,8601	14,45	7,12
2	1	44,12	14,86	33,68	223,4	21,90	151,01	18,8	0,8521	17,01	7,50
2	RDC	57,22	18,52	32,36	262,5	27,67	190,63	16	0,8387	21,82	8,19
3	4	6,15	5,63	91,54	103,44	6,61	45,56	40,6	0,9101	4,81	3,34
3	3	15,18	10,28	67,72	155,55	12,71	87,56	27	0,8810	9,54	5,92
3	2	24,72	12,93	52,20	187,5	16,88	116,29	22,4	0,8663	12,88	6,99
3	1	34,62	14,10	40,73	206,85	19,64	135,30	20,3	0,8584	15,13	7,88
3	RDC	44,52	17,9	40,20	245,61	25,02	172,97	17,1	0,8442	19,60	9,00
4	4	4,09	4,08	232,34	85,62	4,74	32,61	49,4	0,9924	3,39	2,42
4	3	10,47	6,72	63,99	119,65	8,37	52,66	35,1	0,9001	6,15	3,66
4	2	19,49	8,07	47,64	142,37	11,03	75,99	29,5	0,8876	8,22	3,82
4	1	27,61	8,32	29,92	157,3	12,77	87,97	28,7	0,8801	9,59	2,97
4	RDC	37,08	18,87	48,02	235,9	23,8	163,9	17,8	0,8475	18,57	9,74

PORTIOUE T4 - T4 (T3 - T3)

Sollicitation S.P.E. Section Particulièrement comprimée  
 Sous  $N_{min}$  et  $M_{max}$  resp  $\bar{v}_0 = 4200$ ,  $\bar{v}'/b = 206,25$   $\bar{k} = 20,36$   $e_1 = 6,67$   
cm

File	Etage	$M_{max}$	$N_{min}$	$e_0$	$\bar{v}'/b$	$M_{ot}$	$\mu_{10-3}$	$k$	$\varepsilon$	$A_1$	$A$
1	4	3,88	0,066	5878,8	75,67	3,89	26,79	55,5	0,9291	2,77	2,714
1	3	6,71	1,74	378,7	100,70	6,31	43,47	41,7	0,9118	4,57	4,99
1	2	8,77	5,96	147,15	114,71	7,81	53,8	36,6	0,9031	5,73	7,14
1	1	9,81	11,85	87,13	116,0	7,95	54,77	36,2	0,9023	5,82	8,64
1	RDC	13,06	17,4	103,79	171	15,27	105,20	24,0	0,8718	11,58	15,72
2	4	5,53	2,97	186,19	97,90	6,005	41,37	49,9	0,9138	4,34	3,63
2	3	10,08	6,11	164,86	142,37	11,06	76,19	29,5	0,8876	8,24	6,78
2	2	13,53	8,06	155,46	164,70	13,82	95,21	25,5	0,8765	10,43	8,51
2	1	14,67	9,23	158,94	181,81	16,15	111,26	23,1	0,8688	12,29	10,09
2	RDC	19,17	10,61	180	215,98	20,87	143,78	19,5	0,8551	16,14	13,60
3	4	0,8	1,21	63,79	35,59	1,00	6,89	118	0,9604	0,69	0,39
3	3	3,03	1,38	49,56	68,29	3,25	22,39	61,5	0,9346	2,29	1,97
3	2	4,26	0,050	819,23	80,0	4,27	29,46	68,5	0,9289	3,05	3,04
3	1	5,78	2,25	239,11	87,86	5,02	34,58	47,8	0,9204	3,60	4,13
3	RDC	5,88	4,72	131,48	87,5	4,98	34,31	48,0	0,9206	3,57	4,60
4	4	3,74	1,44	263,72	71,55	3,51	34,18	58,7	0,9217	2,69	2,83
4	3	5,75	4,72	121,82	87,68	4,99	34,38	47,9	0,9205	3,58	5,84
4	2	6,81	9,44	72,56	91,30	5,34	36,79	46,0	0,9180	3,41	6,09
4	1	7,04	15,15	46,47	83,66	4,61	31,76	59,2	0,9134	3,30	6,90
4	RDC	13,89	20,62	67,36	138,61	10,59	72,96	30,3	0,8896	7,87	12,78

PORTIQUE T4-T4 (T3-T3)

niv	pot	N (t)	M (km)	$\bar{v}'b$	$\bar{v}''b$	$e_0$	Mof	$\mu_{10}^3$	F/R	E	$A_1 \text{ cm}^2$	$A_2 \text{ cm}^2$	$A_2' \text{ cm}^2$	Section P.C. (A=0)	
															N (t)
5	1	2,06	0,29	22,76	116,66	14,07	0,62	6,40	123/24	0,9837	0,638	-0,097	0,717	Section P.C. (A=0)	
	2	4,26	0,52	72,75	110,26	12,20	1,20	12,40	85,5/25,4	0,9502	1,25	-0,271	1,195		
	3	2,64	0,52	28,57	125,90	19,69	0,94	9,71	98/20,60	0,9558	0,975	+0,013	0,839		
4	3	5,79	0,51	36,13	98,65	8,81	1,44	14,84	77,5/28,4	0,9460	1,51	-0,561	2,24	Section F.C	
4	1	0,25	4,458	87,60	5,58	0,03196	0,0267	1,92	0,490	0,722	-0,545	<0	0,540		Section F.C
	2	0,33	9,758	80,07	3,38	0,07616	0,0386	1,92	0,461	0,712	-0,497	<0	0,915		
	1	0,24	6,91	80,38	3,47	0,0537	0,0279	1,92	0,478	0,726	-0,504	<0	0,833		
3	2	0,32	14,05	76,27	2,27	0,1151	0,0392	1,92	0,440	0,692	-0,495	<0	1,718	Section F.C	
	3	0,49	8,950	87,23	5,47	0,0641	0,0526	1,92	0,460	0,715	-0,489	<0	1,079		
	1	0,24	9,33	83,15	4,28	0,0701	0,0450	1,92	0,460	0,7113	-0,493	<0	1,125		
2	2	0,32	18,946	74,28	1,69	0,1594	0,0404	1,92	0,416	0,6698	-0,489	<0	1,777	Section F.C	
	3	0,49	12,10	82,36	4,05	0,0918	0,0557	1,92	0,444	0,700	-0,485	<0	1,459		
	1	0,24	11,756	75,48	3,04	0,0973	0,0297	1,92	0,454	0,7036	-0,5009	<0	1,418		
1	3	0,32	23,84	73,087	1,34	0,2078	0,0409	1,92	0,3933	0,6478	-0,485	<0	2,236	Section F.C	
	P	0,49	15,255	79,488	3,21	0,199	0,0577	1,92	0,428	0,6852	-0,4814	<0	1,8397		

PORTIQUE T1 - T1 (Rauillage) SPI

$e_1 = 6,67 \text{ cm}$



Section P.C. - 5 Pl-Section Enhancement Compressive  $c_1 = 6.67 \text{ cm}$

Wave	pot	M (Nm)	H (H)	$e_0$	$\bar{v}'_b$	$\bar{v}''_b$	Mot	$\mu \cdot 10^{-3}$	k	E	A	A	A <sub>i</sub>
5	1	0,33	2,45	13,47	24,56	115,02	0,728	7,461	114	0,9612	0,745	-0,23	0,953
	2	0,35	5,11	6,84	32,18	92,25	1,167	12,06	87	0,9610	1,218	-0,61	1,604
	3	-0,50	5,00	10,0	34,14	103,10	1,30	13,43	82	0,9485	1,360	-0,42	1,459
	4	-0,27	2,23	11,79	23,14	109,25	0,636	6,57	121	0,9632	0,655	-0,162	0,920
		M (Nm)	H (H)	$e_0$	$\bar{v}'_b$	$f = \frac{1}{f}$	$\omega$	E	C	D	$\mu$	A' in	A <sub>i</sub>
4	1	0,37	6,21	5,960	88,90	22,905	0,039	1,92	0,477	0,728	-0,4978	<0	0,749
	2	0,39	13,60	2,867	78,31	9,213	0,046	1,92	0,440	0,694	-0,4902	<0	1,276
	3	0,57	12,19	4,670	84,730	11,12	0,063	1,92	0,450	0,703	-0,492	<0	1,143
	4	0,28	4,96	5,64	87,807	28,32	0,029	1,92	0,469	0,726	-0,485	<0	0,598
3	1	0,37	9,98	3,60	80,82	12,96	0,042	1,92	0,465	0,714	-0,502	<0	1,203
	2	0,39	22,09	1,76	74,52	5,39	0,049	1,92	0,399	0,655	-0,481	<0	2,072
	3	0,57	13,38	2,94	78,56	6,48	0,068	1,92	0,405	0,665	-0,471	<0	1,818
	4	0,27	7,63	3,53	80,58	16,89	0,031	1,92	0,474	0,723	-0,502	<0	0,920
2	1	0,36	13,73	2,62	77,47	9,03	0,043	1,92	0,441	0,694	-0,492	<0	1,656
	2	0,39	30,58	1,27	72,84	3,81	0,049	1,92	0,358	0,616	-0,469	<0	2,868
	3	0,57	26,55	2,14	75,72	4,57	0,070	1,92	0,370	0,632	-0,459	<0	2,490
	4	0,27	12,30	2,62	77,47	12,03	0,033	1,92	0,460	0,710	-0,500	<0	1,242
1	1	0,36	17,52	2,05	75,52	6,89	0,044	1,92	0,422	0,676	-0,488	<0	2,113
	2	0,39	39,01	0,99	71,88	2,95	0,050	1,92	0,318	0,578	-0,452	<0	3,659
	3	0,57	33,76	1,68	74,25	3,52	0,072	1,92	0,375	0,599	-0,444	<0	3,167
	4	0,27	12,97	2,08	75,62	9,33	0,033	1,92	0,448	0,698	-0,498	<0	1,564

Double 74-74 (73-73) (Mailage)

Fouillage des Poteaux du Patage 71-78 sous SPB.

Niveau	5			4			3			2			1		
poteau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
H/min	0,264	2,724	1,69	-1,102	4,71	3,02	-4,288	6,07	3,51	-8,91	6,53	7,49	-13,24	7,181	3,602
H/mar	2,99	4,06	1,32	5,21	7,88	2,74	6,78	10,16	3,68	7,81	11,72	4,77	17,86	14,62	5,32
V'b	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25
V'b	65,62	82,35	45,65	88,05	122,69	68,74	98,59	143,34	80,45	101,45	156,13	90,91	147,88	178,72	96,77
Co	1132,57	149,04	78,10	472,7	167,30	90,73	158,11	167,38	104,84	87,65	179,48	136,32	104,68	203,59	147,34
Maf	3,03	4,49	1,59	5,03	8,63	3,22	6,09	11,13	4,24	6,38	12,76	5,32	11,74	15,77	5,89
$\mu_{10}^{-3}$	20,87	20,39	10,95	34,65	59,65	22,18	41,95	76,67	29,21	43,95	87,90	36,65	80,88	108,63	40,62
k	64,0	51,0	28,0	47,7	34,4	61,1	42,6	29,3	52,2	41,4	26,9	46,2	28,4	23,5	43,4
E	0,9367	0,9248	0,9533	0,9203	0,8986	0,9348	0,9138	0,8872	0,9262	0,9114	0,8807	0,9183	0,8848	0,8701	0,9044
$A_{cm}^2$	2,14	4,757	1,103	3,61	6,35	2,28	4,41	8,297	3,03	4,63	9,58	3,83	8,77	11,98	4,26
$A_{cm}^2$	2,077	4,168	0,70	3,87	5,228	1,56	5,43	6,85	2,19	6,75	8,025	2,999	11,92	10,27	3,40
$A_{cm}^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

e<sub>1</sub> = 6,67 cm

K = 20,36

Pen =  $\sqrt{e_1} = \sqrt{6,67} = 2,58$  cm

Section (Pc)

PORTIQUE T1-T1 (Rauvillage) SP1

MV	pot	N (t)	M (tm)	$\bar{v}'b$	$\bar{v}''b$	$e_0$	Mot	$\mu_{10}^{-3}$	$T_r/k$	E	$A_{1cm^2}$	$A_{cm^2}$	$A'_{cm^2}$
5	1	2,06	0,29	22,76	116,66	14,07	0,62	6,40	123/24	0,9837	0,638	-0,097	0,717
	2	4,26	0,52	72,75	110,26	12,20	1,20	12,40	85,5/25,4	0,9502	1,25	-0,271	1,195
	3	2,64	0,52	28,57	125,90	19,69	0,94	9,71	98/20,60	0,9558	0,975	+0,013	0,839
4	3	5,79	0,51	36,13	98,65	8,81	1,44	14,84	77,5/28,4	0,9460	1,51	-0,561	0,924
		N (t)	M (tm)	$\bar{v}'b$	$e_0$	$\rho$	$\alpha$	E	C	D	$\mu$	$A_{cm^2}$	$A'_{cm^2}$
4	1	0,25	4,658	87,60	5,58	0,03196	0,0267	1,92	0,490	0,722	-0,545	<0	0,540
	2	0,33	9,758	80,07	3,38	0,07616	0,0386	1,92	0,461	0,712	-0,497	<0	0,915
3	1	0,24	6,91	80,38	3,47	0,0537	0,0279	1,92	0,478	0,726	-0,504	<0	0,833
	2	0,32	14,05	76,27	2,27	0,1151	0,0392	1,92	0,440	0,692	-0,495	<0	1,318
	3	0,49	8,950	87,23	5,47	0,0641	0,0526	1,92	0,460	0,715	-0,489	<0	1,079
2	1	0,24	9,33	83,15	4,28	0,0701	0,0450	1,92	0,460	0,7117	-0,493	<0	1,125
	2	0,32	18,946	74,28	1,69	0,1594	0,0404	1,92	0,416	0,6698	-0,489	<0	1,777
	3	0,49	12,10	82,36	4,05	0,0918	0,0557	1,92	0,444	0,700	-0,485	<0	1,459
1	1	0,24	11,756	75,48	2,04	0,0973	0,0297	1,92	0,454	0,7036	-0,5009	<0	1,418
	3	0,32	23,84	73,087	1,34	0,2038	0,0409	1,92	0,3933	0,6478	-0,485	<0	2,236
	P	0,49	15,253	79,488	3,21	0,1199	0,0577	1,92	0,428	0,6852	-0,4814	<0	1,8397

Section P.C. (A=0)

Section E.C

C=667mm

Resume :

Les sections regroupées dans les tableaux ci-dessous, sont celles obtenues précédemment pour les différentes sections des poteaux, et dans chaque niveau. On les présentant nous remarquons que les poteaux de rive sont en quasi-totalité plus sollicités que ceux de l'intérieurs, ce qui se traduit par la nette différence des sections d'acier obtenues.

\* Portique (L2-L2):

File	pot	sp1 A=A	sp2 A=A	A min cm <sup>2</sup>	section retenue
1	4	1,28	3,08	2,1	3,08
	3	0	3,70	5,46	5,46
	2	0	4,20	9,67	9,67
	1	0	1,30	3,6	3,6
	RDC	0	6,45	3,38	6,45
2	4	0	0,31	1,29	1,29
	3	0	3,28	2,67	3,28
	2	0	6,068	4,00	6,76
	1	0	16,99	5,32	16,99
	RDC	0	7,70	6,65	7,70
3	4	2,08	0	2,14	2,08
	3	0	3,40	6,81	6,81
	2	0	0,40	13,35	13,35
	1	0	4,40	4,94	4,94
	RDC	0	4,33	6,37	6,37

\* Portique (T1-T1) :

File	Pot	sp1 A=A	sp2 A=A	A min cm <sup>2</sup>	section retenue
1	4	0	2,08	0,72	2,08
	3	0	3,87	1,82	3,87
	2	0	5,43	3,07	5,43
	1	0	6,75	4,06	6,75
	RDC	0	11,92	5,47	11,92
2	4	0	4,17	1,195	4,17
	3	0	5,23	3,39	5,23
	2	0	6,85	5,05	6,85
	1	0	8,03	6,94	8,03
	RDC	0	10,27	8,83	10,27
3	4	0	1,16	0,84	1,16
	3	0	1,56	2,24	2,24
	2	0	2,19	3,76	3,76
	1	0	3	5,3	5,3
	RDC	0	3,40	6,85	6,85

De plus à ce qui a été indiqué ci-dessus, le ferrailage doit se faire conformément aux prescriptions exigées par le (compléments aux règles parasismiques), qui en résumé sont les suivantes:

- Le pourcentage minimum des armatures est de :

- En zone II ( 0,8% poteaux intérieurs.
- ( 0,9% poteaux courants de façade ou pignon .
- ( 1,0% poteaux d'angle.

Sections d'acier dans les poteaux:

\* Portique (L4-L4) :

File	Eta-ge	Spl A' = A	Sp2 A' = A	A min cm <sup>2</sup>	section retenue
1	4	0	3,95	./.	3,95
	3	0	1,96	./.	1,96
	2	0	8,78	./.	8,78
	1	0	10,65	./.	10,65
	RDC	0	12,58	./.	12,58
2	4	0	3,56	./.	3,56
	3	0	6,93	./.	6,93
	2	0	10,36	./.	10,36
	1	0	11,07	./.	11,07
	RDC	0	9,55	./.	9,55
3	4	0	4,5	./.	4,5
	3	0	5,25	./.	5,25
	2	0	7,19	./.	7,19
	1	0	7,27	./.	7,27
	RDC	0	12,52	./.	12,52

\* Portique (T4-T4) :

N	Pot	Spl A'A	Sp2 A:A	A min	section retenue
1	4	0	2,75	0,952	2,75
	3	0	4,99	0,71	4,99
	2	0	7,14	1,2	7,14
	1	0	8,64	1,65	8,64
	RDC	0	15,72	2,113	15,72
2	4	0	3,63	1,60	3,63
	3	9	6,78	1,28	6,78
	2	0	8,51	2,07	8,51
	1	0	10,09	2,87	10,09
	RDC	0	13,60	3,66	13,60
3	4	0	3,34	1,50	3,34
	3	0	5,92	1,14	5,92
	2	0	6,99	1,82	6,99
	1	0	7,88	2,49	7,88
	RDC	0	9,00	3,17	9,00
4	4	0	2,83	0,92	2,83
	3	0	5,84	0,60	5,84
	2	0	6,09	0,92	6,09
	1	0	8,17	1,24	8,17
	RDC	0	12,8	1,564	12,8

N:B :

Les portiques designés par les lettres

- (L - L) sont porteurs.
- (T- T) sont non porteurs.

\* Les sections representées dans ces tableaux ne sont pas retenues définitivement.

Recommandations pratiques :

Le diamètre minimum est limité à 14 mm par CTC , elles doivent être des barres à haute adhérence, les crochets sont strictement interdits dans les zones de recouvrement pour ces dernières. La longueur de recouvrement est minimum 50  $\phi$  , Les sections d'armatures longitudinales retenues précédemment, et la plupart d'entre elles sont obtenues sous Sp2 ,montrent que les poteaux d'un même étage participent à la résistance par un taux qui ne diffère pas assez. Le ferrailage sera adopté comme suivant:

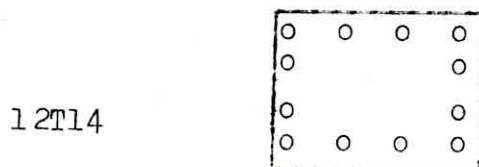
Ferrailage adopté:

On ferrillera la file de poteau la plus défavorable qu'on adoptera partout, Cad tous les poteaux seront armés de la même façon.

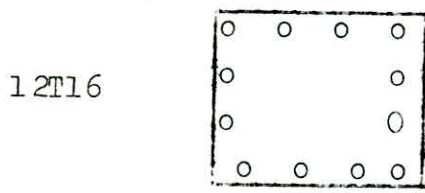
( Niveau 4 )



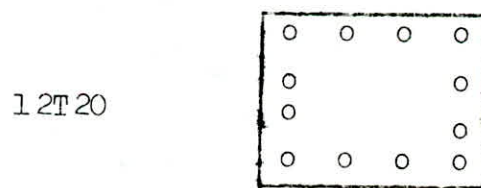
( Niveau 3 )



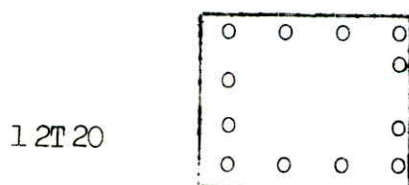
( Niveau 2 )



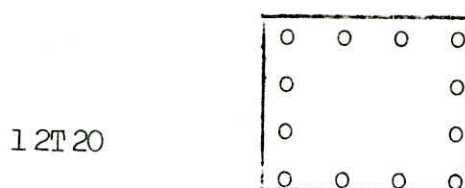
( Niveau 1 )



( niveau RDC )



( Niveau sou-sol )



Armatures transversales :

Pour que les armatures principales (longitudinales) soient efficaces, il faudrait qu'elles soient empêchées de flamber. On utilise alors les armatures transversales qui devront retenir chaque barre principale suivant deux directions perpendiculaires, les armatures transversales sont constituées en général par des aciers doux, avec un diamètre variant de (5-12 mm) seront disposées tout les 15  $\phi_1$ , l'ecartement t soit:

$$t \leq 15 \cdot \phi_1$$

a) Zone courante: L'espacement admissible est :

$$t = \min \left( \begin{array}{l} t_1 = (100 \cdot \phi_t - 15 \cdot \phi_{lmax}) \left( 2 - \frac{\phi_b'}{\phi_{b0}} \right) \\ t_2 = 15 \cdot \left( 2 - \frac{\phi_b'}{\phi_{b0}} \right) \cdot \phi_{lmin} \end{array} \right)$$

Pratiquement, on prend:

$$t \leq 15 \cdot \phi_{lmin} \quad ; \quad \phi_t \geq 0,3 \cdot \phi_{lmax}$$

- Niveau (4, et, 3) :

$$\phi_{lmin} = 14 \text{ mm} \quad \dots \quad t \leq 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm.}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot 1,4 = 4,2 \quad \text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

- Niveau (2)

$$\phi_{lmin} = 16 \text{ mm} \quad \dots \quad t \leq 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm.}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

- Niveau (1, RDC, SS)

$$\phi_{lmin} = 20 \text{ mm} \quad \dots \quad t \leq 15 \cdot 2 = 30 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) Zone de recouvrement: ( Art 30-5 CCBA 68 )

Soit  $\nu$ , le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement

On doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu \geq 3 \\ \nu \geq \frac{0,4 \cdot \phi_1^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,1}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,t}} = \frac{0,4 \cdot \phi_1^2 \cdot 4200}{0,6^2 \cdot 2400} = 1,95 \cdot \phi_1^2 \end{array} \right.$$

Longueur de recouvrement : Cette longueur est au moins égale à la longueur de scellement droit.

$$L_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_{da}} \quad \text{avec} \quad \tau_{da} = 1,25 \cdot \psi^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_{da} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2. \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

On obtient:  $L_d = 42,17 \cdot \phi_1$

-  $\phi_1 = 14 \text{ mm} \dots L_d = 59,04 \text{ cm} ; L_d)_{CTC} = 50 \cdot 1,4 = 70 \text{ cm}$

-  $\phi_1 = 16 \text{ mm} \dots L_d = 68,3 \text{ cm} ; L_d)_{CTC} = 50 \cdot 1,6 = 80 \text{ cm}$

-  $\phi_1 = 20 \text{ mm} \dots L_d = 84,34 \text{ cm} ; L_d)_{CTC} = 50 \cdot 2,0 = 100 \text{ cm}.$

Donc on prendra les longueurs de recouvrement exigées par (CTC).

Chaque poteau est sollicité par une force horizontale due au seisme dont on a calculé son point d'application sur le poteau (point de moment nul). Cette force qui varie d'un niveau à l'autre fait naître une concentration de contrainte dans le poteau en question, et pour se remédier nous devons diminuer les espacements sur une longueur égale à la longueur de recouvrement.

L'effort tranchant maximal a lieu au RDC.

$$T_{\max} = 11,45 \text{ t} ; \tau_b = \frac{T}{b \cdot Z} = \frac{11450}{40 \cdot 36,7/8} = 9,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad (\text{reprise de bétonnage})$$

Soit deux cadres  $\dots A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  (4 brins en  $\phi 8$  actifs)

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot Z}{T} = \frac{2,01 \cdot 1600 \cdot 36,7/8}{11450} = 8,84 \text{ cm}$$

$$t = 1,5 \cdot 8,84 = 13,26 \text{ cm sous Sp2.}$$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = 19,37 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prendra } t = 13 \text{ cm}.$$



ETUDE DYNAMIQUE

L'étude dynamique d'une structure est en générale nécessaire quand celle ci présente un élancement important, ou une dimension en plan importante.

Notre structure ne présentant pas de telles caractéristiques géométriques ( dimension max en plan = 13,60; et la hauteur = 15,90) pourrait ne pas nécessiter une étude dynamique. Il faudrait alors se baser sur les règles parasismiques pour déterminer la période propre de vibration de notre structure. Cependant nous remarquons que par ces règles et pour la détermination de la période propre  $T$  il n'est tenu compte de l'inertie de la structure.  $T$  est calculée en fonction des dimensions en plan de l'ouvrage.

INTRODUCTION

Le plus important dans l'étude dynamique est de présenter la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète ainsi le comportement dynamique de la structure. La deuxième étape consiste à mener les calculs avec une assez bonne précision.

A-CHOIX DU MODELE MATHEMATIQUE

Notre cage d'escalier est considérée comme ouvrage élancé, donc le modèle choisi est une console encastrée à l'une de ses extrémités ou plus précisément des un système de masses concentrées  $M_i$  accrochées à un support d'inertie variable ou constante et de masse négligeable ( ce support n'est que le contreventement de la structure) les masses  $M_i$  sont des masses des différents planchers, ce système présente autant de degrés de liberté qu'il y a de masses concentrées. Pour notre ouvrage c'est bien ce modèle que nous adopterons  
(une console encastrée à masses concentrées dans  $n$  planchers)

METHODE DE CALCUL

Il existe des méthodes exactes et des méthodes approchées. L'inconvénient de la première méthode c'est qu'elle prend un grand volume de calculs qui sont longs s'ils sont faits à la main, de plus on fait appel à un grand nombre d'approximations.

La methode exacte de calcul dynamique constituera alors une precision presque inutile vu que les methodes approchées numeriques donnent des resultats avec une precision satisfaisante.

Les methodes approchées déterminent la periode propre fondamentale de la structure et le mode de vibration par une serie d'operations d'iteration a partir d'une déformée arbitraire .Pour les modes supérieures(2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup>) il existe d'autres methodes(ex:celle exposée en annexe P S 69 )

Pour notre etude nous avons choisi la methode de RAYLEIGH.

Remarque : Dans tout ce qui suivra, on admettra que l'energie que ~~transporte~~ transporte chaque masse se conserve et que le seul degre de liberte de cette meme masse est une translation dans la direction de vibration. Nous tiendrons compte que des déformations de flexion plane, et nous admettrons ainsi qu'il n'y a pas de rotation autour de l'axe vertical du systeme et pas d'oscillations couplées.

METHODE DE RAYLEIGH

Basée sur le principe de conservation de l'energie. Elle est applicable qu'aux systemes conservatifs seulement en admettant que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est négligeable. Cette methode peut s'appliquer a des caracteristiques dynamiques des structures réelles .

Pour un systeme élastique, la loi de conservation s'écrit:

$$E_t = E_p + E_c \quad (1) \text{ avec } \begin{array}{l} E_t : \text{energie totale} \\ E_p : \text{energie potentielle} \\ E^c : \text{energie cinétique} \end{array}$$

de cette equation (1) quand  $E_p$  est max  $E_c=0$   
 $E_c$  est max  $E_p=0$

d'ou on aura:  $E_t = E_p \text{ max} \pm 0 = C = \text{cte}$   
 $E_t = 0 + E_c \text{ max} = C = \text{cte}$

donc on aura:  $E_t = E_p \mp E_c = C = \text{cte} \quad (1)$

Cette equation est fondamentale, c'est a partir de ce point que découle la methode de RAYLEIGH

Pour un systeme a n degrés de libertes (masses concentrées), l'energie cinétique Max s'écrit:

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j \dot{x}^2(z_j)$$

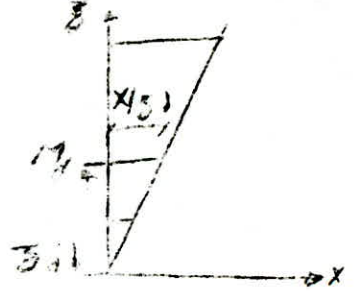
Avec :  $\omega$  = pulsation propre

$$P_j = M_j \cdot g \quad (M_j = \text{masse concentrée à la cote } Z_j)$$

$X(Z_j)$  = valeur de la déformée à la cote  $Z_j$

et l'énergie s'écrit  $E_p = \frac{1}{2} \int_0^H EI(Z) \left( \frac{dX}{dZ} \right)^2 dZ$

ou  $X = f(Z)$ : équation de la déformée



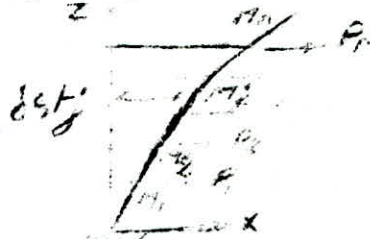
Pour déterminer  $\omega$  on choisit une déformée, trouver  $E_{p,max}$ , égaliser  $E_{p,max}$  à  $E_{c,max}$  et on en tire  $\omega$  puis T, la période. Seulement l'approximation de cette méthode réside dans le choix de la déformée.

Ce choix arbitraire de la déformée peut être éliminé et ceci en utilisant la méthode des déplacements statiques suivants:

Soit  $\delta_{stj}$ : les déplacements statiques qui en résultent.

on écrira  $\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$

avec  $\delta_{ij}$ : déplacement en j résultant d'une force en i



De cette manière on obtiendra  $\delta_{st1}, \delta_{st2}, \dots, \delta_{stN}$ . En connaissant les déplacements statiques en chaque point, on peut alors déterminer l'équation de la déformée statique. Ulterieurement on présentera le calcul des déplacements unitaires  $\delta_{ij}$

Pour améliorer la précision de nos résultats on utilisera un procédé itératif de correction de la déformée choisie (déformée statique)

PROCEDE DE CALCUL

lorsque'on choisit une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie  $F_j$  qui représentent une approximation des forces réelles d'inertie et qui produisent les déplacements ( $X_j$ )

L'énergie potentielle max qui n'est autre que le travail de la force d'inertie et sera égale à  $E_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j X_j$  et l'énergie cinétique sera alors  $E_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$  de (1) on tire  $E_{p,max} = E_{c,max}$  d'où on a

$$\frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j X_j = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2 \quad \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j X_j}{\sum_{j=1}^n P_j X_j^2} \quad (3)$$

En admettant que  $F_j = p_j$ , on calcule la déformée du système et la 1<sup>ère</sup> approximation des déplacements est  $X_{0j} = \delta st_j$

on détermine ensuite les coefficients adimensionnels  $\rho_{1j} = \frac{X_{0j}}{X_{0n}}$   
 $X_{0n}$ : flèche au sommet de la console  $X_{0n} = \delta st_n$

la 1<sup>ère</sup> correction consiste à calculer une nouvelle force notée  $F_j^1$  avec  $F_j^1 = \rho_{1j} P_j$ ; l'indice 1 veut dire la 1<sup>ère</sup> correction et l'indice j correspond à la cote j à laquelle on veut avoir  $\rho$  ou F.

avec  $F_j^1$  on calcule en 2<sup>ème</sup> approximation les déplacements  $X_{1j}$  avec

$$X_{1j} = \sum_{i=1}^n F_i^1 \delta_{ij}; \text{ on calcule ensuite } \rho_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$$

La 2<sup>ème</sup> correction consiste à calculer  $F_j^2 = \rho_{2j} P_j$

de cette manière on continue le processus itératif jusqu'à aboutir à

$\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}$  Ce processus est rapidement convergent et au bout de la 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> itération on aboutit à une bonne précision. On aura alors

$$F_j^m = \rho_{mj} P_j \text{ avec } \rho_{mj} = \rho_{(m-1)j} = \frac{X_{mj}}{X_{mn}} \text{ d'ou } X_{mj} = \rho_{mj} X_{mn}$$

La formule (3) nous donne  $\omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j X_{mj}} = g \frac{\sum_{j=1}^n \rho_{mj}^2 P_j X_{mn}}{\sum_{j=1}^n \rho_{mj}^2 P_j X_{mn}^2}$

$$\omega^2 = g \frac{X_{mn} \sum_{j=1}^n \rho_{mj}^2 P_j}{X_{mn}^2 \sum_{j=1}^n \rho_{mj}^2 P_j} = g / X_{mn}$$

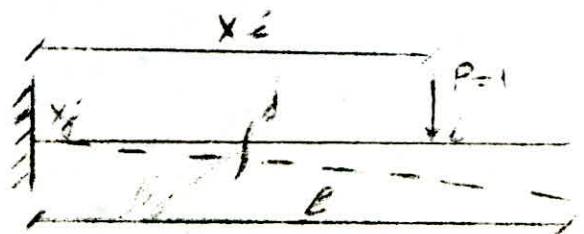
$$\omega = \sqrt{\frac{g}{X_{mn}}} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{X_{mn}}$$

$X_{mn}$  est le déplacement de la n<sup>ième</sup> et dernière itération, cette période correspond à la période du mode fondamental est comprise entre 0,5 et 0,75s, il y'a lieu de tenir compte de (l'inertie) l'indice du 2<sup>ème</sup> mode si la période du mode fondamental est supérieure à 0,75 il y'a lieu de tenir compte du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> mode (d'après P.S.69). Par contre si nous trouvons pas dans ces 2 cas, les calculs des forces sismiques seront menés en ne considérant que le 1<sup>er</sup> mode fondamental.

DETERMINATION DES FORMULES

1/ Détermination des formules de calcul des déplacements unitaires:

On appelle déplacement unitaire  $\rho_{ij}$  le déplacement d'une section j provoqué par une force unitaire agissant au niveau de la section i



D'une manière générale on a  $f_{ij} = \int \frac{M_i M_j}{EI} dx$  où  $M_i$  et  $M_j$  sont:

$M_i$ : Moment fléchissant en  $i$  provoqué par une force unitaire positive en  $i$

$M_j$ : Moment fléchissant en  $j$  provoqué par une force unitaire positive en  $j$

Cas d'une console on a 
$$\left. \begin{aligned} M_i &= X_i - X \\ M_j &= X_j - X \end{aligned} \right\} i \geq j$$

dans les intégrations on tient compte des changements des inerties.

Les calculs sont facilités par la théorie de réciprocité de MAXWELL & BETTI d'après laquelle  $f_{ij} = f_{ji}$

Pas de changement de l'inertie entre 0 et X

$I = e = cte$

$$f_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{X_j} M_i M_j dx$$

$$f_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{X_j} (X_i - X)(X_j - X) dx = \frac{X_j^2}{2EI} (X_i - \frac{X_j}{3}) \text{ pour } i \geq j$$

$$f_{ij} = \frac{X_j^2}{2EI} (X_i - \frac{X_j}{3})$$

B/ CALCUL DES DEPLACEMENTS UNITAIRES

Dans le sens transversal ( de meme pour le sens longitudinal) notre batiment ou notre cage d'escalier (ossatures en voiles ) presente les meme inerties equivalentes, d'ou le déplacement unitaire sera calculé a l'aide de la formule suivante:

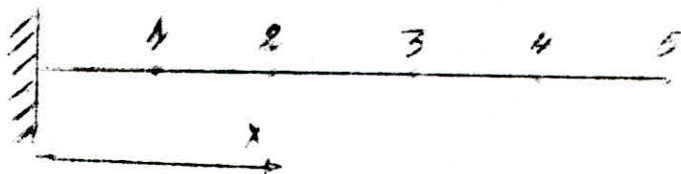
$$f_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{X_j^2}{2} (X_i - \frac{X_j}{3}) \text{ avec } \begin{aligned} i &= 1, 2, \dots, 5 \\ j &= 1, 2, \dots, 5 \end{aligned}$$

ex:  $EI f_{11} = \frac{3,06^2}{2} (3,06 - \frac{3,06}{3}) = 9,55$

On a  $f_{ij} = f_{ji}$  Theoreme de BETTI

Nous presenterons les résultats sous forme d'une matrice symetrique

- $X_1 = 3,06$
- $X_2 = 6,12$
- $X_3 = 9,18$
- $X_4 = 12,24$
- $X_5 = 15,30$



09,55	023,28	038,20	052,53	0066,86
23,28	076,41	133,21	191,02	0248,32
38,20	133,71	257,87	386,75	0515,75
52,53	191,02	386,25	611,25	0840,47
66,86	248,32	515,75	840,47	1193,86

CALCUL DE LA PERIODE DU MODE FONDAMENTAL

Toutes les formules de calcul sont indiquées dans l'introduction, et vu le caractère répétitif des calculs, nous préférons présenter les résultats de toutes les différentes étapes sous forme d'un tableau.

D'après la descente de charge nous avons sous G + P/5

Niveau 5 : dalle; acrotère; 1/2voiles	=31,550t
Niveau 4 : dalle; 1/2voiles	=38,896t
Niveau 3 : " "	=38,896t
Niveau 2 : " "	=38,896t
Niveau 1 : " "	=38,896t

j	1	2	3	4	5
$\delta_{stj}.EI$	6915,42	24342,73	48051,66	74808,157	102677,06
$\rho_{1j}$	0,067351	0,237080	0,467793	0,728577	1
$F_j^1 t$	2,619684	9,221463	18,195277	28,338731	31,55
$X_{ij}.EI$	4532,8198	16446,249	33257,007	52774,997	73333,376
$\rho_{2j}$	0,0618111	0,2242669	0,45350243	0,7196586	1
$F_j^2$	2,404204	8,7230753	17,638429	27,991841	31,55
$X_{2j}.EI$	4479,666	16262,433	32904,383	52241,08	72616,467
$\rho_{3j}$	0,0616893	0,2239496	0,4531256	0,7194109	1
$F_j^3$	2,399467	8,7107436	17,624773	27,982207	31,55
$X_{3j}.EI$	4478,3057	16257,713	32895,304	52227,304	72597,945
$\rho_{4j}$	0,0616863	0,2239417	0,4531161	0,7194047	1
$F_j^4$	2,3993505	8,7104364	17,624407	27,981966	31,55

On s'arrête a la 4<sup>eme</sup> itération car  $\rho_{4j} = \rho_{3j}$  et nous calculerons la période dans les deux sens :

sens transversal:

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{X_{35}}{g}} \quad \text{avec} \quad X_{35} = \frac{72597,945}{EI}$$

$$\text{et } E = 21000 \bar{\sigma}_{28}' = 385.10^4 \text{t/m}^2$$

$$I_{e\bar{t}} = 2.2,971 = 5,942 \text{m}^4$$

donc  $X_{35} = 0,003173 \text{m}$   $T_t = 2\pi \sqrt{\frac{0,003173}{9,81}} = 0,113 \text{s}$

CALCUL DE LA PERIODE DU MODE FONDAMENTAL

-161-

Sens longitudinal:

$$T_1 = \sqrt{\frac{X_{35}}{g}} \cdot 2\pi \sqrt{E=21000 \bar{b}'_{28}} = 385 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

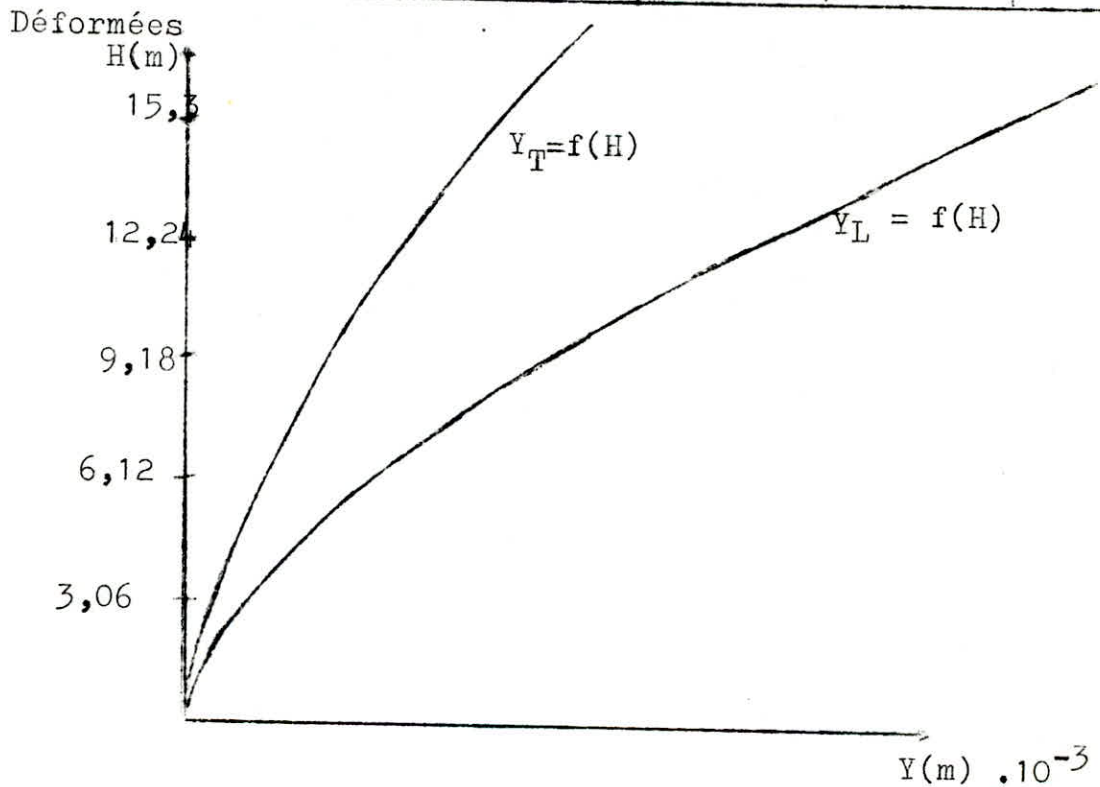
$$X_{35} = \frac{72597,945}{E I} \quad I = 0,26938 + 0,3258 = 0,59196 \text{ m}^4$$

$$= 0,031854 \text{ m}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{0,031854}{9,81}} = 0,358 \text{ s}$$

Tableau des déplacements a chaque niveau ( en cm )

	T(s)	X1	X2	X3	X4	X5
Sens transversal	0,113	0,196	0,713	0,444	2,290	3,185
Sens longitudinal	0,358	0,019	0,071	0,143	0,228	0,317



ETUDE DE LA CAGE D'ESCALIER

INTRODUCTION :

Notre cage d'escalier est constituée de quatre voiles disposées d'une manière rectangulaire, dont deux sont symétriques et deux dissymétriques et sont représentées dans la fig N° A

Poids des voiles transversaux et longitudinaux:

Etage courant:

$$VL1=VL2=2,9.6,64.0,16.2,5 - 1.1,8.6,16.2,5 = 6,9824t$$

$$VT1=2,9.0,2.2,5.2,72 = 3,9440t$$

$$VT2=2,9.0,2.2,5.2,72 - 0,8.0,2.2,5 = 3,5440t$$

R D C:

$$VL1=VL2~~2,9.6,64.0,16.2,5~~ = 6,9824t$$

$$VT1=3,944 - 1.1.2,4.2,5.0,2 = 2,6240t$$

$$VT2=2,9.0,2.2,5.2,72 - 0,8.0,2.2,5 = 3,5440t$$

Sous sol:

$$VL1=VL2=6,64.1,75.0,16.2,5 = 4,6480t$$

$$VT1=VT2=2,72.1,75.0,16.2,5 = 2,3800t$$

Charges et surcharges revenant a chaque niveau:

Etage terrasse:

Acrotère:

$$0,60.0,12;2,5(13,24+6,56+5,44+0,90+4) = 5,43t$$

Plancher terrasse:

$$0,640(2,4+1,5+\frac{2,40^2}{0,87}+2,29.2.1,64+2,75.2,4-1) = 14,93t$$

Voiles:

$$\frac{1}{2}(6,98+6,98+3,944+3,544) = 10,724t$$

G = 31,084t

Surcharge:

$$P/5 = 0,2 \frac{100}{5} - (2,4+1,5+\frac{2,40^2}{0,87}+2,29.2.1,64+0,9-1) = 0,466t$$

Au total sous G + P/5 ON aura la somme de = 31,55t



Etage courant:

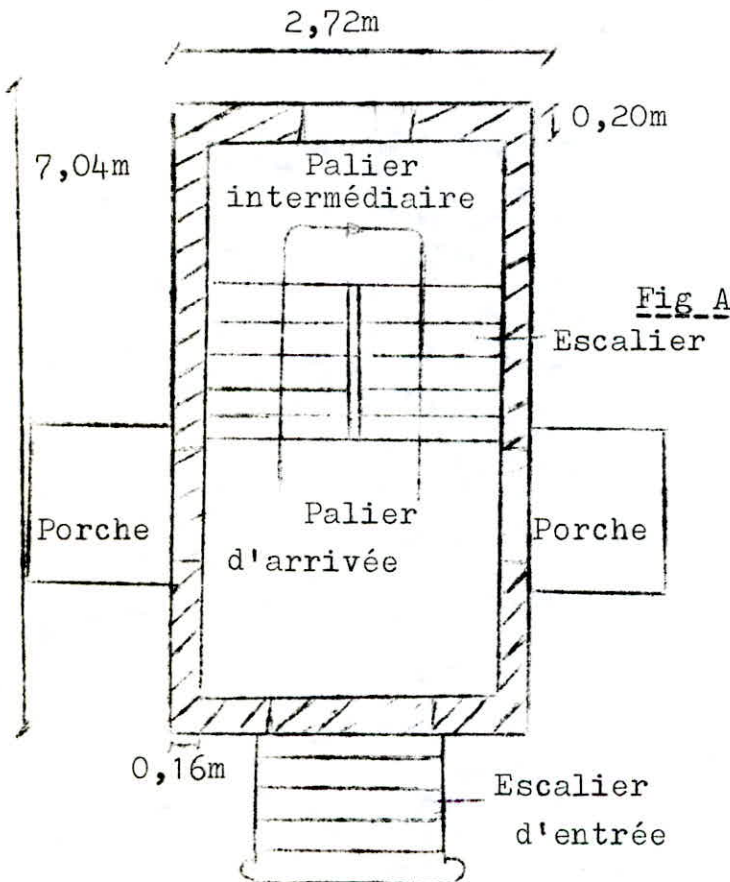
Palier intermédiaire	2,40.1,5.0,12.2,5	=1,08t
Palier d'arrivée	2,75.2,40.0,538	=3,55t
Porches (2)	2;2,29.1,64.0,538	=4,04t
Paillasse	2.2,40.0,12.2,5/0,87	=1,65t
Marches	2.212,5.2,40.1,10	=1,12t
Bac a fleurs(4)	4.1,60.0,4.0,9.2	=4,61t
Voiles	2.6,98+3,944+3,544	<u>=21,448t</u>
		G =37,488t

Surcharges:

La surcharge revenant a un étage courant est:

$$0,3(2,4.1,5+1,64.2,29.2+2,4^2 +2,4.2,75) =7,04t$$

$$\text{Au total on aura sous } G + P/5 =38,896t$$



E T U D E S I S M I Q U E

CALCUL DES COEFFICIENTS :

a/  $\alpha$  : coefficient de l'intensité:

$\alpha = 1$  Pour une zone de moyenne sismicité (EL-BIAR ALGER)

b/  $\delta$  : coefficient de fondation:

$\delta = 1$  Pour un radier général et terrain de consistance moyenne

c/  $\beta$  : coefficient de réponse de la structure:

$\beta = \frac{0,085}{3\sqrt{T}}$  Pour un amortissement moyen et C T C préconise la valeur suivante:  $0,065 \leq \beta \leq 0,13$

$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{I}} \sqrt{\frac{H}{H+1}}$  avec H:hauteur du bâtiment avec le niveau de référence le R D C (Niveau zéro)

l: dimension en plan du bâtiment

$l_x = 2,72m$   
 $l_y = 7,04m$

Pour un contreventement en voiles:

$T_x = \frac{0,08 \cdot 15,3}{\sqrt{2,72}} \cdot \frac{\sqrt{15,3}}{15,3+2,72} = 0,683 \text{ s}$

$T_y = \frac{0,08 \cdot 15,3}{\sqrt{7,04}} \cdot \frac{\sqrt{15,3}}{15,3+7,04} = 0,382 \text{ s}$

$\beta_x = \frac{0,085}{3\sqrt{0,683}} = 0,096$

$\beta_y = \frac{0,085}{3\sqrt{0,382}} = 0,113$

Amortissement moyen:

$\beta = \max(\beta_x, \beta_y) = 0,113 < 0,13$

d/  $\gamma$  : coefficient de distribution:

$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$  Pour nous on a 6 planchers donc:

$\gamma_r = \frac{3r}{13}$

$\gamma_r$	r
1,385	6
1,154	5
0,923	4
0,692	3
0,462	2
0,231	1

Calcul des coefficients sismiques:

$$\bar{\sigma}_{Hx} = \alpha \beta_x \times \delta$$

$$\bar{\sigma}_{Hy} = \alpha \beta_y \times \delta$$

Le mieux est de prendre  $\beta_x = \beta_y = 0,113$

Niveau 5 :  $\bar{\sigma}_{Hx} = \bar{\sigma}_{Hy} = 1.0,113.1,385 = 0,1606$

Niveau 4 : " = " =  $1.0,113.1,154 = 0,1330$

Niveau 3 : " = " =  $1.0,113.0,923 = 0,1070$

Niveau 2 : " = " =  $1.0,113.0,692 = 0,0802$

Niveau 1 : " = " =  $1.0,113;0,462 = 0,0535$

Niveau 0 : " = " =  $1.0,113.0,231 = 0,0267$

Coefficients sismiques dans la direction verticale:

$\bar{\sigma}_H = \bar{\sigma}_V$  avec le signe + ou - suivant la sens de l'effort vertical

Niveau	Z	$\bar{\sigma}_H$	M=G+P/5	H= $\bar{\sigma}_H \cdot M$	$\Sigma H$	Moment
5	15,30	0,1606	31,550	5,067	5,067	/
4	12,24	0,133	38,896	5,173	10,240	15,504
3	09,18	0,107	38,896	4,162	14,402	46,839
2	06,12	0,080	38,896	3,119	17,521	90,909
1	03,06	0,053	38,896	2,081	19,602	144,820
R D C	00,00	0,026	38,896	1,038	20,641	204,500

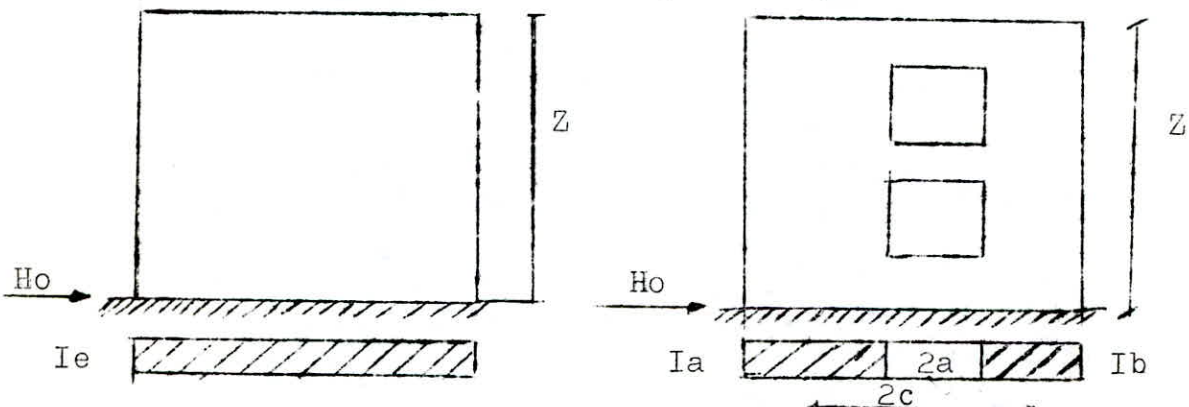
EFFORTS DANS LES REFENDS DUS AUSEISME

A / CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES:

Par définition, on appelle inertie equivalente "Ie" d'un refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même horizontal uniformément réparti (H) sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1/ Refend à une file d'ouvertures:

(Exemple de notre cage d'escalier qui n'a qu'une file d'ouvertures)



Pour un refend plein la flèche au sommet est égale à :

$$f = \frac{H \cdot Z^3}{8 I_e E} \quad (1) \text{ ou } H \text{ est l'effort tranchant à la base du refend.}$$

Pour un refend à une seule file d'ouvertures, on montre que la flèche au sommet est :

$$f = \frac{H \cdot Z^3}{E \cdot (I_a + I_b)} \cdot \frac{2mc}{I \cdot \alpha^2} + \frac{H \cdot Z^3}{8 \cdot E \cdot I_e} \quad (2)$$

En égalant les expressions (1) et (2), on obtient

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{(I_a + I_b) \alpha^2} + 1} ; I = I_a + I_b + 2mc$$

m: Moment statique de chacune des 2 parties du refend par rapport au

centre de gravité de l'ensemble  $m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}$

$\alpha_1, \alpha_2$  aires des 2 parties (a) et (b)

Y<sub>0</sub>: Coefficient donné par l'abaque en page 105 du livre de M. DIVERS

c: Demi-distance entre les centres de gravité des 2 parties du refend

a: Demi-portée de l'ouverture

$\alpha$ : Degré de monolithisme  $\alpha = wZ$

$$w^2 = \frac{3iE'}{E(Ia + Ib)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

ou:

Z = hauteur du refend (totale)

l = distance entre les centre de gravité des linteaux

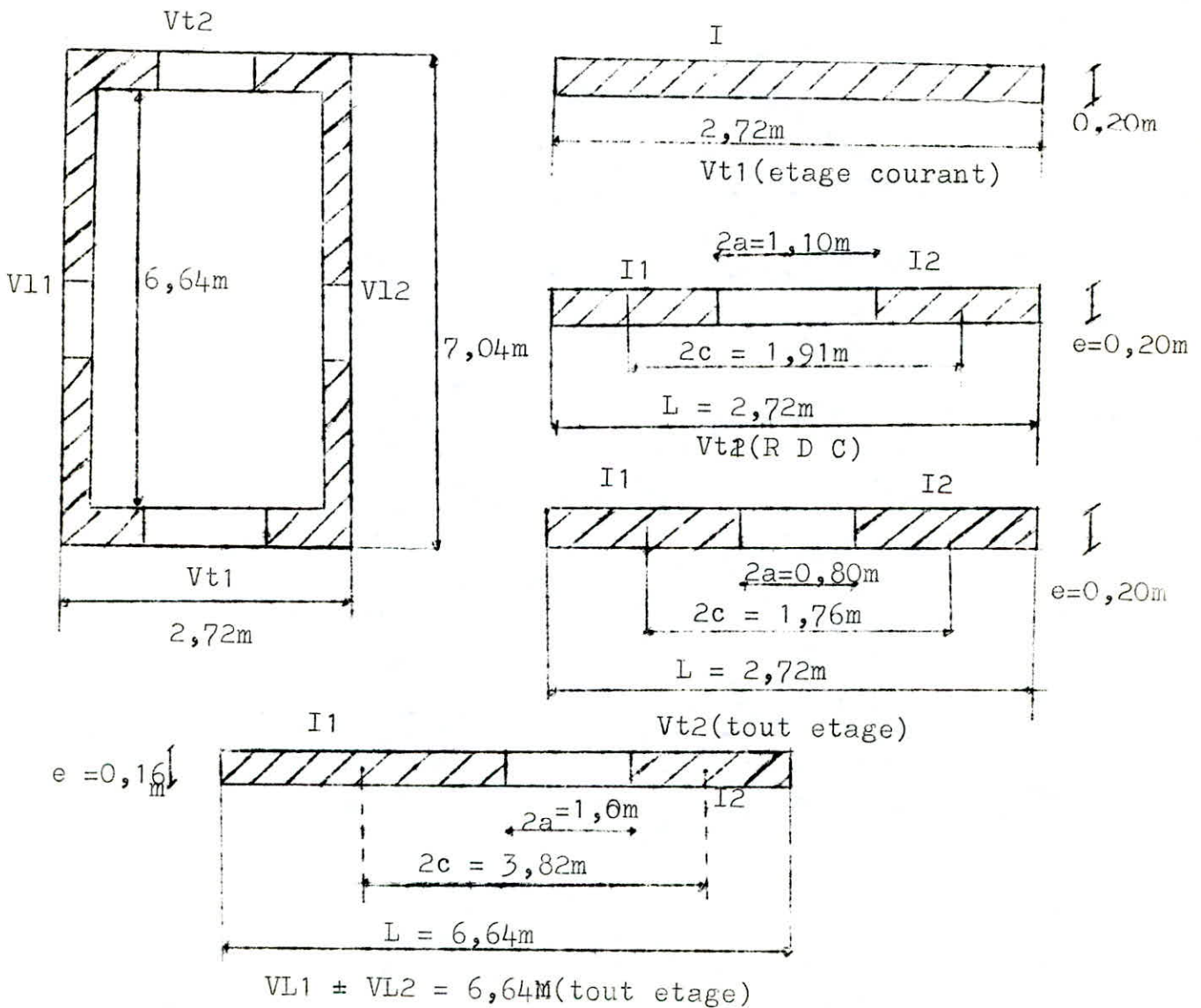
i = inertie du linteau

E' = module d'elasticité longitudinal des linteaux

E = module d'elasticité longitudinal des refends

2/ Calcul des inerties:

La cage d'escalier est composée de quatre voiles dont deux sont symétriques et deux dissymétriques représentés de la manière suivante:



Calcul des moments d'inertie des linteaux:

Pour les voiles VL1 et VL2 (symétriques)

$$h = 0,76m; b = 0,16m; I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,16^3 \cdot 0,76}{12} = 5,85 \cdot 10^{-3} m^4$$

Pour le voile Vt1 (R D C)

$$h = 0,66m, b = 0,20m; I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,20^3 \cdot 0,66}{12} = 4,79 \cdot 10^{-3} m^4$$

Pour le voile Vt2 (tout etage)

$$h = 1,26m; b = 0,20m; I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,20^3 \cdot 1,26}{12} = 33,34 \cdot 10^{-3} m^4$$

	VL1±VL2	etage VT1(courant)	VT1(RDC)	tout Vt2(etage)
b ( m )	6,64	2,72	2,72	2,72
lt( m )	0,76	/	0,66	1,26
I1( m <sup>4</sup> )	1,128	/	0,0088	0,0147
I2( m <sup>4</sup> )	0,026	/	0,0088	0,0147
a ( m )	0,50	/	0,55	0,40
c ( m )	1,91	/	0,955	0,88
m ( m )	0,5946	/	0,1547	0,1689
$s_1$ ( m <sup>2</sup> )	0,7024	/	0,162	0,192
$s_2$ ( m <sup>2</sup> )	0,20	/	0,162	0,192
I ( m <sup>4</sup> )	3,4256	0,335	0,313	0,326
$w$	0,6614	/	1,574	4,858
$\alpha$	10,1195	/	24,0834	74,3310
$\rho$	0,66	/	0,66	0,66
Ie(m <sup>4</sup> )	2,971	0,335	0,2694	0,3226

Les cinerties équivalentes de tous les voiles dans les deux directions deviennent:

Sens transversal:

$$I_{te} = 2,971 \cdot 2 + 5,942 m^4$$

Sens longitudinal:

$$I_{le} = 0,26938 + 0,3226 = 0,59196 m^4$$

B/ EFFORTS DANS LES REFENDS DUS AU SEISME:

La determination des sollicitations horizontales dues au seisme se fera par la méthode du centre de rotation exposée par MARIUS DIVERS DANS SON ouvrage intitulé "CALCUL DES TOURS EN BETON ARME"

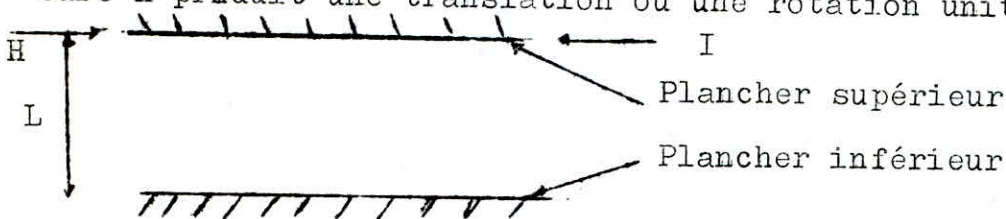
1°/ Exposé de la methode du centre de rotation:

Le centre de rotation(centre de torsion) d'un groupe de refends est le point caracterisé par les propriétés suivantes:

a: Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle a la direction de la force

b: Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de rotation est le meme que le sens du moment.

La rigidité à la flexion I d'un refend est la force(ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force(ou couple)exterieure H produit une translation ou une rotation unitaire.



Double encastrement parfait  $I = \frac{12 E \bar{I}}{L^3}$  ou  $\bar{I}$ : Moment d'inertie  
 $I$ : Rigidité a la flexion

Dans le cas général, tous les refends ont le meme module d'elasticité E, la meme hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis. Ainsi il est possible de simplifier les calculs et remplacer la rigidité par le moment d'inertie. Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents ou les d'inerties principaux 1-1 et 2-2 de la plupart des refends sont parallèles; les refends disposés selon une autre direction constituant une exception. De plus les conditions nécessaires pour effectuer les calculs avec les moments d'inertie à la place des rigidités sont respectées.

2°/ Etapas de calcul:

a- On considère que X-X et Y-Y (système d'axes parallèles aux axes principaux d'inertie d'un groupe de refends dont l'origine est situé au centre de torsion du groupe) sont parallèles aux axes 1-1 et 2-2

b - Tous les refends ont les axes propres d'inertie disposés selon une direction qui coïncide avec les directions des axes X-X et Y-Y; l'angle 0 que formeraient les axes 1-1 et 2-2 est nul.  $I_x, I_y$  sont donc bien déterminés.

c - Les rigidités transversales  $I_{xy}$  sont nulles dans tous les cas en conséquence, le centre de torsion peut-être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends. Soient X'-x et Y'-y deux axes rectangulaires d'un groupe de refends ayant une direction et une origine arbitraire, choisis en fonction de la commodité de calcul.

Par rapport à ces axes, on obtient

$$dx = \frac{\sum I_{ex} \cdot X'}{\sum I_{ex}} \quad ; \quad dy = \frac{\sum I_{ey} \cdot Y'}{\sum I_{ey}}$$

X', Y' sont les coordonnées du centre de gravité de chaque refend par rapport aux axes X'-x et Y'-y

d - La réduction de la force H par rapport au centre de torsion fournit  $\bar{H}_x$  et  $\bar{H}_y$  et  $M = \bar{H}_y e$

e - les forces provenant des translations deviennent

$$H_x^I = \frac{\bar{H}_x \cdot I_{ex}}{\sum I_{ex}} \quad , \quad H_y^I = \frac{\bar{H}_y \cdot I_{ey}}{\sum I_{ey}}$$

f - les forces provenant des rotations deviennent

$$H_x^{II} = \frac{M_x \cdot I_{ex}}{J} \quad , \quad H_y^{II} = \frac{M_y \cdot I_{ey}}{J}$$

$$\text{Avec } J = \sum I_{ex} \cdot X^2 + \sum I_{ey} \cdot Y^2$$

X et Y étant les distances du centre de torsion aux axes 1-1 et 2-2 de chaque refend

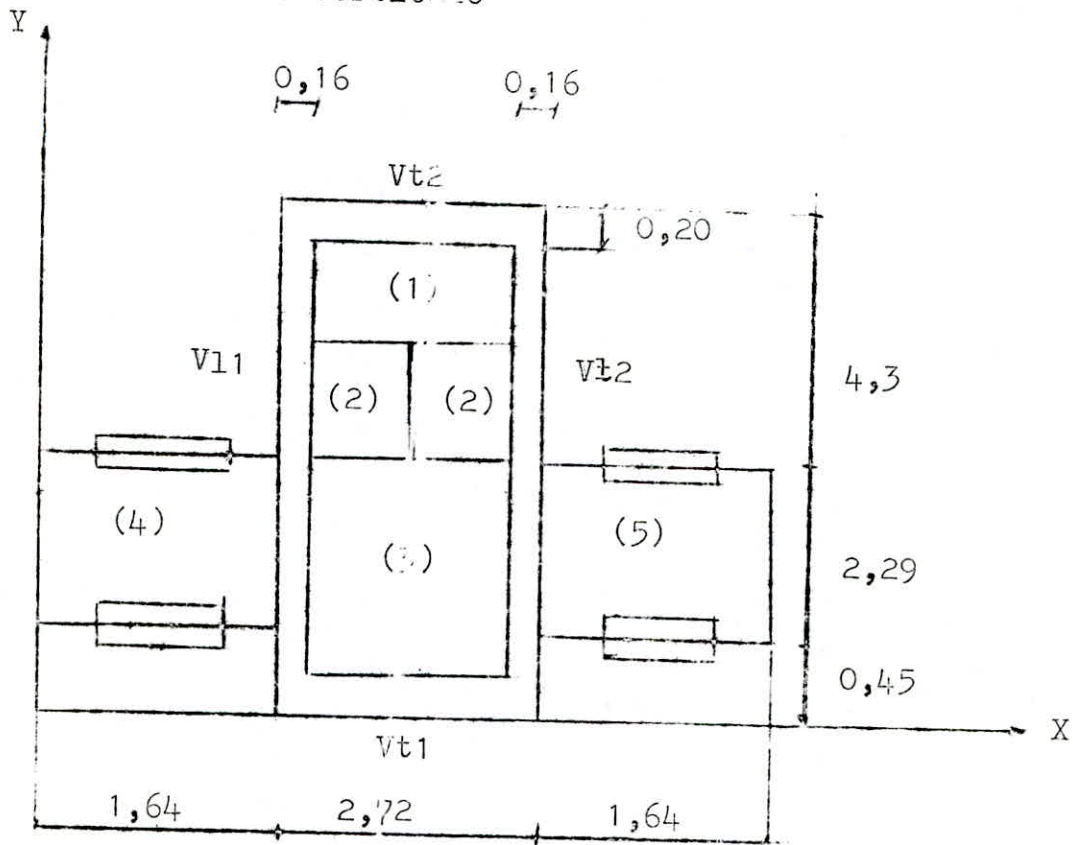
g - Les forces finales distribuées dans les refends sont:

$$\boxed{H_x = H_x^I + H_x^{II}} \quad , \quad \boxed{H_y = H_y^I + H_y^{II}}$$



3. Détermination du centre de gravité:

On suppose que le centre de gravité de tous les étages y compris le R D C soit sur la même verticale



a. Eléments verticaux: Pour un étage courant

Element	Masse(t)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i X_i$ (tm)	$M_i Y_i$ (tm)
V11	6,98	1,72	3,52	12,0056	24,5696
V12	6,98	4,48	3,52	29,8744	24,5696
Vt1	3,94	3,00	0,10	11,8200	0,3940
Vt2	3,544	3,00	6,94	10,6320	24,5954
	21,444			64,332	74,128

$$X_G = \frac{M_i \cdot X_i}{M_i} = \frac{64,332}{21,444} = 3,00m$$

$$Y_G = \frac{M_i \cdot Y_i}{M_i} = \frac{74,128}{21,444} = 3,4568m$$

Et finalement pour les éléments verticaux:

$$X_G = 3,00m ; Y_G = 3,4568m$$

b- Eléments horizontaux:

toujours pour un étage courant (qui l'emporte)

$M_i = F_i \cdot (G + P/5)$  avec  $F_i$  = Surface de l'élément  $i$  (dalle  $i$ )

Elément	$F_i (m^2)$	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
(1)	3,60	1,296	3,00	6,09	3,888	7,8926
(2)	5,28	3,087	3,00	4,14	9,261	12,7802
(3)	6,576	3,945	3,00	1,595	11,835	6,1940
(4)	3,755	2,246	0,82	1,595	1,842	3,5820
(5)	3,755	2,246	5,18	1,595	11,634	3,5820
		12,8197			38,458	34,031

$$X_G = \frac{38,458}{12,8197} = 2,9999m = 3,00m$$

$$Y_G = \frac{34,031}{12,8197} = 2,6546m$$

Le centre de gravité d'un étage courant devient:

Elément	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$X_i M_i (tm)$	$Y_i M_i (tm)$
Voiles	21,444	3,00	3,4568	64,332	74,1276
G+P/5	12,8197	3,00	2,6546	38,459	34,0312
Bac a fleurs	4,61	3,00	1,595	13,830	7,3529
	38,8737			116,621	115,512

$$X_G = 6 - \frac{116,621}{38,8737} = 2,99999m = 3,00m$$

$$Y_G = \frac{115,512}{38,8737} = 2,9714m$$

$X_G = 3,00m$ , $Y_G = 2,9714m$
---------------------------------

4° / Détermination du centre de torsion:

L'étude se fait toujours pour un étage courant:

Eléments horizontaux:

Elément	V11	V12
Ie (m <sup>4</sup> )	2,971	2,971
X (m)	- 1,36	1,36
I.X (m <sup>5</sup> )	- 4,0405	4,0405

$$X_T = \frac{Ie.Y}{Ie} = \frac{4,0405 - 4,0405}{2.2,971} = 0,0m$$

$$X_T = 0,00m$$

Eléments transversaux:

Elément	Vt1	Vt2
Ie(m <sup>4</sup> )	0,2694	0,326
Y (m)	-3,52	3,52
Ie.Y(m <sup>5</sup> )	- 0,9482	1,1355

$$Y_T = \frac{Ie.Y}{Ie} = \frac{1,1355 - 0,9482}{- 0,2694 + 0,326} = 3,52m$$

$$Y_T = 3,52m$$

Calcul de l'excentricité:

Dans le sens transversal  $e_t = 0,0m$

Dans le sens longitudinal  $e_l = Y_G - Y_T = 2,971 - 3,52$

$$e_l = 0,549m$$

Les règlements P S (C T C ) supposent qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs -5°/ de la plus grande dimension du bâtiment (dans notre cas 7,04m)

-Excentricité Théorique

Excentricité théorique  $e = 0,549m$

$5^\circ /$  de  $7,04 \quad == 0,352m$

donc  $e = 0,549m$

5° / Efforts dans les refends:

Pour calculer les efforts les, on prendra une force horizontale  $H=100t$  et  $e = 0,549m$ . De cette force on déduira par une règle de trois, l'effort réel agissant sur notre bâtiment. ( dans chaque refend )

Voiles longitudinaux:

Elément	Ie	Xi	$X_i^2$	Ie.Xi	Ie.Xi <sup>2</sup>
V11	2,971	-1,28	1,6384	-3,8028	4,8676
V12	2,971	1,28	1,6384	3,8028	4,8676
	5,942			0;00	9,7354

Voiles transversaux:

Elément	Ie	Yi	$Y_i^2$	Ie.Yi	Ie.Yi <sup>2</sup>
Vt1	0,2694	-3,42	11,6964	-0,9213	3,1508
Vt2	0,326	3,42	11,6964	1,1032	3,7730
	0,5919			0,1819	6,9238

$$H'_x = \frac{100IeXi}{\sum IeX}$$

$$H'_y = \frac{100IeYi}{\sum IeY}$$

$$H''_x = \frac{100.e.X.IeXi}{J}$$

$$H''_y = \frac{100.e.Y.IeYi}{J}$$

Avec  $J = \sum Ie.X^2 + \sum Ie.Y^2 = 9,7354 + 6,9238 = 16,6591m^6$

Ceci pour une masse de 100t

Seisme agissant longitudinalement

Seisme agissant transversalement

Elément	$\dot{H}_x(t)$	$\ddot{H}_x(t)$	$H_x(t)$	Elément	$\dot{H}_y(t)$	$\ddot{H}_y(t)$	$H_y(t)$
V11	50	0,8	50	Vt1	45,5065	-3,2693	42,2371
V12	50	0,0	50	Vt2	54,933	3,9150	58,4085

$H_x^i, H_y^i$  Sont des forces de translation

$H_x'', H_y''$  Sont des forces de rotation

$H_x = H_x^i + H_x''$  et  $H_y = H_y^i + H_y''$

Efforts dans les refends:

SEisme agissant longitudinalement (tableau des efforts horizontaux)

Elément	4	3	2	1	R D C
Niveau	H(t)	H(t)	H(t)	H(t)	H(t)
V11	2,533	5,12	7,20	8,76	9,801
V12	2,533	5,12	7,20	8,76	9,801

(tableau donnant les moments)

Niveau	4	3	2	1	R D C
Elément	M(tm)	M(tm)	M(tm)	M(tm)	M(tm)
V11	7,75	23,42	45,45	72,26	102,25
V12	7,75	23,42	45,45	72,26	102,25

Seisme agissant transversalement:(tableau des efforts horizontaux)

Niveau	4	3	2	1	R D C
Elément	H(t)	H(t)	H(t)	H(t)	H(t)
Vt1	2,14	4,325	6,083	7,400	8,279
Vt2	2,959	5,981	8,412	10,234	11,449
					204,496

(tableau donnant les moments)

Niveau	4	3	2	1	R D C
Elément	M(tm)	M(tm)	M(tm)	M(tm)	M(tm)
Vt1	6,548	19,783	38,397	61,042	86,377
Vt2	9,056	27,358	53,098	84,413	119,448
					205,825

## EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS

### Répartition des efforts horizontaux dans les refends:

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui sont attribuées. La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est exposée dans l'ouvrage de M. DIVERS " CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARME". Ainsi à l'aide des abaques données par cette méthode, on déterminera les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques (ou sous l'action du vent ).

Dans notre cas, l'effet sismique est prépondérant devant l'effet du vent, ainsi on ne prendra en considération les efforts dus au vent mais on prendra les efforts dus au seisme.

#### 1°/ Refends sans ouvertures:

Les refends sans ouvertures ne posent aucun problème particulier, la détermination de leurs efforts est tout à fait simple. Leur calcul est celui d'un mur en béton armé, de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations M et H.

#### 2°/ Refends avec ouvertures:

La méthode à utiliser suppose que:

Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontale au niveau de chaque étage. On admettra en outre que:

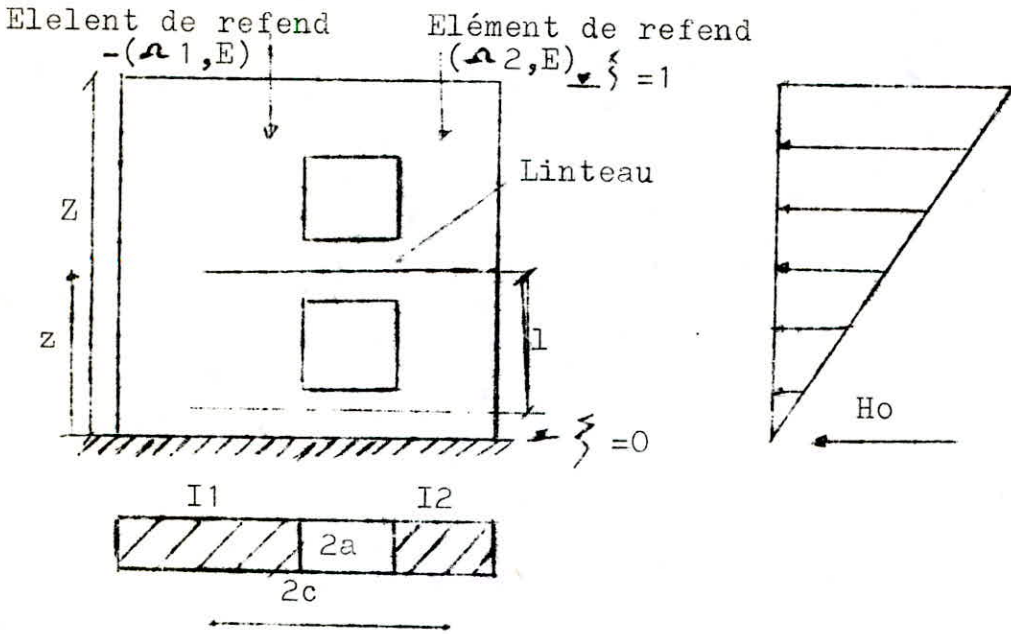
--La hauteur d'étage est constante

--Les linteaux qui lient les deux éléments de (rends) ont tous les même  
refends  
caractéristiques géométriques.

--Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle de chacun des éléments de refend.

Notre cage d'escalier se compose uniquement de voiles à une seule file d'ouvertures.

Refends à une file d'ouvertures:

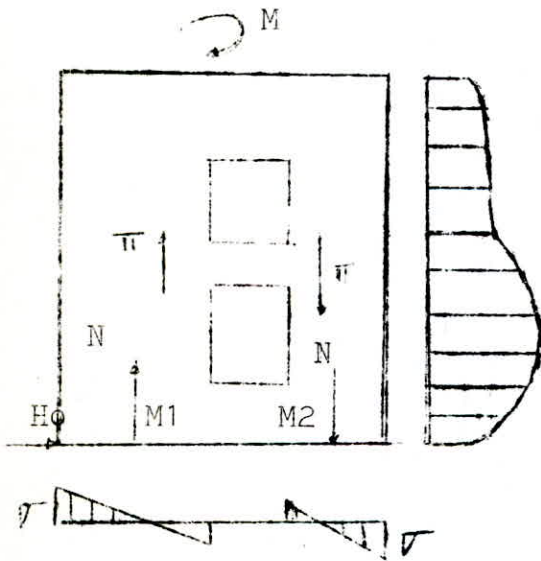


Etapas de calcul:

1°/ Evaluation de la valeur :

Calculer  $\omega^2$ , puis  $\omega$  Avec  $\omega^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$

Cas général:



$$m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2}}$$

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

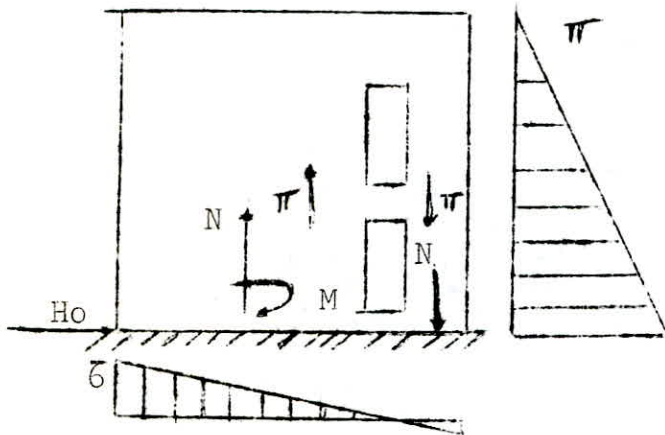
$$\pi = \frac{H_o \cdot m \cdot l}{I} \cdot \psi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_o \cdot Z \cdot \left( \frac{(1 - \omega)^2}{2} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \psi}{I} \right)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_o \cdot Z \cdot \left( \frac{(1 - \omega)^2}{2} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \psi}{I} \right)$$

$$N = \sum \pi$$

Cas de petites ouvertures: ( $\alpha > 10$ )



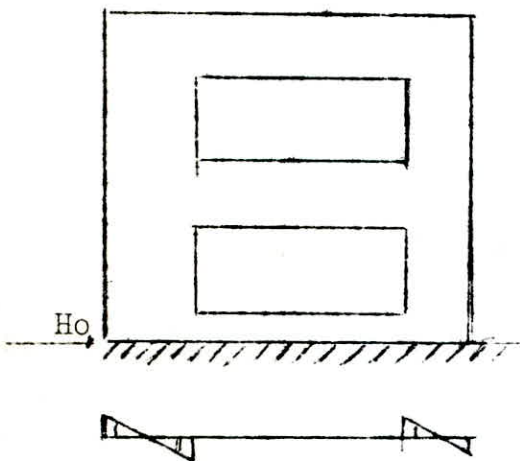
$\alpha > 10$  (pratiquement  $\alpha \rightarrow \infty$ )

$$\pi = \frac{H_o \cdot m \cdot l}{I} \cdot (1 - \xi)$$

$$M_1 \pm M_2 = 0$$

$$N = \sum \pi = M/2c$$

Cas de grandes ouvertures ( $\alpha < 1$ )



$\alpha < 1$  (pratiquement  $\alpha \rightarrow 0$ )

$$\pi = 0$$

$$M_1 \pm \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_o \cdot \frac{Z}{2}$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_o \cdot \frac{Z}{2}$$

$$N = 0$$

Puis calculer  $\alpha$ ;  $\alpha = u \cdot Z$

2°/ Etude des linteaux:

a - Etablir  $\xi = z/Z$

b - Avec  $\alpha$  et  $\xi$ , on trouve la valeur de  $\phi$  sur l'abaque B.19 de (M.DIVERS)

c - Calcul de l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau

$$\pi = H_o \cdot \frac{m \cdot l}{I} \cdot \phi$$

d - Dimensionner le linteau, en le considérant comme une poutre encast-rée aux extrémités:

$$T = 1,5 \pi \text{ (50\% de majoration exigée par le C T C 9)}$$

$$M = T \cdot a = 1,5 \cdot \pi \cdot a$$



3° / Etude des 2 éléments de refends:

Les calculs des 2 éléments de refend situés de part et d'autre de l'ouverture sont effectués au droit de chaque linteau.

a - Avec la valeur de  $\alpha$  et  $\xi$ , trouver la valeur de  $\Psi$  (abaque en page 105)

b - Calculer les moments dans les batiments

$$M1 = \frac{I1}{I1+I2} \cdot Ho \cdot Z \left( \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \Psi}{I} \right)$$

$$M2 = \frac{I2}{I1+I2} \cdot Ho \cdot Z \left( \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \Psi}{I} \right)$$

c - Calculer les forces axiales dans les éléments de refends (provoquées évidemment, uniquement par les forces sismiques). A chaque étage, on obtient  $N = \sum \pi$ ; ( $\sum \pi$  est la somme des efforts à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré).

4° / Vérifications:

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend, une vérification de l'équilibre extérieur,  $M = M1 + M2 + 2Nc$ ;  $M = Ho \cdot Z/2$

M est le moment d'ensemble distribué au refend pris en considération. Les valeurs de  $M1, M2, M$  et  $N$  sont celles calculées à la base du refend.

a - Cas de petites ouvertures:

Quand  $\alpha > 10$ , on peut considérer pratiquement que  $\alpha \rightarrow \infty$ . Les variations de  $\phi$  et  $\pi$  sont linéaires.

A la base  $\phi = 1$  et  $\pi = Ho \cdot m \cdot l / I$

Au sommet  $\phi = 0$  et  $\pi = 0$

Le refend se comporte comme un mur plein, l'influence des ouvertures ayant un caractère local. On peut donc considérer que  $\pi = \frac{Ho \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi)$

Le calcul de  $M1$  et  $M2$  est inutile.

b - Cas de grandes ouvertures:

$\alpha < 1$ , on peut considérer pratiquement que  $\alpha \rightarrow 0$ . En conséquence  $\phi = 0$  et  $\pi = 0$ . La rigidité des linteaux étant très faible. La répartition des efforts est proportionnelle aux inerties des refends ( $\Psi = 0$ )

$$M1 = \frac{I1}{I1 + I2} \cdot Ho \cdot \frac{Z}{2} (1 - \xi) = \frac{I1}{I1+I2} \cdot M$$

$$M2 = \frac{I2}{I1 + I2} \cdot Ho \cdot \frac{Z}{2} (1 - \xi) = \frac{I2}{I1+I2} \cdot M$$

c - Cas général:

$1 < \alpha < 10$  ; Les ouvertures sont considérées comme moyennes. La valeur de l'effort tranchant dans les linteaux diminue généralement au fur et à mesure que les ouvertures augmentent pour devenir négligeables quand  $\alpha < 1$ , sauf pour les linteaux proches du sommet. Au voisinage de la section d'encastrement pour  $1 < \alpha < 10$ , on étudie le linteau le plus sollicité situé au niveau correspondant à la valeur de  $\xi$  d'environ 0,0 à 0,4, et, on ferraille pratiquement d'une manière identique les autres linteaux de refend considéré.

Remarque:

Dans le cas où l'on ne dispose pas d'abaques, les coefficients  $\phi$  et  $\psi$  peuvent être déterminés par les formules

$$\phi = \frac{666}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} (1 - \xi - \alpha \operatorname{ch} \alpha (\alpha (1 - \xi)) - \operatorname{sh} \alpha \cdot \xi)$$

$$\psi = \frac{1}{2} (1 - \xi)^2 - \frac{\operatorname{sh} \alpha (1 - \xi)}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} + \frac{1}{\alpha^2} \left( \frac{1 - \operatorname{ch} \alpha \cdot \xi}{\operatorname{ch} \alpha} \right)$$

REFENDS AVEC OUVERTURES: ( une seule file d'ouvertures)

Refends V11 et V12 ( symétriques ) avec  $\alpha = 10, 11 > 10$

(~~grandes~~ ouvertures) petites

	$\xi - \xi$	$1 - \xi$	$\pi$	$N(t)$
T	1,0	0,0	0,000	0,000
4	0,8	0,2	1,041	1,041
3	0,6	0,4	2,082	3,123
2	0,4	0,6	3,123	6,246
1	0,2	0,8	4,165	10,411
RDC	0,0	1,0	5,208	15,617

$$Ho = 9,801t$$

$$m = 0,5946$$

$$I = 3,4256m^4$$

$$l = 3,06m$$

$$\pi = Ho \cdot m \cdot l (1 - \xi) / I$$

A la base  $\phi = 1$  et  $\pi = Ho \cdot m \cdot l / I$

Au sommet  $\phi = 0$  et  $\pi = 0$

Refend Vt1 avec  $\alpha = 24,08 > 10$

	$\xi$	$1-\xi$	$\pi$	$N(t)$
T	1,0	0,0	0,00	0,00
4	0,8	0,2	2,504	2,504
3	0,6	0,4	5,008	7,512
2	0,4	0,6	7,513	17,026
1	0,2	0,8	10,017	25,043
RDC	0,0	1,0	12,521	37,564

$$H_0 = 8,2793t$$

$$m = 0,1547$$

$$I = 0,313 m^4$$

$$l = 3,06m$$

$$N = \sum \pi$$

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l \cdot (1-\xi) / I$$

Refend Vt2 avec  $\alpha = 74,331 > 10$

	$\xi$	$1-\xi$	$\pi$	$N(t)$
T	1,0	0,0	0,00	0,00
4	0,8	0,2	3,63	3,63
3	0,6	0,4	7,260	10,890
2	0,4	0,6	10,890	21,780
1	0,2	0,8	14,521	36,301
RDC	1,0	0,0	18,151	54,452

$$H_0 = 11,4492t$$

$$m = 0,1689$$

$$I = 0,326 m^4$$

$$l = 3,06m$$

$$N = \sum \pi$$

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l \cdot (1-\xi) / I$$

Remarque:

Les refends V11, V12, Vt1, Vt2 ont tous la valeur de  $\alpha$  supérieur à 10 donc ce sont des refends à petites ouvertures et ils se comportent comme des murs pleins. c'est pour cela on a considéré que la valeur de  $\pi$  devient:  $\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot (1-\xi)$ , et le calcul de M1 et M2 est inutile.

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

1°/ Sollicitations pondérées:

Dans les justifications de calcul à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous:

G : Sollicitation due à la charge permanente

P : Sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique

SI: Sollicitation due au seisme

a - Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:

$$S1 = G + 1,2.P$$

b - Sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre:

$$S2 = G + P + SI$$

Les forces sismiques peuvent avoir en tous points de la construction une direction quelconque, mais, on se contentera d'envisager le cas où les effets de la composante verticale SIV et de composante horizontale SIH agissent simultanément.

SIH : Peut agir de droite à gauche (-SIH)

Peut agir de gauche à droite (+SIH)

SIV : Peut agir dans le sens ascendant (+SIV)

Peut agir dans le sens descendant (-SIV)

Effet sous SP1: (S1)

Calcul des efforts verticaux dans les voiles sous SP1 = G+1,2P

$$\text{Surface} = 10,2836\text{m}^2$$

	V11 ou V12	G (t)	P (t)	1,2P (t)	G + 1,2P (t)
Terrasse	Dalle + Acrotère	8,7688	1,028	1,3336	10,0024
etage	Courant Dalle + voile	14,3400	3,085	3,7020	18,0420
R D C	Dalle + voile	14,3400	3,085	3,7020	18,0420

Surface = 1,44m<sup>2</sup>

	Vt1	G (t)	P (t)	1,2P (t)	G + 1,2P(t)
Terrasse	Dalle + Acrotère	1,4112	0,143	0,1716	1,5828
Etage courant	Dalle + voile	4,4800	0,432	0,5184	4,9984
R D C	Dalle + voile	3,1600	0,432	0,5184	3,6784

Surface = 1,44m<sup>2</sup>

	Vt2	G (t)	P (t)	1,2P (t)	G+1,2P(t)
Terrasse	Dalle + Acrotère	1,4112	0,143	0,1716	1,5828
Etage courant	Dalle + voile	4,3200	0,432	0,5184	4,8384
R D C	Dalle + voile	4,3200	0,432	0,5184	4,8384

Efforts dans les trumeaux des voiles (efforts verticaux)

Vl1 ou Vl2

Vt1

	N1(t)	N2 (t)	N = N1+N2		N1 (t)	N2 (t)	N =N1+N2
T	7,7855	2,2168	10,0024	T	/	/	1,5828
4	21,8286	6,2155	28,0444	4	/	/	6,5812
3	35,8712	10,2148	46,0864	3	/	/	11,5796
2	49,9155	14,2128	64,1284	2	/	/	16,5780
1	63,9588	18,2115	82,1704	1	/	/	21,5764
R D C	78,0022	22,2102	100,2124	R D C	12,6274	12,6274	25,2548

Vt2

	N1 (t)	N2 (t)	N = N1+N2
T	0,7914	0,7914	1,5828
4	3,1206	3,1206	6,4212
3	5,6298	5,6298	11,2596
2	8,0490	8,0490	16,0980
1	10,4682	10,4682	20,9364
R D C	12,8874	12,8874	25,7748

Efforts sous SP2: \$X(58)

Trumeau (1) du voile V11 ou du voile V12 ( l = 4,39m )

	T	4	3	2	1	R D C
G	6,8253	17,9553	29,0973	40,3107	51,4711	62,6344
P	0,8002	03,2014	05,6027	08,0039	10,4052	12,8065
SIV	1,1218	02,4732	03,2333	03,3613	02,8650	01,7040
SIH	0,0000	01,0410	03,1230	06,2460	10,4110	15,6170
G+P+SIV+ SIH	08,7473	24,4709	41,0563	57,9219	75,1523	92,7619
G+P+SIV- SIH	08,7473	22,5885	34,8108	45,4299	54,3303	61,5275
G+P-SIV+ SIH	06,5036	19,7245	34,5897	51,1993	69,4223	89,3539
G+P-SIV- SIH	06,5036	17,6425	28,3437	38,7073	48,6003	58,1199

Trumeau (2) du voile V11 ou du voile V12 ( l = 1,25m )

	T	4	3	2	1	R D C
G	01,9434	05,1125	08,2851	11,4780	14,6558	17,8344
P	00,2278	00,1955	01,5953	02,2790	02,9627	03,6465
SIV	00,3194	00,6851	00,9206	00,9571	00,8158	00,4956
SIH	00,0000	01,0410	03,1230	06,2460	10,4110	15,6170
G+P+SIV+ SIH	02,4906	07,0341	13,9240	20,9601	28,8452	37,5935
G+P+SIV* SIH	02,4906	04,9521	07,6780	08,468I	08,0232	06,3595
G+P-SIV+ SIH	01,8518	05,6639	12,0828	19,0459	27,2138	36,6023
G+P-SIV- SIH	01,8518	03,5819	05,8368	06,5539	06,3918	05,3683

Efforts sous SP2/ (S2)

voile Vt1 ,trumeau 1 = trumeau 2 (meme longueur)

	T	4	3	2	1	R D C
⊗ P	0,0715	0,2875	0,5035	0,7195	0,9315	1,1515
G	0,7056	2,9456	5,1856	7,4256	9,6656	11,2456
SIV	0,1156	0,3994	0,5656	0,6072	0,5271	00,3064
SIH	0,0000	2,5040	7,5120	15,0259	25,0430	37,5640
G+P+SIV+ SIH	0,8927	6,1365	13,7667	23,7182	36,1712	50,2675
G+P+SIV- SIH	0,8927	1,1285	-1,2573	-6,2736	-13,9148	-24,8605
G+P-SIV+ SIH	0,6615	5,3377	12,6355	22,5638	35,1169	49,6547
G+P-SIV- SIH	0,6615	0,3294	-2,3881	-7,4880	-14,9690	-25,4733

voile Vt2 ,trumeau 1 = trumeau 2 (meme longueur)

	T	4	3	2	1	R D C
G	0,7056	2,8656	5,0256	7,1856	9,3456	11,5056
P	0,0715	0,2875	0,5035	0,7195	0,9355	00,1515
SIV	0,1156	0,3887	0,5485	0,5880	0,5100	00,3133
SIH	0,0000	3,6300	10,8900	21,7800	36,3010	54,4520
G+P+SIV+ SIH	0,8927	7,1718	17,0071	30,2730	47,0921	67,4224
G+P+SIV- SIH	0,8927	-0,0880	-4,8124	-13,2869	-25,5099	-41,4816
G+P-SIV+ SIH	0,6615	6,3943	15,8706	29,0971	46,0721	66,7958
G+P-SIV- SIH	0,6615	-0,8656	-5,9094	-14,4628	-26,5299	-42,1002

## FERRAILLAGE DES VOILES

### Introduction:

Chaque voile sera soumis à un moment fléchissant  $M$  et un effort normal  $N$ , Ainsi chaque voile sera calculé en flexion sous les sollicitations SP2

Notre système de contreventement est composé de 2 types de refends

- Refends pleins (ou considérés comme tels, car ils comportent de petites ouvertures)

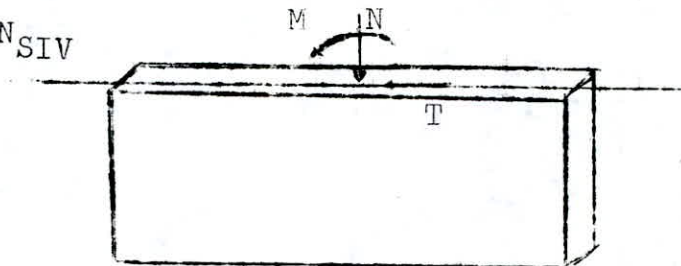
- Refends à une file d'ouvertures.

### A°/ Ferraillage des trumeaux:

Le trumeau est la partie pleine d'un refend situé d'un côté de l'ouverture. Les trumeaux seront calculés comme des refends pleins.

#### 1°/ Sollicitations:

Le trumeau est sollicité par un effort normal donné par  $N^+ = N_G + N_P + N_{SIV}$  et un moment fléchissant et un effort tranchant à la base. Il sera calculé en flexion composée, et on tiendra compte de l'effort de cisaillement. On devra en outre considérer un effort normal, éventuellement de traction  $N^- = N_G - N_{SIV}$



#### 2°/ Différentes types d'armatures:

##### a - Armatures verticales:

Les armatures verticales sont disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend (pour une épaisseur dépassant 12cm)

Elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée. Les documents techniques D.T.U. (oct 75, n° 23-1 art 3-33) imposent un pourcentage minimum pour ces aciers dont la valeur est.



$$\omega_v = \frac{A_m^i}{ad} \geq \begin{cases} 0,05 \\ \frac{2,1 \cdot \phi_1 \cdot \phi_2}{\sigma_{en}} \left( \frac{3 \cdot \sigma_m^i}{\sigma_{bo}^i} - 1 \right) \end{cases}$$

$A_m^i$  = Section des armatures dans la section horizontale verifiée.

$a$  = Epaisseur du mur

$d$  = Largeur de la bande considérée

$\sigma_m^i$  = Contrainte de compression du béton seul

$\phi_1 = \begin{cases} 1,4 & \text{pour un mur de rive} \\ 1 & \text{pour un mur de intermediaire} \end{cases}$

$\phi_2 = 1 + \lambda/20$ ;  $\lambda$  = Elancement du refend

Le C.T.C. prévoit un pourcentage minimal de:

0,15 % Si  $\tau_b \leq 0,025 \cdot \sigma_{28}^T$

0,25 % Si  $0,025 \cdot \sigma_{28}^T \ll \tau_b \leq 0,12 \cdot \sigma_{28}^T$

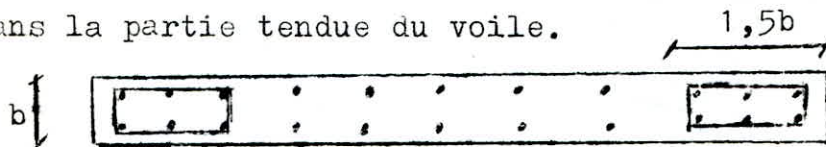
Par ailleurs ce reglement impose de placer ces aciers en double nappe de memø que les espacemrnts entre barres verticales considérées doivent etre limités à la plus faible des 2 valeurs.

1,5.b et 30 cm -( b : epaisseur du voile )-

Alors que l'espacement donné par les D T U est le plus faible des 2

2.b et 33cm

Il est prévu également un renforcement de la section du refend sur une longueur de 1,5.b ( section extreme ).Ce renforcement est considéré comme un poteau encastré dans le refend àservant à équilibrere la tra-  
-ction dans la partie tendue du voile.



Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extremité doivent etre au moins égales à celles fixées pour le poteau de rive des ossat-  
-ures autostables en zone 1.Si le voile est entièrement comprimé,ses extrémités doivent etre ferraillées sur une distance de 0,1.L avec un pourcentage minimum de 0,5% .

b - Armatures horizontales;

Elles sont disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend, ces armatures devront éviter la fissuration due à la contraction des façades par suite d'un éventuel abaissement de température. L'espacement maximal à respecter est le même que pour les armatures verticales.

Le pourcentage minimal d'aciers horizontaux est pris égal à 2/3 du pourcentage minimal des armatures verticales  $\bar{\omega}_h = 2/3 \cdot \bar{\omega}_v$

c - Armatures transversales.

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles sont horizontales. Elles relient les 2 nappes d'armatures verticales et leur diamètre dépend de celui de ces dernières.

$\phi_v$	16	20	25	32
$\phi_t$	5	6	8	10

L'espacement vertical maximum pour ces armatures qui sont généralement des étriers est  $t = 15 \cdot \phi_v$

les 2 nappes d'armatures (verticales et horizontales) doivent être reliées avec au moins 4 épingles  $\phi 6/m^2$ . Les barres horizontales étant disposées vers l'extérieur. Notons que ces aciers transversaux sont d'autant plus utiles qu'ils empêchent le flambement éventuel des aciers verticaux dans un plan perpendiculaire aux faces du mur sous l'action de la compression.

Remarque:

En ce qui concerne les espacements maximums et les pourcentages minimums d'aciers verticaux et horizontaux, on prendra ceux imposés par les règlements C.T.C. car ils sont plus restrictifs que ceux imposés par les D.T.U.

1°/ Détermination de la nature de la section:

$$\bar{\sigma}_b(SP1) = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 270 = 225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \xi = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3 \cdot \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b(SP2) = 1,25 \cdot \bar{\sigma}_b(SP1) = 1,25 \cdot 225 \cdot \xi = 281,25 \cdot \xi \text{ kg/cm}^2$$

Remarque:

Les voiles V11, V12, Vt1 et Vt2 ont une file d'ouvertures et comportent de petites ouvertures, seront considérés comme des voiles pleins (petites à caractère local Ou petites ouvertures à caractère local)

voiles	V11 ou V12	Vt1	Vt2
l = ht (m)	6,64	2,72	2,72
M (tm)	102,248	86,377	119,448
N (t)	125,962	99,309	133,591
eo=1/6 (m)	1,107	0,453	0,453
e1=M/N (m)	0,812	0,869	0,894
$\bar{\sigma}_b^i$ (SP1)	98,174	79,227	78,907
comparaison	eo > e1	eo < e1	eo < e1
Nature	S E C	S P C	S P C

2°/ Ferraillage des voiles:

voile Vt1:

Hypothèses: M = 86,377tm      N = 99,309t      ht = 2,72m  
 H = 8,279t       $\bar{\sigma}_b^i$ (SP1) = 79,227kg/cm<sup>2</sup>  
 $\bar{\sigma}_b^i$ (SP2) = 99,034kg/cm<sup>2</sup>

Calcul du moment fictif: ( b = 20cm, épaisseur du voile )

$$d = 1,5 \frac{b}{2} = 15\text{cm} \quad \text{et} \quad f = \frac{ht}{2} - 15 = 121\text{cm}$$

$$M_b = M + N \cdot f = 86,377 + 99,309 \cdot 121 = 206,541\text{tm}$$

$$k_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b(\text{SP2})} = \frac{4200}{99,034} = 42,4097$$

$$\bar{k} = \frac{15,0(h-d)}{\bar{\sigma}_a(h+d)} = 13,345 \quad \text{et} \quad P.\text{CHARON nous donne}$$

$k > \bar{k} \quad 42,4097 > 13,345$   
 $\alpha = 0,2622$   
 $E = 0,9129$   
 $\mu' = 0,1192$

Calcul de l'axe neutre:

$$y = \alpha \cdot h = 0,2622 \cdot 257 = 67,3854\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_a^i = \frac{15(y - \bar{\sigma}_b^i)}{y} = 1154,8347\text{kg/cm}^2 < (\bar{\sigma}_a^i(\text{SP2}))$$

Calcul du moment résistant:

$$M_{rb} = \mu \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1192 \cdot 99,033 \cdot 20 \cdot 257^2 = 155,9397 \text{tm}$$

$$\Delta M = M - M_{rb} = 86,377 - 155,9397 = -69,5627 \text{tm} < 0$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers tendues:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{86,377 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9129 \cdot 257} = 8,7658 \text{cm}^2$$

Calcul de la zone tendue:

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{b \cdot ht} \pm \frac{M \cdot v}{I} = \frac{N}{b \cdot ht} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{ht} \right)$$

(19) : Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{kg/cm}^2$  (H.A.  $\emptyset \ll 20 \text{mm}$ )

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{99309,4}{20 \cdot 272} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 86,977}{272} \right) \left\{ \begin{array}{l} = 53,28 \text{kg/cm}^2 \\ = -16,76 \text{kg/cm}^2 < 0 \end{array} \right\} < 99,033 \text{kg/cm}^2$$



Détermination de la zone tendue: ( lt )

$$\frac{lt}{ht - lt} = \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}_1} \quad lt = \frac{\bar{\sigma}_2 \cdot ht}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = \frac{16,76 \cdot 272}{16,76 + 53,28} = 65,1157 \text{cm}$$

Armatures de traction:

lt est la longueur de la zone tendue, comme le seisme peut agir bien à droite ou à gauche, les armatures de traction seront disposées symétriquement.

$$F = \text{Force de traction } F = 16,76 \cdot 65,1157 \cdot \frac{20}{2} = 10919,648 \text{kg}$$

$$A_t = \frac{10919,648}{4200} = 2,5999 \text{cm}^2$$

Le ferrailage que préconise le C.T.C. est:

$$A = 0,005 \cdot lt \cdot b = 0,005 \cdot 65,1157 \cdot 20 = 6,5111 \text{cm}^2 > A_t = 2,5999 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille notre voile par le minimum du C.T.C Soit:

$$10T8/\text{ml}/\text{face} \text{ avec un espacement de } e = 10 \text{cm} < \left\{ \begin{array}{l} 1,5b = 30 \text{cm} \\ 30 \text{cm} \end{array} \right.$$

Ferrailage de la zone centrale:

Pour la zone centrale on adoptera le ferrailage minimum sur la longueur  $ht = 2 \cdot lt$ , car  $\bar{\sigma}_1 < \bar{\sigma}_b$

$$l = ht - lt = 2,72 - 65,1117 = 206,8842 \text{ cm}$$

Effort tranchant à la base du refend  $T = H = 8,2793 \text{ t}$

$$\tau_b = 1,5 \cdot \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{8,2793}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 257} = 2,7613 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,025 \cdot \frac{6}{28} = 6,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2,7613 < 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

Le ferrailage adopté est le minimum du C.T.C.

$$\omega_v = A \geq \frac{0,15}{100} \cdot 206,8842 \cdot 20 = 6,2065 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8/ml/face avec  $e = 25 \text{ cm} \ll \begin{cases} 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

Armatures horizontales:

Le C.T.C recommande de prendre

$$\bar{\omega}_h = \frac{2}{3} \bar{\omega}_v = \frac{2}{3} \cdot 2,01 = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

Soit 4T8/ml/face ( $e = 25 \text{ cm}$ )

Armatures transversales:

Le D.T.U. préconise SI  $\bar{\sigma}_b < -\frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b$ , Les armatures transversales seront forfaitairement: 4 épingles par  $\text{m}^2$

Si  $\bar{\sigma}_b > -\frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b$ , Les armatures transversales seront calculées comme celles d'un poteau de longueur  $2b$  et de largeur  $b$

Dans notre cas

$$\bar{\sigma}_1 = 53,28 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 99,0337 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{comme } 53,28 \text{ kg/cm}^2 \ll 74,2753 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on utilisera 4 épingles  $\phi 6/\text{m}^2$

Potelets:

On prendra un potelet de dimension  $(20 \cdot 30 = 600 \text{ cm}^2)$ . LES armatures transversales sont calculées comme suit:

$$\omega_t = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{bo}} \quad \text{avec} \quad \theta_1 = 1,4 \quad \text{Potelet de rive}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c} \quad \begin{aligned} lc &= 0,9l_0 = 2,754 \text{ m} \\ l_0 &= 3,06 \text{ m} \\ a &= 20 \text{ cm} \\ c &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_m = \bar{\sigma}_1 = 53,28 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_{bo} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_t = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot \frac{1}{68,5} \cdot \left( 1 + \frac{2,754}{80 - 6} \right) \cdot \frac{53,28}{1} = 0,0064$$

On adoptera 1 cadre  $\phi 10$

Ferraillage desc potelets:

Les dispositions de ferraillage pour les extrémités des voiles (potelets) doivent être au moins égales à celles fixées pour le poteau de rive des ossatures autostables en zone 1

$$A_v \geq 0,9\% (b, 1,5b) = 0,9\% (20,30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour tous les potelets 4T14 soit  $6,15 \text{ cm}^2$ . Les autres voiles après le calcul de chacun d'eux seront ferrailés de la même façon ~~XXX~~ que le voile Vt1. (RDC)

FERRAILLAGE DES LINTEAUX:

Introduction:

Les linteaux sous l'action de M et N seront calculés en flexion simple. La méthode utilisée est celle de P. CHARON. Il sera nécessaire de prévoir un ferraillage de la section transversale. Le linteau se calculera comme une poutre encastree à ses 2 extremités.

L'effort est  $T \approx 1,5 \pi$  et le moment M est calculé à partir de  $\pi$

Contraintes:

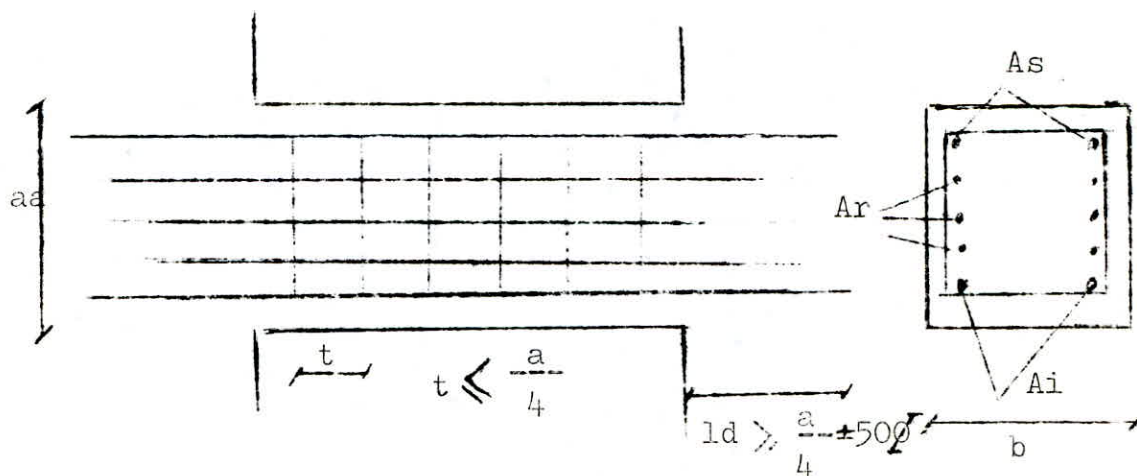
a-contrainte de cisaillement:  $\tau_b = 0,12 \cdot \bar{\sigma}_{28} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$

b-contrainte admissible de flexion:  $\bar{\sigma}_b = 0,75 \cdot \bar{\sigma}_{28} = 202,5 \text{ kg/cm}^2$

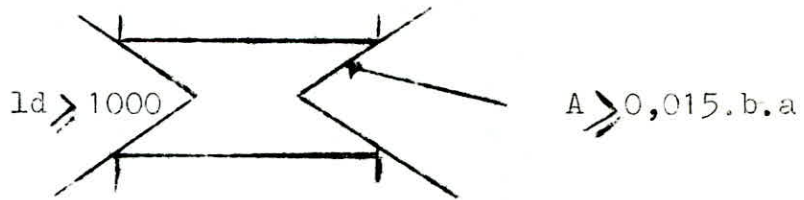
c-contrainte de traction des armatures:  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ferraillage des linteaux:

Prescriptions relatives au ferraillage ( C.T.C.)



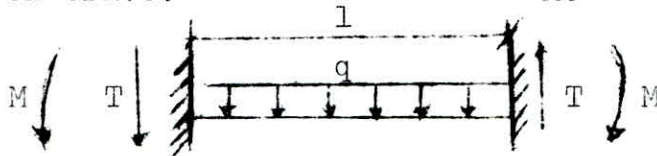
Avec  $\left. \begin{matrix} A_s \\ A_i \end{matrix} \right\} \geq 0,015.b.a$  ,  $A_r \geq 0,020.b.a$  ,  $A_t \geq 0,025.b.t$   
 Si  $b \leq 0,06.6_{28}^T = 16,2\text{kg/cm}^2$ . Des armatures supplémentaires doivent  
 être disposées dans les angles suivant le schéma ci dessous.



Sollicitations et ferrailage des linteaux:

On exposera uniquement le calcul des linteaux les plus sollicités et on ferrailera tous les linteaux du même type de la même façon à tous les niveaux. On remarquera que le linteau est le plus sollicité au niveau du R D C. Le ferrailage se fera sous les sollicitations SP2:

- . Le moment d'encastrement sera égal à  $M_e = -ql^2/12$
- . Le moment en travée:  $M_t = ql^2/24$



Effort tranchant dans les linteaux:

a-Effort tranchant du au seisme horizontal  $\pi = \frac{H_o.m.l}{I} \cdot \phi$

Pour l'effort tranchant dans chaque linteau ,voir tableaux

$T = 1,5 \pi$  ( C T C )

b-Effort tranchant du aux charges permanentes:

- b-1- Poids propre du linteau  $q_1$  (t/ml)
- b-2- Poids propre du plancher revenant au linteau  $q_2$  (t/ml)
- b-3- Poids propre total  $q = q_1 + q_2 = G$  (t/ml)

d'ou  $T_G = q \cdot \frac{l}{2}$

c-Effort tranchant du à la surcharge revenant au linteau P (t/ml)

$T_P = P \cdot \frac{l}{2}$

d-Effort tranchant du au seisme vertical:

$q = ( G + 6 \frac{P}{5} ) \cdot \bar{m}_{\text{moy}}$  (t/ml) et  $T_{SIV} = q \cdot \frac{l}{2}$

Le linteau sera ferrailé d'après les combinaisons  $T = T_G + T_P + T_{SIV} + T_{SIV}$

Moment fléchissant dans les linteaux:

a-Moment du au seisme horizontal:  $M_{SH} = T.a = 1,5.\pi.a$

b-Moment du poids propre G:  $M_G = q \cdot \frac{l^2}{12}$

c-Moment du à la surcharge P:  $M_P = q_p \cdot \frac{l^2}{12}$

d-Moment du au seisme vertical:  $M_{SV} = q_{SV} \cdot \frac{l^2}{12}$

Calcul:

Ferraillage du linteau L1 du voile Vt2:

Hypothèses:

$ht = 1,26m \quad b = 0,20m \quad l = 0,80m \quad \pi = 18,151t$

a-Effort tranchant du au seisme horizontal:

$T = 18,151t \quad T_{SH} = 1,5.18,151 = 27,2265t \quad (CTC9)$

b-Effort tranchant du à la charge permanente: ~~XXXX~~ (G)

-Poids propre du linteau =  $0,20.1,26.2,5 = 0,635t/ml = G1$

-Poids du plancher revenant au linteau: (longueur  $l = 1,20m$ )

$G2 = (1,20.0,12.2,5)/1 = 0,36t/ml$

$G = G1 + G2 = 0,63 + 0,36 = 0,96t/ml \quad T_G = q_G \cdot \frac{l^2}{2} = 0,384t$

c-Effort tranchant du à la surcharge P: (longueur  $l = 1,20m$ )

$q_P = 0,300.1,20/1 = 0,36t/ml \quad T_P = q_P \cdot \frac{l^2}{2} = 0,144t$

d-Effort tranchant du au seisme vertical:

$q_{SV} = (G+P/5) \cdot \bar{\delta}_V \text{ moy} \quad \text{avec} \quad \bar{\delta}_V \text{ moy} = \frac{\sum \delta_V}{n} = 0,0935$

$q_{SV} = 0,0965 \quad \text{ce qui donne} \quad T_{SV} = q_{SV} \cdot \frac{l^2}{2} = 0,0386t$

Effort tranchant total de vient

$T = \sum_{i=1}^4 T_i = 27,2265 + 0,384 + 0,144 + 0,0385 = 27,793t$

Calcul des moments fléchissant:

a-Moment du à SIH:  $M_{SH} = T.a = 1,5.\pi.a = 34,305tm \quad (a = 1,26m)$

b-Moment du à  $q_G$ :  $Mq_G = 0,96 \cdot \frac{0,8^2}{12} = 0,0512tm$

c-Moment du à  $q_P$ :  $Mq_P = 0,36 \cdot \frac{0,8^2}{12} = 0,0192tm$

d-Moment du à SIV:  $M_{SV} = q_{SV} \cdot \frac{0,8^2}{12} = 0,0051tm$

Moment fléchissant total devient:  $Mt = \sum_{i=1}^4 M_i = 34,3809tm$



Calcul de ferrailage:

Methode utilisée est celle de P.CHARON ( fléxion simple )

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.34,3809}{4200.20.122^2} = 0,041248 \quad K = 43,00$$

$$\bar{\sigma}_a = 0,9138$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{43,00}{43,0} = 97,6744 < \bar{\sigma}_b^T = 202,5 \text{kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a.K.h} = \frac{34,3809.10^5}{4200.0,9138.h} = 7,34272 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } 4T16 \quad ( A = 8,04 \text{cm}^2 )$$

Calcul des armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{27,7931}{20. \frac{7}{8}.122} = 13,0178 \text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 32,4 \text{kg/cm}^2$$

At  $\geq 0,0025.b.a = 0,0025.126.20 = 6,3 \text{cm}^2$  on fixe des cadres  $\emptyset 10$ .

L'espacement t min  $\left\{ \begin{array}{l} 0,2.h = 0,2.122 = 24,4 \text{cm} \\ h(1-0,3\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) = h(1-0,3\frac{13,0178}{32,4}) = 57,396 \text{cm} \\ 1,25.5,9 \end{array} \right.$

ou d'après le C T C :  $t \leq \frac{a}{4} = 126/4 = 31,5 \text{cm}$  donc  $t = 20 \text{cm}$

$$\tau_b = 13,0178 \text{kg/cm}^2 < 0,06.\bar{\tau}_b = 0,06.270 = 16,2 \text{kg/cm}^2$$

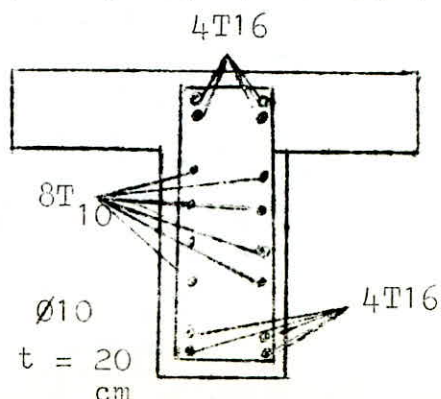
--( les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires )--

Armatures de peau:

Pour une section de béton très haute, et où les armatures principales sont groupées aux extrémités (supérieur et inférieur), il est nécessaire de prévoir des armatures dites de peau, placées latéralement et dont la section totale est forfaitaire, car elles ne sont pas destinées à reprendre un effort bien précis, mais ont un rôle seulement de renforcement de la section de béton. Les règlements C T C donnent  $A_r = 2\%$  de la section totale du béton d'où  $A_r = 0,02.20.126 = 0,002.20.126 = 5,04 \text{cm}^2$

Soit  $8T10 = 6,28 \text{cm}^2$

Nb: Tous les linteaux du voile Vt2 seront ferrailés de la même façon



Ferraillage des voiles V11, V12 et X Vt2:

voile V11 ou voile V12 (symétriques)

Avec:  $M = 102,248tm$        $N = 125,9562t$        $ht = 6,64m$   
 $H = T = 9,801t$        $\bar{\sigma}_b(SP1) = 98,1744kg/cm^2$   
 $\bar{\sigma}_b(SP2) = 122,718kg/cm^2$

On a:  $\underline{A}_v = 4T12$  (niveau potelet), pour le reste de ferraillage minimum  
 $4T14$   
 $\zeta_b = 1,2747kg/cm^2 < 0,025 \cdot \bar{\sigma}_{28} = 6,75kg/cm^2$   
 $\underline{A}_h = 0,753cm^2$  soit  $4\emptyset6/ml/face$   
 $\underline{A}_t = 1$  cadre  $\emptyset10$  (  $t = 25cm$  ) ; 4 épingles  $\emptyset6/m^2$

Nb:  $\bar{\sigma}_1 = 16,442kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$       Les aciers comprimés ne sont pas  
 $\bar{\sigma}_2 = 02,527kg/cm^2 > 0 \Rightarrow$  nécessaires.

voile Vt2:

Avec:  $M = 119,448tm$        $N = 133,592t$        $ht = 2,72m$   
 $H = T = 11,449t$        $\bar{\sigma}_b(SP1) = 78,907kg/cm^2$   
 $\bar{\sigma}_b(SP2) = 98,634kg/cm^2$

ON a:  $\underline{A}_v = 4T12$  /  $lt = 66,84cm$  ,  $1\emptyset8/ml/Face$  /  $l=205,162cm$   
 $4T14$        $1\emptyset8$        $4T8/ml/Face$

$\underline{A}_h = 4T8/ml/Face$

$\underline{A}_t = 1$  cadre  $\emptyset10$  (  $t = 25cm$  ) ; 4 épingles  $\emptyset6/m^2$

Ferraillage des linteaux L1 du voile Vt1, L1 du voile V11 ou du voile Vt2

Linteau L1 du voile Vt1

Avec:  $\pi = 12,521t$  ,  $ht = 0,66m$  ,  $b = 0,20m$  ,  $l = 1,1m$

on a:  $T = 19,47t$  ,  $M = 12,522tm$  ,  $\bar{\sigma}_b = 120,344kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b = 202,5kg/cm^2$

$A_i = A_s = 5,344cm^2$  Soit  $4T14$  ( $A = 6,15cm^2$ )

$\zeta_b = 17,945kg/cm^2$   $\bar{\sigma}_b = 32,4kg/cm^2$   $A_t = 3,3cm^2$  cadres  $\emptyset10$  ( $t=20$ )

$\zeta_b = 17,945kg/cm^2 > 0,06 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 16,2kg/cm^2$  armatures supplémentaires à prévoir aux angles

$A_s = 0,0015 \cdot b \cdot a(ht) = 1,98cm^2$  (4T8)

$A_r = 0,002 \cdot b \cdot a(ht) = 2,64cm^2$  (4T10)

Linteau L1 du voile V11 (ou V12)

Avec:  $\pi = 5,206t$  ,  $ht = 0,76m$  ,  $b = 0,16m$  ,  $l = 1m$

on a:  $T = 8,421t$  ,  $M = 6,037tm$   $\bar{\sigma}_b = 77,336kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0$  ,  $A_s = A_i = 2,15cm^2$

Soit  $2T12$  ,  $\zeta_b = 8,354kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$   $A_t$ : cadres  $\emptyset10$  (  $t=15cm$  )

FONDACTIONS X (cage d'escalier):

Introduction:

Le type de fondation qu'on adoptera dans ce cas est un radier général en raison des facteurs suivants.

- Sol peu résistant  $\bar{\sigma}_s = 2\text{kg/cm}^2$
- Rapprochement des voiles les uns des autres
- Poids de l'ouvrage

Le radier adopté sera constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme. Le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble. Les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme. En ce qui concerne le calcul, le radier fonctionne comme un plancher renversé, et la charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut, et égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier.

Calcul du radier:

A/ 1°/ Charges sous SP1:

Poids de l'ouvrage:  $G + 1,2.P = 241,69\text{t}$

2°/ Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\bar{\sigma}_s \gg \frac{N}{S_{\text{nec}}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{241,69}{20} = 12,0845\text{m}^2$$

La surface sous le bâtiment (cage d'escalier) est :

$$S = 2,72 \cdot 7,04\text{m} = 19,1488\text{m}^2$$

Cette surface suffira pour le radier sans débord. Etant donné que le débord est obligatoire (minimum que prescrit le règlement est de 30cm). Nous avons choisis alors un débord de 60cm, et la surface du radier avec débordement deviendra  $S = 32,30\text{m}^2$ .

3°/ Préssion sous radier:

$$P = \frac{241,69}{32,30} = 7,48\text{t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20\text{t/m}^2$$

4°/ Prédimensionnement du radier:

Condition de l'effort tranchant:

Le radier est une dalle et il est commode de placer des armatures transversales dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement. Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$z \leq \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad T_{max} = q \cdot \frac{1}{2}$$

$$z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{7,48 \cdot 7,04 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,15 \cdot 5,9 \cdot 10^2} = 38,80 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h \quad h = \frac{8}{7} \cdot z = 44,35 \text{ cm} \quad ht = h + d(5 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

5°/ Vérifications:

a - Poinçonnement:

Conformément aux règles C.C.B.A.68. art 39.54 on fera une vérification au poinçonnement. Cette vérification sera faite pour le voile le plus chargé sous G + 1;2P (SP1). La condition de non poinçonnement sous le mur est donnée:

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot ht} \leq \bar{\sigma}_b$$

avec:  $P_c$  = Périmètre du contour cisailé.

$ht$  = Hauteur totale du radier.

$\bar{\sigma}_b$  = Contrainte de traction de référence du béton.

$$P_c = 2 \cdot (U' + V') \quad ; \quad U' = \text{épaisseur du voile (16 cm ou 20 cm)}$$

$$V' = \text{longueur} = 100 \text{ cm}$$

$$ht = 50 \text{ cm}$$

$$P_c = 2 \cdot ((16+50) + (100+50)) = 432 \text{ cm.}$$

Le voile le plus chargé sous SP1 est le voile V11 (ou voile V12)

$$N = 100,2124 \text{ t} \quad (\text{longueur du voile } l = 6,64 \text{ m})$$

$$N = 15,10 \text{ t/ml} \quad \text{d'où:}$$

$$1,5 \cdot \frac{15,10 \cdot 10^3}{432;50} = 1,050 \text{ kg/cm}^2 < 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

b - Contrainte du sol: (En tenant compte du poids du radier)

$$\text{Poids du radier} = 32,30 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 40,375 \text{ t}, \quad \text{Poids du bloc} = 241,69 \text{ t}$$

$$N' = 282 \text{ t} \quad \text{d'où } P_{sol} = \frac{N'}{S} = \frac{282}{32,30} = 8,74 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

B/ Charges Sous SP2:

Sous SP2 le radier est soumis à 2 efforts M et N.

$$N = G + P \text{ SI} = 249,59t$$

$$M = 204,49tm (\text{sens longitudinal}) \quad M = 205,82tm (\text{sens transversal})$$

Pour faciliter les calculs on prends  $M = 205,82tm$

$$S = 32,30m^2$$

$$l_x = 3,92m, \quad v_x = l_x/2 = 1,96m \quad I_x = 41,362m^4$$

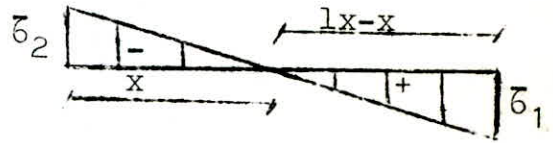
$$l_y = 8,24m, \quad v_y = l_y/2 = 4,12m \quad I_y = 182,762m^4$$

a- sens transversal:

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot v_x}{I_x} = \frac{249,59}{32,30} \pm \frac{205,82 \cdot 1,96}{182,362} = 7,727 \pm 2,296$$

$$\bar{\sigma}_1 = 17,48kg/cm^2 \text{ et } \bar{\sigma}_2 = -2,026kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 13,11kg/cm^2 \quad (\bar{\sigma}_2=0)$$

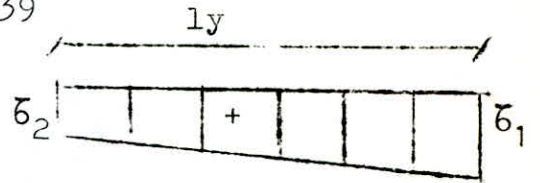


b- sens longitudinal:

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{249,59}{32,30} \pm \frac{205,82 \cdot 4,16}{182,762} = 7,727 \pm 4,639$$

$$\bar{\sigma}_1 = 12,367kg/cm^2, \quad \bar{\sigma}_2 = 3,087kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \cdot 12,367 + 3,087}{4} = 10,047kg/cm^2$$



La stabilité de l'ouvrage est vérifiée dans les deux sens même s'il y'a traction d'un des cotés du radier dans le sens transversal ( $\bar{\sigma}_2 < 0$ ) mais pas de risque de soulèvement du radier car  $x = 0,42m < \frac{3 \cdot 92}{4} = 0,98m$  donné par  $\bar{\sigma}_2/x = \bar{\sigma}_1/(l_x - x)$

Charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

Charge du radier  $q = 0,5 \cdot 2,5 = 1,25t/m^2$

sens transversal  $q_t = 17,48 - 1,25 = 16,23t/m^2$

sens longitudinal  $q_l = 12,367 - 1,25 = 11,117t/m^2$

Sous SP1 on prendra  $\bar{\sigma}_a = 288kg/cm^2$  et  $q = 7,48t/m^2$  ( $\bar{\sigma}_a = 2800kg/cm^2$ )

Sous SP2 on prendra  $\bar{\sigma}_a = 4200kg/cm^2$  et  $q = 16,23t/m^2$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP2)}{\bar{\sigma}_a(SP1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

$\frac{q(SP2)}{q(SP1)} = \frac{16,23}{7,48} = 2,169$  1,5 donc les sollicitations du second genre (SP2) sont plus défavorables que celles du premier genre (SP1).

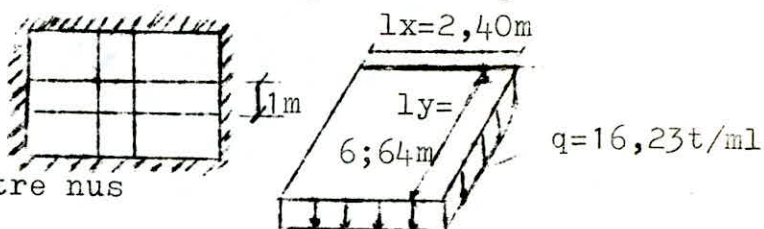
Le radier sera étudié dans son ensemble suivant 2 directions. Pour la détermination des efforts, on utilisera la méthode de PIGEAUD. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniforme  $q = 1t/ml$ . Ainsi la partie centrale directement en contact avec les voiles sera étudiée comme une plaque encadrée sur ses 4 cotés.

Détermination des efforts par la méthode de PIGEAUD:

On considère des bandes de 1m de longueur tel que l'indique le schéma

Calcul de :

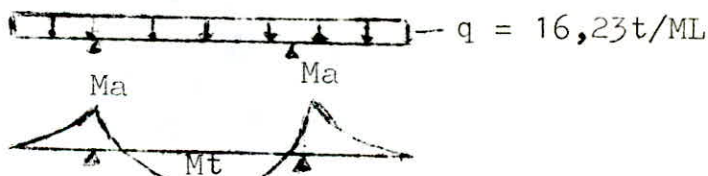
$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,40}{6,64} = 0,36 < 0,4$$



$l_x$  et  $l_y$  sont les distances entre nus

intérieurs du panneau (Radier).

Pour cela la dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée (sens de  $l_x$ ) et elle a une charge uniforme. On doit tenir compte cependant de ce que les moments d'encastrement sur les petits cotés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands cotés.



(Poutre symétrique)

Moment sur appuis:

$$M_a = q \cdot \frac{l_0^2}{2} = \frac{16,23 \cdot 0,60^2}{2} = 2,92tm$$

Moment en travée:

$$M_t = M_0 - \frac{M_a + M_a}{2} \quad \text{avec } M_0 = q \cdot \frac{l_0^2}{8} = \frac{16,23 \cdot 2,40^2}{8} = 11,68tm$$

$$M_t = 11,68 - 2,92 = 8,76tm$$

Ferraillage du radier:

En travée:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{6a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 8,76 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 45^2} = 0,0154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9451 \\ k = 76,0 \end{array} \right.$$

$$A_x = \frac{M}{6a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8,76 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9451 \cdot 45} = 4,906cm^2$$

Soit 5T12/ml ( $5,65cm^2$ )

$$\bar{\sigma}'_b = 4200/76 = 55,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Ferraillage dans le sens longitudinal (grande portée):

$$A_y = \frac{Ax}{4} = 5,65/4 = 1,4125 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T12/M1 \text{ (2,26 cm}^2\text{)}$$

Ferraillage des consoles:

$$\mu = \frac{15.M}{6a.b.h^2} = \frac{15.2,92.10^5}{4200.100.45^2} = 0,0051$$

$$k = 138$$

$$\epsilon = 0,9673$$

$$A_a = \frac{M}{6a.\epsilon.h} = \frac{2,92.10^5}{4200.0,9673.45} = 1,589 \text{ cm}^2$$

Soit 2T12/ml (2,26 cm<sup>2</sup>)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{422/138}{4200/138} = 30,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

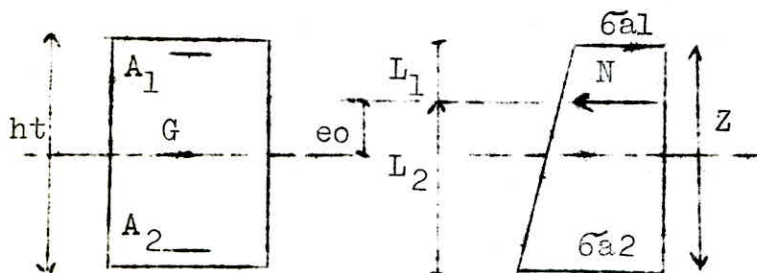




L'effort de traction est  $N/10 = 12,8 \text{ t}$ .  
 $e_o = M/n = \frac{0,63 \cdot 100}{12,8} = 4,92 \text{ cm}$  (la section est entièrement tendue).

$ht = 45 \text{ cm}$  ;  $b = 45 \text{ cm}$ .

$Z = 45 - 2 \times 5 = 35 \text{ cm}$  (  $d = 5 \text{ cm}$  )



$$\sigma_{a1} = \frac{N \cdot L_2}{Z \cdot A_1}$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N \cdot L_1}{Z \cdot A_2}$$

$$L_2 = \frac{ht}{2} - d - e_o$$

$$A_2 = \frac{N \cdot L_1}{Z \cdot \sigma_a} = \frac{12,8 \cdot 10^3 \cdot 12,58}{35 \cdot 2800} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N (Z - L_1)}{Z \cdot \sigma_a} = \frac{12,8 \cdot 10^3 \cdot (35 - 12,58)}{35 \cdot 2800} = 2,92 \text{ cm}^2.$$

Appui 2 :

$$M = 0,6 \cdot M_o = 0,95 \text{ t.m}$$

$$e_o = \frac{0,95 \cdot 10^2}{12,8} = 7,42 \text{ cm} \quad (\text{section E. 6t})$$

Par analogie on aura :  $A_2 = 1,31 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 3,25 \text{ cm}^2.$$

Sections adoptées:



Pour ce qui est des autres longrines (Voir Planches).

Armatures transversales :

Le écartement de 20 cm doit être respecté dans toutes les travées.

VOILE PERIPHERIQUE :

Au niveau du vide sanitaire ( sous le RDC ) seront disposés des murs en béton armé donnant à cette partie du bâtiment la qualité de boîte indéformable . Ces murs reprennent les efforts du seisme au niveau du RDC et assurent une stabilité à l'ensemble du bâtiment. La rotation est nulle a ce niveau , reste la translation de l'ensemble qui est amortie par l'ancrage assuré par les fondations.

Le voile doit être continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1er plancher (Niveau conventionnel 0,00)

Le voile repose sur une semelle filante de dimensions 25.80 et, 25.50 au niveau du joint, cette semelle est destinée a supporter le poids propre des murs et aider les semelles isolées dans le cas d'échéance.

Pour s'opposer aux cisaillements qui peuvent prendre naissance entre les poteaux et les voiles , nous donnerons une épaisseur au voile de 20 cm.

La hauteur du voile est de 1,75 m supérieure à celle qui suit:

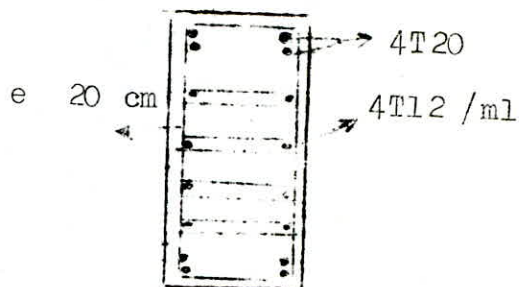
$$h \geq \max \left( \frac{1}{10} \cdot H ; 80 \text{ cm} \right) = 1,705$$

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 0,20 \%$  de la section transversale totale du béton avec recouvrement  $\geq 50 \cdot \phi$  , équerre de renforcement dans les angles.
- Armatures longitudinales de peau de section  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par mètre linéaire de hauteur.

$A \geq 2 \text{ cm}^2$  On adoptera des T12 espacées de 20 cm

-Pour le renforcement des extrémités (bords) on adoptera 4T20 Voir figure ci-contre:

Une claire disposition de barre sera donnée dans les planches.



C A L C U L D E S F O N D A T I O N S :

I N T R O D U C T I O N :

Choix du type de fondation :

La contrainte admissible du sol a 1,5 m d'ancrage est  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars.}$   
On aura à calculer plusieurs types de fondation.

- Semelle excentrée (isolee)
- Semelle sous deux poteaux.
- Semelle isolée centrée.

Le calcul se fera sous la sollicitation :  $G + 1,2.P$  .

Un béton de propreté de 10 cm sera coulé sous la fondation .

a) Semelle excentrée : Une semelle est excentrée lorsque la resultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec le centre de gravité de la semelle.

Si la semelle est assez rigide et adosée a un mur mitoyen, on peut admettre une repartition lineaire (triangulaire)

La longueur " B " sera uniquement  $b = \frac{3}{2} . a$

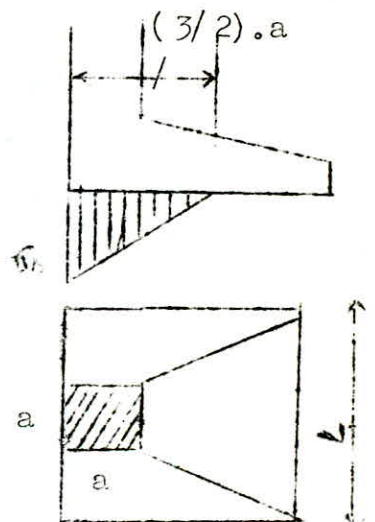
L'effort normal appliqué à cette semelle est:

$N = 82 \text{ t .}$

Si on choisit une largeur  $L = 260 \text{ cm}$  :

$\sigma_{sol} = \frac{2.N}{L ( a.3/2 )} = 9,34 \text{ kg/cm}^2$

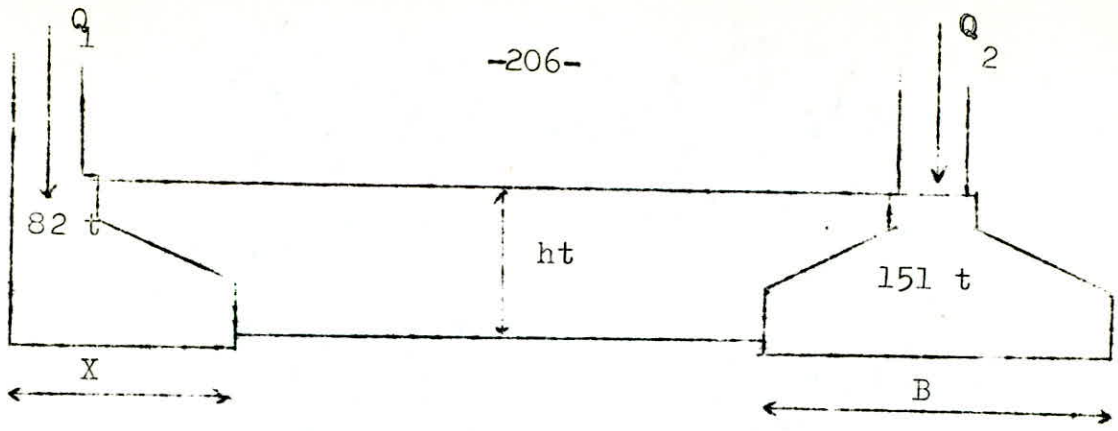
$\sigma_{sol} = 9,34 \text{ kg/cm}^2 \gg 2,04 \text{ kg/cm}^2.$



Il est inutile d'augmenter " B " car toute la partie de la semelle au delà de  $b = \frac{3}{2} . a$  est inutile . Pour un éviter une telle repartition de contrainte, on procède à la confection d'une poutre de redressement liant la semelle excentrée à la semelle centrée voisine.

Le procédé entraine un redressement de la semelle excentrée et amène une répartition uniforme des contraintes sous cette dernière .

Cette contrainte est moitié de celle qui aurait existé en l'absence de la poutre de redressement avec une semelle de dimensions identiques.



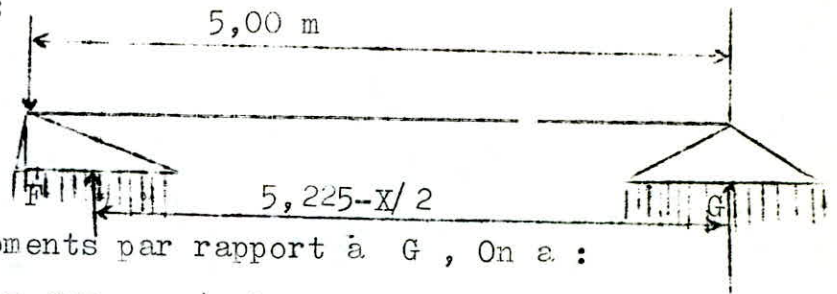
1ere semelle : Sous face X.b .....  $Q_1 = 82 \text{ t}$   
 2eme semelle (adroitte), Sous face B.B ...  $Q_2 = 151 \text{ t}$ .

$$\sigma_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des efforts :

On suppose que la poutre de redressement amène des reactions uniformes dans le sol au niveau des deux semelles .

1- Equilibre statique :



En écrivant l'équilibre des moments par rapport à G , On a :

$$82 \cdot 5 = 20 \cdot b \cdot X \cdot (5,225 - X/2)$$

Les contraintes sont en t/m<sup>2</sup> et les dimensions et distance en (m) , On se donne une semelle ;  $b = 2,60 \text{ m}$  en prenant  $X = 1,70 \text{ m}$

d'où  $F = 20 \cdot 2,60 \cdot 1,7 = 88,4 \text{ t}$

de plus ,  $\sum$  projection de forces = 0

$$F + G = 151 + 82 \longrightarrow G = 144,6 \text{ t}$$

d'où l'équilibre de la poutre sous les charges .

Efforts tranchants :

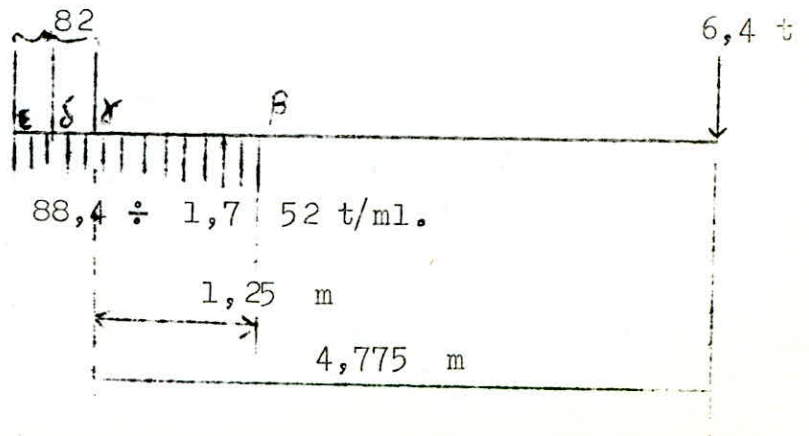
En B :  $T = 6,4 \text{ t}$

En X :  $T = 52 \cdot 1,25 - 6,4 = 58,6 \text{ t}$

En D :

$T = 52 \cdot 1,475 - 6,4 - 41 = 29,3 \text{ t}$

En E :  $T = 0 \text{ t}$ .



Moments :

En  $\beta$  :

$$M = 6,4 \cdot 3,525 = 22,56 \text{ t.m}$$

En  $\gamma$  :

$$M = 6,4 \cdot 4,775 = 30,56$$

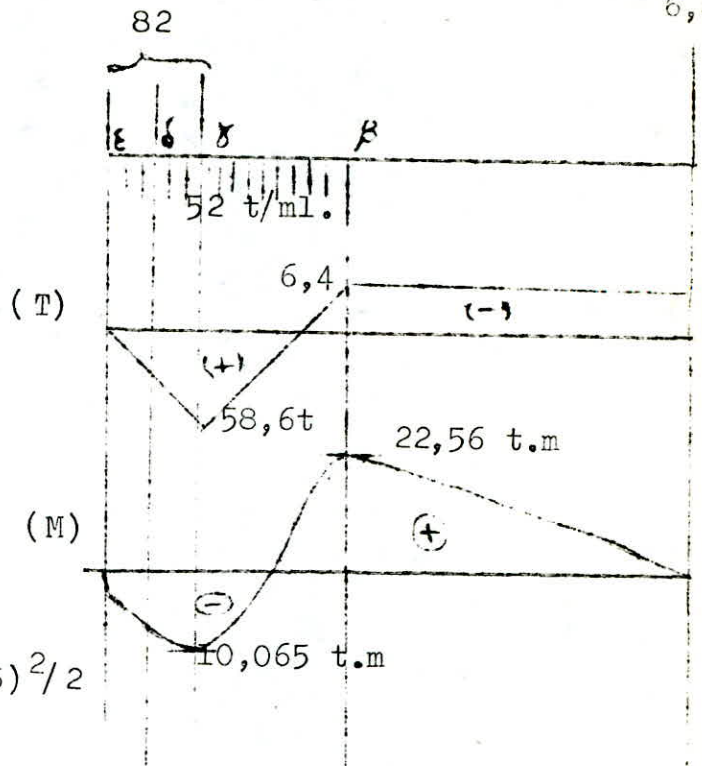
$$\frac{-52 \cdot 1,25^2}{2} = -40,625$$

$$- 10,065 \text{ t.m}$$

En  $\delta$  :

$$M = -52 \cdot (0,225)^2 / 2 + 82 \cdot (0,225)^2 / 2 = 0,759 \text{ t.m}$$

En  $\epsilon$  :  $M = 0 \text{ t.m}$



\* Coffrage de la poutre :

$$M_{\max} = 22,56 \text{ t.m} = 22,56 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$\text{On a } Mrb = K \cdot b \cdot h^2 \text{ avec } K = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot (1 - \alpha/3)}{2}$$

Si l'on fait travailler le béton et l'acier à leur maximum.

$$\text{Soit } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_{bb} = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} = 0,424$$

$$\text{d'ou } K = \frac{137,7 \cdot 0,424 (1 - 0,141)}{2} = 25,066$$

Si on prend ( $b = 45 \text{ cm}$ ) On peut écrire :

$$22,56 \cdot 10^5 = 25,066 \cdot 45 \cdot h^2$$

$$\text{d'ou } h = 44,72 \text{ cm. On prend}$$

$$h = 45 \text{ cm. ; } ht = 50 \text{ cm}$$

Mais en prenant ( $h = 45$  cm), nous devons vérifier que la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  soit inférieure à la contrainte admissible.  $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bo}}) \cdot \bar{\sigma}_b$

Si on prend  $\bar{\sigma}_b = 137,7$  kg/cm<sup>2</sup> on trouve  $\bar{\tau}_b = 14,689$  kg/cm<sup>2</sup>

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{58600}{45 \cdot 45 \cdot 7/8} = 33 \text{ kg/cm}^2 \gg 14,689 \text{ kg/cm}^2$$

Nous devons alors augmenter " h "

Prenons  $ht = 80$  cm. ....  $h = ht - 5 = 75$  cm.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2256000}{2800 \cdot 45 \cdot 75^2} = 0,04774$$

Le tableau de P. Charon donne . K 39,4

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}}{K} = \frac{2800}{39,4} = 71 > \bar{\sigma}_{bo}$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bo}}) \cdot \bar{\sigma}_b = 20,43 \text{ kg/cm}^2.$$

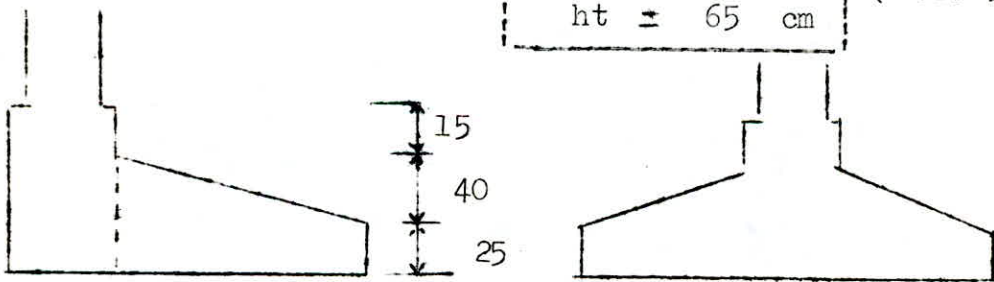
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{58600}{45 \cdot 75 \cdot 7/8} = 19,84 \text{ kg/cm}^2 < 20,43 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le choix est bon. On prendra ht = 80 cm.

Pour les semelles On prend

$$\begin{array}{l} h = 60 \text{ cm} \\ ht = 65 \text{ cm} \end{array}$$

(voir figure ci-dessous)



Les semelles doivent de toute façon avoir :

$$h \geq \left( \frac{B - b}{4} = \frac{280 - 45}{4} = 63,25 \text{ cm} \right)$$

63,25 cm est bien inférieure à 65 cm.

La détermination des armatures se fera indépendamment pour les semelles.

ARMATURES :

\* Semelle X.B :  $A = \frac{Q1 \cdot (b - 45)}{8 (ht-d) \cdot \sigma_a}$

$A = \frac{88,4 \cdot 10^3 \cdot (260-45)}{8 \cdot 60 \cdot 2800} = 14,14 \text{ cm}^2$

on prend 8T16 = 16,08 cm<sup>2</sup>

\* Semelle B.B :

$A = \frac{Q2 \cdot (B-45)}{8 \cdot (ht-d) \cdot \sigma_a}$

$A = \frac{(Q2 + No) \cdot (B-45)}{8 \cdot (ht-d) \cdot \sigma_a}$

Avec No : Poids propre de la semelle elle même.

$No = (0,25 \cdot 2,8 + \frac{(2,8 + 0,55) \cdot 0,4}{2}) \cdot 2,8 \cdot 2,5 + 0,15 \cdot 0,55^2 \cdot 2,5$

No = 9,7 t.

$A = \frac{(144,6 + 9,7) \cdot (280-45)}{8 \cdot 60 \cdot 2800} = 26,98 \text{ cm}^2.$

$\frac{Nt}{\sigma_s} = \frac{(Q2 + No)}{2,04} = \frac{154,3 \cdot 10^3}{2,04} \quad 75637,25 \quad 78400 \text{ cm}^2$

Le sol peut supporter l'effort normal qui lui est transmis.

On prendra les memes armatures dans les deux sens:

Ax Ay 26,98 cm<sup>2</sup> soit 14 T16 = 28,14 cm<sup>2</sup>

Donc Ax = Ay = 14 T 16

\*\* Poutre :

Armatures superieures :

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} \dots \dots \dots \text{ Avec } \begin{cases} b = 45 \text{ cm} \\ h = 75 \text{ cm} \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$

$\mu = \frac{15 \cdot 22,56 \cdot 10^5}{2800 \cdot 45 \cdot 75^2} = 0,0477 \dots \dots \dots \begin{cases} K = 39,4 \\ \epsilon = 0,9081 \end{cases}$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2256000}{2800 \cdot 0,9081 \cdot 75} = 11,83 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T20 = 15,7 cm<sup>2</sup>.

Armatures inferieures :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1006500}{2800 \cdot 45 \cdot 75^2} = 0,0213 \dots \dots \dots \begin{cases} K = 63 \\ \epsilon = 0,9359 \end{cases}$$

$$A = \frac{1006500}{2800 \cdot 0,9359 \cdot 75} = 5,12 \text{ cm}^2 \text{ On prendra } 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2.$$

Verifications:

a)- Effort tranchant : On verifie que :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z ; M : \text{pris avec son signe.}$$

En  $\beta$  :  $M = 22,56 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.} ; T = 6,4 \cdot 10^3 \text{ kg.}$

On peut ecrire:  $A \geq \frac{1}{2800} (6400 + \frac{2256000}{75 \cdot 7/8}) = 14,56$

$$A \geq 14,56 \text{ cm}^2 < 15,7 \text{ cm}^2 \text{ (Verifiee).}$$

En  $\gamma$  :  $T = 58,6 \cdot 10^3 \text{ kg.} ; M = -10,065 \cdot 10^5$

On doit avoir :  $A \geq \frac{1}{2800} (58600 - \frac{1006500}{75 \cdot 7/8})$

On trouve :  $A \geq 15,4 \text{ cm}^2 < 15,7 \text{ cm}^2 \text{ (Verifiee).}$

b)- Entrainement des armatures :

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot Z} ; T_{\text{max}} = 58,6 \cdot 10^3 \text{ kg.}$$

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_d} \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$n = 5 ; p = \pi \cdot d = 3,14 \cdot d$

$$\tau_d = \frac{58600}{5 \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 75 \cdot 7/8} = 28,42 \text{ kg/cm}^2 > 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

La verification n'est pas satisfaitte .On adoptera alos à cet endroit

( 10 T 20 )

$\tau_d$  devient :  $\tau_d = \frac{58600}{10 \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 75 \cdot 7/8} = 14,21 < 17,7 \text{ kg/cm}^2.$

\* Calcul des armatures transversales :



En pratique on pourrait ne prévoir que deux (2) écartements .

Pour  $T = 58,6 \text{ t}$  .  $A = 10T20 = 31,41 \text{ cm}^2$ .

$$\tilde{w} = \frac{100 \cdot 31,41}{45 \cdot 75} = 0,93 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 21,8 \\ \epsilon = 0,8641 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1006500}{31,41 \cdot 0,8641 \cdot 75} = 494 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 22,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

On doit donc vérifier :  $\tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot Z} = \frac{58600}{45 \cdot 75 \cdot 7/8} = 19,84 \text{ kg/cm}^2 < 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

On utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne .

- Espacement des cadres :

$$t = \frac{At \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{On prend 1 cadre plus 3 étriers en T 10.}$$

$$At = 6,28 \text{ cm}^2 ; Z = 75 \cdot 7/8$$

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

$$t = \frac{6,28 \cdot (7/8) \cdot 75 \cdot 2800}{58600} = 19,69 \text{ cm}.$$

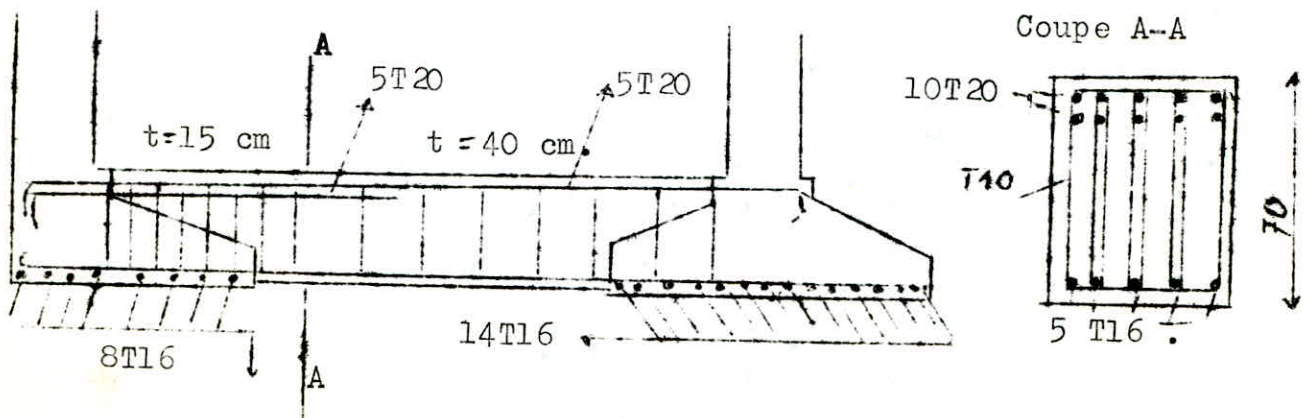
$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 75 = 15 \text{ cm.} \\ 75 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{19,84}{5,9} \right) \text{ petit.} \end{array} \right.$$

On prendra un espacement de ( $t = 15 \text{ cm}$ ) le long de la semelle excentrée.

- Pour ( $T = 6,4 \text{ t}$ ) On trouve  $\tau_b = 2,16 \text{ kg/cm}^2$

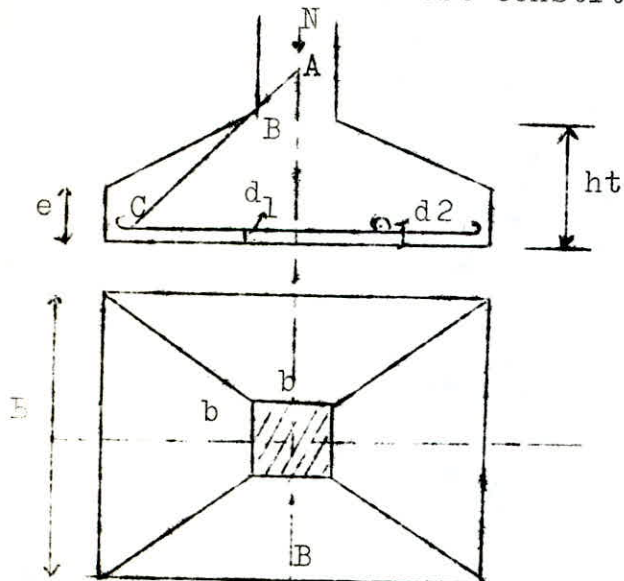
$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h = 15 \text{ cm} \\ (75) \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{2,16}{5,9} \right) = 66,76 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On admet un écartement  $t = 40 \text{ cm}$  pour la 2eme partie .



\* Semelle " S<sub>1</sub> " : La semelle S<sub>1</sub> est une semelle isolée.

- Les semelles isolées sont supposées rigides.
- On considère des semelles homothétiques des poteaux .
- La semelle est constituée d'un tronc de pyramide .



$\underline{N}$  : charge transmise au sol .  
 $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte admissible du sol.

$B_x, B_y$  : dimensions de la sous face de la semelle .

ht: Hauteur de la semelle.

e : Epaisseur de la semelle.

$b_x, b_y$  : Cotes du poteau.

On doit vérifier que :

$$\frac{N}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s ; ht \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1$$

On utilisera pour le calcul la méthode des bielles qui consiste à admettre que l'effort N se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton , qui commenceront du point A ( point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c où commence le crochet de la barre au point B où la semelle rejoint le parement du poteau .)

Les efforts de traction dans les aciers sont :

Dans notre cas il s'agit de semelles carrées.

Dans les deux sens on aura:  $F_x = F_y = \frac{N (B - b)}{8 \cdot (ht - d_1)}$

$$A_x = A_y = \frac{F}{6 a}$$

Pour cette semelle L'effort de compression maximum est :  $N = 108,8 t$

Dimensionnement : Semelle carrée

$$B_x \cdot B_y = B_x^2 = B_y^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{108,8 \cdot 10^3}{2,1,02}$$

On trouve  $B_x = B_y = 231,15 \text{ cm}$

On choisit .....  $B_x = B_y = 240 \text{ cm}$ .

Hauteur de la semelle :

$$d_1 = 5 \text{ cm.}$$

$$ht \geq \frac{B - b}{4} + d_1 = \frac{240 - 45}{4} + 5 = 53,75 \text{ cm.}$$

On prend ht = 60 cm.

Epaisseur de la semelle :

$e \geq 6.\phi + 6$  soit pour des  $\phi 20$  on  
a:  $e \geq 18 \text{ cm.}$  prend :  $e = 25 \text{ cm.}$

Poids propre de la semelle :

$$\begin{aligned} N_o &= ( B.e + \frac{(B+b).(ht - e)}{2} ).B.2,5 \\ &= ( 2,4.0,25 + \frac{(2,4+0,45)(0,6-0,25)}{2} ) .2,4.2,5 \end{aligned}$$

Soit \*  $N_o = 5,65 \text{ t}$  \*\*

Effort normal total transmis au sol :  $Nt = 108,8 + 5,65 = 114,6 \text{ t}$

$$\frac{Nt}{\bar{6}_s} = \frac{114,6}{2,04} = 56176,5 \text{ cm}^2 < 57600 \text{ cm}^2$$

Le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis .

Détermination des armatures :

$$Ax = Ay = \frac{Nt(B - b)}{8.(ht - d_1).\bar{6}_a} = \frac{114,6.10^3(240-45)}{8.(60-5).2800}$$

$$Ax = Ay = 17,22 \text{ cm}^2 \text{ (On adoptera } 9T16 = 18,09 \text{ cm}^2)$$

\* Semelle "S<sub>2</sub>" # : N = 135,5 t :

Un calcul identique au précédent nous donne :

- dimensionnement :  $\left\{ \begin{array}{l} Bx = By = 260 \text{ cm.} \\ ht = 60 \text{ cm.} \\ e = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$

$$N_o = 6,44 \text{ t.}$$

$$Nt = N + N_o = 141,94 \text{ t}$$

$$\frac{Nt}{\bar{6}_s} \text{ ou } \frac{Nt}{S} = \frac{141,94}{67600} = 2,09 \approx 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

Efforts :

$$Fx = \frac{141,94.10^3(260-45)}{8.(60 - 5)} = 69357,04 \text{ kg.}$$

$$d_2 = 6 \text{ cm} \longrightarrow Fy = 70665,66 \text{ kg.}$$

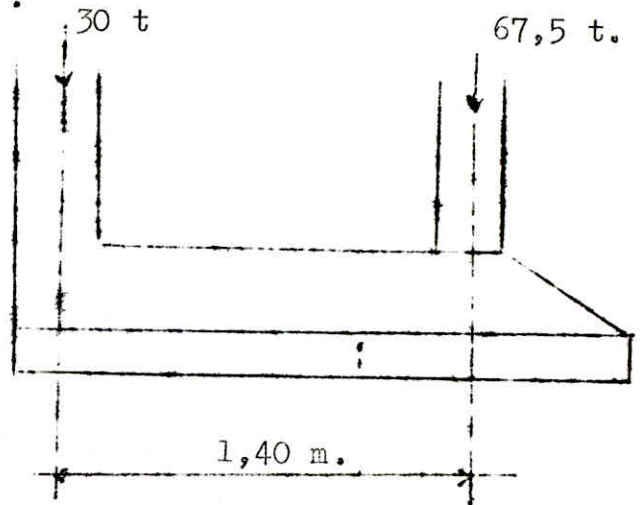
$Ax = 24,77 \text{ cm}^2 ; Ay = 25,23 \text{ cm}^2$  : On adoptera (13T16 = 26,13 )

\* Semelle sous deux poteaux :

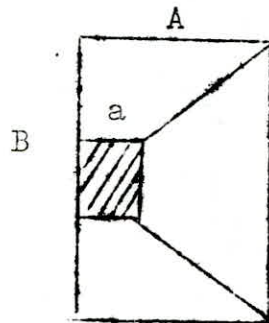
- Semelle " S4 " :

L'étude pour ce type de semelle regroupant une semelle excentrée, et une semelle centrée est absolument différente de celle regroupant deux semelles centrées, car dans ce cas on ne peut négliger le tassement différentiel qui pourrait naître à cause de la répartition inégale des contraintes sur le sol.

On a vu avant que pour une semelle excentrée, il est nécessaire d'augmenter les dimensions de la semelle selon un seul sens ( B ) ( figure 1 ) par contre dans l'autre sens , la partie au delà de ( A = 1,5 . a ) est inutile



$$A \approx 1,5 \cdot a \approx 67,5 \text{ cm}$$



En conclusion ,L'étude de semelle de ce genre sera assimilée à celle de deux semelle avec poutre de redressement. La repartition des contraintes est non uniforme.

On choisit une semelle carrée ( 260x260 )

La hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que :

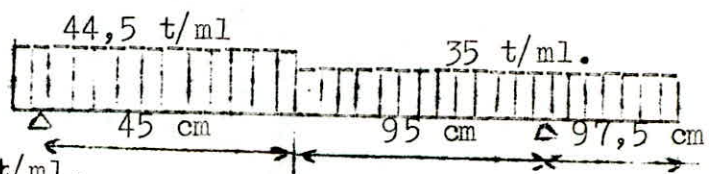
$$ht \geq \frac{L}{10} = 26 \text{ cm} ; \text{ On prend } ht = 60 \text{ cm.}$$

L'épaisseur sera pris  $e = 25 \text{ cm.}$

Schéma statique :

$$\tilde{G}_1 = \frac{30}{67,5 \cdot 10^{-2}} = 44,5 \text{ t/ml}$$

$$\tilde{G}_2 = \frac{67,5}{(2,6 - 0,675)} = 35,06 \text{ t/ml.}$$



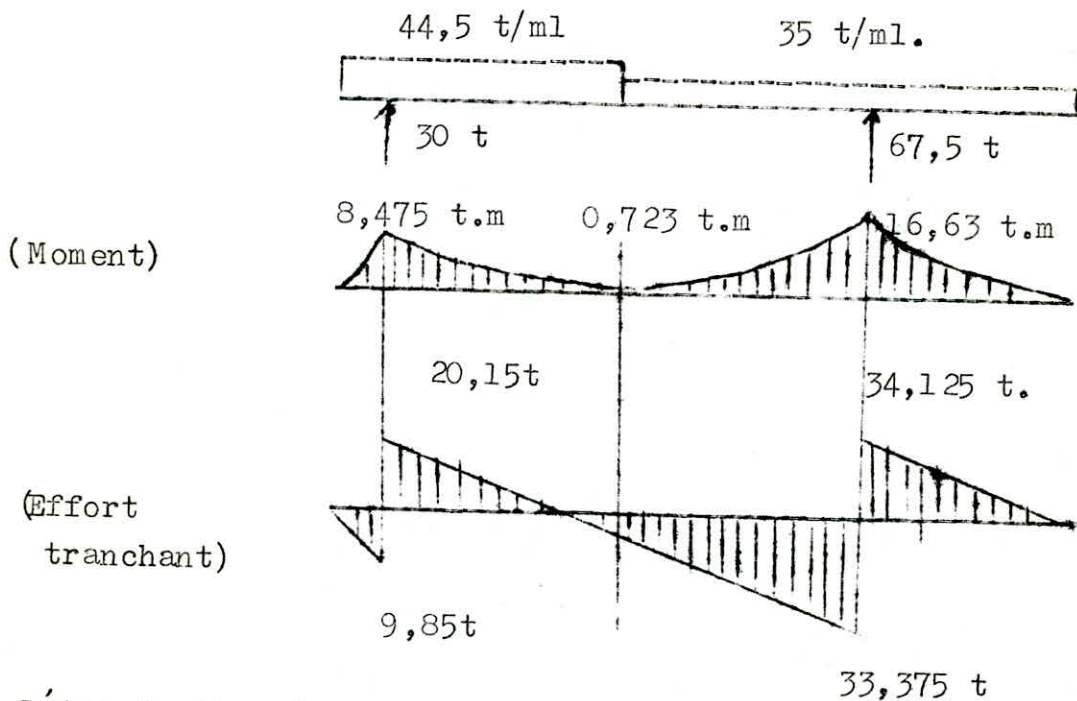
Forces fournies par le sol :

Contrainte du sol  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ t/m}^2$

côte de gauche  $F = 20 \cdot 1,675 \cdot 2,6 = 35,1 \text{ t} > 30 \text{ t}$  ; Le sol peut supporter la charge.

Côte de droite :  $F' = 20 \cdot 1,925 \cdot 2,6 = 100 \text{ t} > 67,5 \text{ t}$  ça va.

Détermination des moments et efforts tranchants :



Détermination des armatures :

Aux appuis :  $b_0 = 55 \text{ cm}$  ;  $h = 55 \text{ cm}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800$

Pour l'appui le plus sollicité On a :

$$u = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 16,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 55 \cdot 55^2} = 0,0535 \rightarrow \begin{cases} K = 36,8 \\ \xi = 0,9035 \end{cases}$$

$$A = \frac{1663000}{2800 \cdot 0,9035 \cdot 55} = 11,95 \text{ cm}^2 ; \text{ On adoptera } 6T16$$

Vérification de l'effort tranchant : On vérifie que

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z ; (M = 16,63 \text{ t.m} ; T = 34,125 \text{ t})$$

Appui (2) : M = 8,475 , T = 20,15 t

On aura successivement:

$$- A \geq \frac{1}{2800} \left( 34125 - \frac{1663000}{55.7/8} \right) < 0 \quad (\text{verifiee})$$

$$- A \geq \frac{1}{2800} \left( 20150 - \frac{8.475 \cdot 10^5}{55.7/8} \right) = 0,9 \text{ cm}^2 (\text{verifiee})$$

Entraînement des armatures :

$$\tau_d = \frac{T}{n.p.Z} = \frac{34125}{6.1,5 \cdot 55.7/8} = 23,5 \text{ kg/cm}^2 > 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

On devait prendre alors 6T20

$$\tau_d = \frac{34125}{6.2 \cdot 55.7/8} = 18,8 \text{ kg/cm}^2 \approx 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

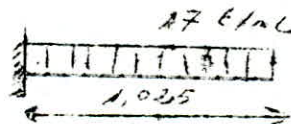
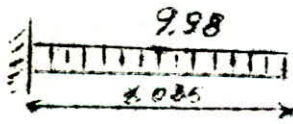
On peut admettre qu'il n'ya pas de risque d'entraînement car les armatures de la semelle vont aider ces dernières.

Détermination des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité:

On fera le calcul pour une bande de 1m de largeur:

Pour P = 67,5 t  $q_1 = \frac{67,5}{2,6 \cdot 2,6} = 9,98 \text{ t/ml.}$

Pour P = 30 t .....  $q_2 = \frac{30}{0,675 \cdot 2,6} = 17 \text{ t/ml.}$



$$\mu_1 = \frac{15 \cdot q_1 \cdot (1,025)^2}{6a \cdot b \cdot h^2} = 0,0168 \quad \dots \dots \dots \quad k = 72$$

$$\epsilon = 0,9425$$

$$A_1 = \frac{524262}{2800 \cdot 0,9425 \cdot 55} = 3,61 \text{ cm}^2$$

$$\mu_2 = \frac{15 \cdot q_2 \cdot (1,025)^2}{2800 \cdot 55 \cdot 55^2} = 0,0287 \quad \dots \dots \dots \quad K = 53$$

$$\epsilon = 0,9265$$

$$A_2 = \frac{893031,25}{2800 \cdot 0,9265 \cdot 55} = 5,25 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4T16 p.m tout le long de la semelle .

On prendra un espacement constant t = 13 cm

un cadre + 1 etrier en T10

BIBLIOTHEQUE

- Règles techniques C.T.L. 1950
- Règles Parasismiques 63
- Complément Aux règles parasismiques C.T.L.
- Traité de béton Armé tome IV . H. GUERRIN
- Traité de béton Armé tome I ; A. FUCHIER
- Calcul des bétons armés . P. DIVERS
- Calcul pratique des bétons armés . A. CHARON
- Calcul et vérification des bétons armés . A. CHARON
- Calcul pratique des bétons armés . A. FUCHIER
- Aide mémoire des bétons armés
- Aide mémoire des bétons armés

