

1es

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكنة  
-----  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT  
D'HABITATION R+4 A OSSATURE  
EN VOILES AVEC CONCEPTION DU  
MEME BATIMENT EN PORTIQUES  
ET CALCUL DES EFFORTS

Proposé par :

BEREG

Etudié par :

LEKKAT DAHMANE  
Rabah Messaoud

Dirigé par :

Mr. BLOUD

PROMOTION : Juin 1985



# Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M<sup>r</sup> BLOUD pour les nombreux conseils à chacune de nos entrevues.

Nous tenons par ailleurs à remercier vivement messieurs GRONI M<sup>ed</sup>, Kamel, Ahmed, FAWZI et tous ceux qui ont contribué par leur aide à la réalisation de ce projet.

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a tant souffert pour moi, à mes frères et sœurs, mes beaux-frères et mes belles sœurs, mes neveux et mes nièces chacun par son nom. Comme je le dédie à tous mes amis (es) en particulier à Carla Casagrauda et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'obtention de mon diplôme

LEKKAT Rasah  




## DEDICACES.

Je dedie ce modeste travail a mes chers  
Parents en signe de reconnaissance.

Pour tous Les Sacrifices consentis a mon  
egard.

A mes amis d'etude, mes amis du quartier.  
mes freres et soeurs.

A tous ce qui m'ont aide' a la realisation  
de ce projet. en citant.

Kamel, Ahmed, FAWZI, AMINA, NAIMA  
ISMAHANE

A tous mes amis tres proches.

DAHMANE Messaoud.

# Sommaire

## 1<sup>ere</sup> PARTIE

- Presentation de l'ouvrage.
- Descente de charge.
- Inerties equivalentes
- Calcul de La Periode.
- Etude au vent
- Etude au Seisme.
- Etude au Contreventement
- Etude des voiles
- Ferrailage des voiles.
- Fondations

## 2<sup>eme</sup> Partie

- Conception en portiques.
- Etude au Seisme.
- Calcul des efforts.
- Combinaison.

Pour ce qui est calcul des elements et details de quelques calculs voir l'annexe.

## Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à Ferrougghia zone moyenne de densité.

Il est composé d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée et de (4) quatre étages. En plan, le bâtiment présente une dissymétrie totale.

### Ossature:

Le travail d'ouvrage se divise en 2 grandes parties:

#### (1) première partie

ossatures en voiles d'épaisseur 16, cm  
Etude complète de structure d'ouée. (RPA) le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles transversaux et longitudinaux. avec voiles pleines et voiles avec fils d'ouvertures.

#### (2) deuxième partie

Concevoir la structure en portiques et déterminer les efforts.  
- type de fondations à adopter.

#### Dimensions

La longueur du bâtiment :  $a = 19,38$  m.

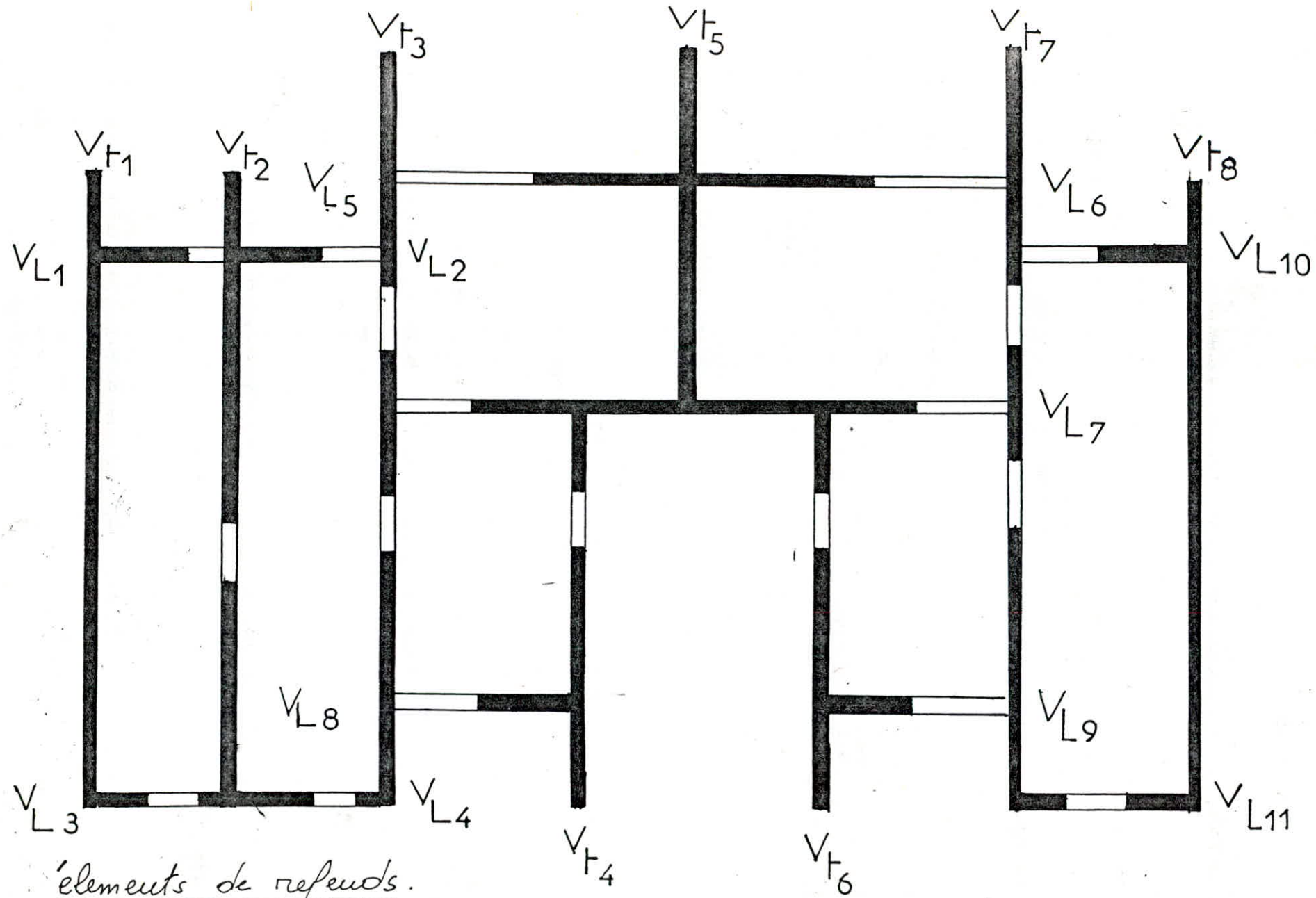
La largeur est de :  $b = 13,61$  m.

La hauteur est de :  $15,25$  m.





-3-



éléments de refouls.

3.

## Contraintes et Matériaux

B. Béton: Le bâtiment étant à usage d'habitation, on utilisera un béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment C.P.A 325 avec un contrôle atténué. Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre sont définies aux articles (9 et 12 C.C.B.A 68)

- Résistance nominale à 28 jours (du béton)
- à la compression:  $\sigma_n = \sigma_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$
- à la traction:  $\sigma_n = \sigma_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

B1. Contrainte de compression admissible (art. 9-4 C.C.B.A 68)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{28} \text{ avec } \rho_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon.$$

$\alpha$ : dépend de la classe du ciment utilisé  $\alpha = 1$  C.P.A. 325.

$\beta$ : dépend de l'efficacité du contrôle  $\beta = \frac{5}{6}$  Contrôle atténué.

$\gamma$ : dépend des épaisseurs des éléments et dimensions des granulats  $\gamma = \frac{5}{15} \times \frac{1}{1}$

$\delta$ : dépend de la nature de sollicitation

- à la compression simple:  $\delta = 0,3$

- à la flexion simple:  $\delta = 0,6$

- à la flexion composée: - si l'effort normal est une traction  $\delta = 0,6$

si l'effort normal est une compression  $\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$

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 C. d. G. de la section du béton seul dans le plan radial passant par le Centre de pression. Pour les sollicitations du 2<sup>er</sup> genre, les valeurs " $\delta$ " seront multipliées par 1,5.

$\epsilon$ : dépend de la forme de la section et la position de l'axe neutre  $\epsilon = 1$  en compression simple, quelque soit la forme de la section, et section rect. en flexion simple ou en flexion composée avec traction



$E =$  déterminé par la condition que  $\frac{F'b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$  pour les autres cas:

$F'b$ : résultante des forces de compression.

$B'$ : section du béton comprimé

$\bar{\sigma}'_{b0}$ : contrainte admissible en compression simple.

1. Contrainte admissible en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \epsilon \delta \sigma'_{28} = 1,5 \cdot 1,03 \cdot 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$$

1<sup>re</sup> genre S.P.1  $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,75 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>de</sup> genre S.P.2  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 68,75 = 103 \text{ kg/cm}^2$

2. Contrainte admissible en flexion simple ou .F. Composée

avec traction en section rectangulaire:

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.1)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137,5 = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.2)}$$

B2. Contrainte de traction de référence (Art. 9.5 C.C.B.A 68):

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} ; \alpha, \beta, \gamma \text{ définis précédemment.}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \text{ avec } \sigma'_{28} \text{ exprimée en kg/cm}^2$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{275} = 0,0256 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 1,03 \cdot 0,0256 \cdot 275 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $\bar{\sigma}'_b = 5,9$  pour S.P.1 et  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$  pour S.P.2

A. Aciers: on distingue 3 catégories d'aciers.

A1: aciers A'our (rouls lisses):

Fe 24  $\rightarrow$  limite d'élasticité nominale  $\sigma_{er} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

A: Contraintes admissibles:

A2:  $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{er} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  (sous S.P. 1)

$\bar{\sigma}'_a = \sigma_{er} = 2400 \text{ kg/cm}^2$  (sous S.P. 2)

A3: Aciers à haute adhérence (H.A): Les nuances est Fe E 40

la limite d'élasticité nominale:

pour  $\phi \leq 20$   $\sigma_{er} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

pour  $\phi > 20$   $\sigma_{er} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ .

A4: Contraintes admissibles:

$$\phi \leq 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{ea} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P. 1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{ea} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P. 2)} \end{cases}$$

$$\phi > 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{1}{3} \sigma_{ea} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P. 1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{ea} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P. 2)} \end{cases}$$

A5: Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration

(article 4.9 C.C.B.68)

Pour éviter des fissures inacceptables, la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \quad \begin{array}{l} \text{Contrainte de fissuration systématique,} \\ \text{Contrainte de fissuration non systématique} \\ \text{ou occasionnelle.} \end{array}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \frac{k}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$k$ : Coefficient dépend des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$k = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible.

$k = 1 \cdot 10^6$  " " préjudiciable.

$k = 0,5 \cdot 10^6$  " " très préjudiciable.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  " " " haute adhérence

$\phi$ : Diamètre de la grosse barre tendue exprimée en (mm)

$\omega_f$ : pourcentage de tendues par  $\omega_f = \frac{A_f}{B_f}$

avec  $A_f$ : section des barres tendues.

$B_f$ : section d'encrages des barres tendues

$\bar{\sigma}_b$ : contrainte de traction de réf. référence du béton, exprimée en  $\text{kg/cm}^2$ .

q charges permanentes:Plancher Terrasse (Non accessible)1. Accente A charges:

1- gravier de protection (5 cm) -----	$0,05 \times 1500 = 75 \text{ kg/m}^2$
2- étanchéité multicouche -----	$10 \text{ kg/m}^2$
3- isolation thermique (4 cm) -----	$0,04 \times 2500 = 10 \text{ kg/m}^2$
4- forme de pente (8 cm) -----	$0,08 \times 2000 = 160 \text{ kg/m}^2$
5- dalle pleine (16 cm) en B.A -----	$0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
6- enduit et plâtre (1 cm) -----	$0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$

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

2. Plancher Courant:

1- Carrelage (2 cm) -----	$44 \text{ kg/m}^2$
2- mortier de pose (2 cm) -----	$54 \text{ kg/m}^2$
3- Sable (1 cm) -----	$40 \text{ kg/m}^2$
4- dalle pleine (16 cm) -----	$400 \text{ kg/m}^2$
5- enduit de plâtre -----	$14 \text{ kg/m}^2$
6- cloisons -----	$75 \text{ kg/m}^2$

$$G = 627 \text{ kg/m}^2$$

3. Plancher R.D.C.:

1- carrelage (2 cm) -----	$44 \text{ kg/m}^2$
2- mortier de pose (2 cm) -----	$40 \text{ kg/m}^2$
3- sable (1 cm) -----	$18 \text{ kg/m}^2$
4- table compression + hourdis (16+4) -----	$260 \text{ kg/m}^2$
5- enduit de plâtre -----	$14 \text{ kg/m}^2$
6- cloisons -----	$75 \text{ kg/m}^2$

$$G = 451 \text{ kg/m}^2$$

4. Escaliers: 4 A. volée: Dalle inclinée d'épaisseur 12 cm

$$L = 30^\circ \cos \alpha = 0,866 \quad h = 17 \text{ cm}$$

1- poids propre de la poutrelle en B.A -----	$347 \text{ kg/m}^2$
2 poids propre des marches -----	$187 \text{ kg/m}^2$
3- mortier (2 cm) -----	$66 \text{ kg/m}^2$
4- Revêtement (3 cm) -----	$40 \text{ kg/m}^2$
5- garde-corps. -----	$250 \text{ kg/m}^2$

$$G = 740 \text{ kg/m}^2$$



4.2. Paliers:

1. Carrelage (2 cm) -----	44 kg/m <sup>2</sup>
2. Mortier de pose (2 cm) -----	40 kg/m <sup>2</sup>
3. Sable (2 cm) -----	36 kg/m <sup>2</sup>
4. Dalle (16 cm) -----	400 kg/m <sup>2</sup>
	<u>G = 520 kg/m<sup>2</sup></u>

garde corps en acier: tôle 7,85 t/m<sup>3</sup>  
8 barres  $\phi$  20

G = 88 kg/m<sup>2</sup>.

B. surcharges d'exploitation dynamiques:

1. plancher terrasse (non accessible) -----	100 kg/m <sup>2</sup>
2. plancher courant (habitation) -----	175 kg/m <sup>2</sup>
3. plancher R.D.C (habitation) -----	175 kg/m <sup>2</sup>
4. loggia, séchoir -----	350 kg/m <sup>2</sup>
5. Escaliers -----	250 kg/m <sup>2</sup>
6. Acrotère (main courante) -----	100 kg/m <sup>2</sup>

C. surcharges d'exploitation fixes:

1. cloisons (pour les planchers courants et R.D.C) ----- 75 kg/m<sup>2</sup>

Voiles périphériques du vide sanitaire:

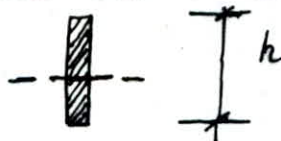
Voiles d'épaisseurs: e = 20 cm      h = 120 cm.

## Calcul des inerties

### I - Refend Plein

Le calcul des inerties des refends pleins ne pose aucune difficulté et on emploie la formule relative aux sections rectangulaires c'est-à-dire :

$$I^{xx} = \frac{b h^3}{12}$$



### II Refend avec ouvertures

Pour le calcul des inerties de ce genre de refend, on est obligé de recourir à un artifice de calcul qui remplace un refend avec ouverture par un refend fictif plein en employant la notion de l'"Inertie équivalente".

Par définition : l'inertie équivalente d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal uniformément repartie sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture. La flèche de ce refend est :  $F_p = \frac{H_0 Z^3}{8 E I_e}$

### Notations :

$H_0$  : effort tranchant à la base du refend.

$Z$  : hauteur totale du bâtiment.

$m$  : moment statique de chacune des éléments de refend par rapport au C.D.G. de l'ensemble

$$m = \frac{2 C}{\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2}}$$

$E$  : coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

$N_1, N_2$  : aire des éléments de refend 1 et 2.

$I_1, I_2$  : inertie des éléments de refend 1 et 2

$I$  : inertie totale du refend.  $I = I_1 + I_2 + 2mC$ .

$C$  : 1/2 distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

[J]: Coefficient tabulé donné par M. Biver dans l'abaque 823 b  
 (Cas de charge triangulaire inversée).

$\xi = \frac{h}{z}$ , avec  $h$ : hauteur de l'étage considérée

$\alpha = \omega z$  (angle de concordance (ou de phase) lithique).

$$\omega^2 = \frac{3 E' I}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 l}$$

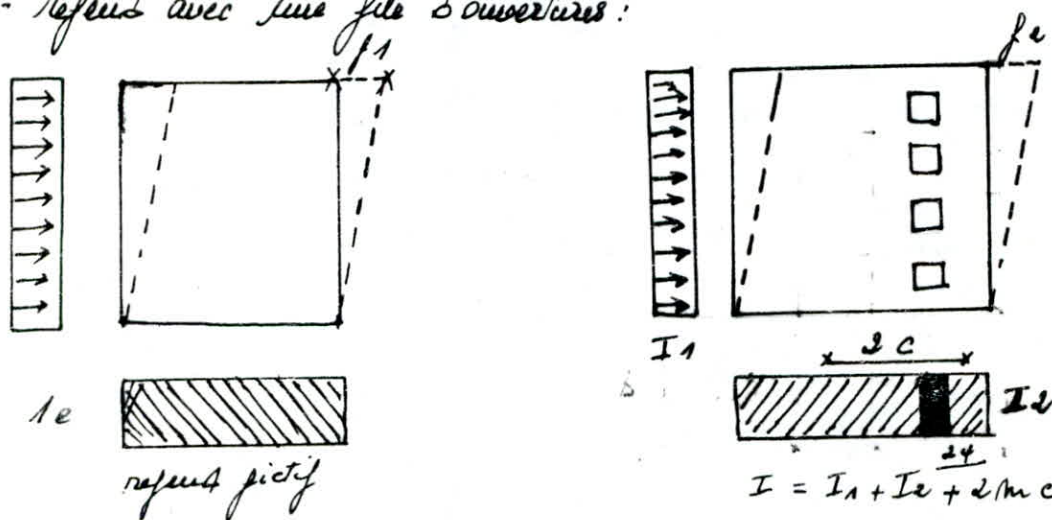
$E'$ : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau  
 (dans notre cas  $E' = \bar{E}$ )

$l$ : hauteur d'un étage.

$i$ : inertie du linteau

$a$ : demi-portée de l'ouverture.

a) - Refend avec une file d'ouvertures:



La fleche au sommet d'un refend avec une serie d'ouvertures est donnée par la formule:

$$f_0 = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} + \frac{2mc}{I} \frac{4J_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

soit:  $f_p = f_0 \leftrightarrow \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} + \frac{2mc}{I} \frac{4J_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI} = \frac{H_0 z^3}{8EI}$

[J]₀: [J] à la cote 0

b) - Refend à plusieurs files d'ouvertures.

la fleche au sommet est évaluée approximativement par:



$$f_0 = \frac{H_0 Z^3}{E(\Sigma I_i)} \frac{\psi_0}{2} + \frac{H_0 Z^3}{8 EI}$$

Donc :  $f_p = f_0 \rightarrow \frac{H_0 Z^3}{E(\Sigma I_i)} \frac{\psi_0}{2} + \frac{H_0 Z^3}{8 EI} = \frac{H_0 Z^3}{8^e I_e}$

a) pour 1. file d'ouverture ou a :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{(\Sigma I_i)} \frac{\psi_0}{2} + 1}$$

b) plusieurs files d'ouvertures :

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{EI} \frac{\psi_0}{2} + 1}$$

Calcul typique d'une poutre a une file d'ouvertures  
refend n°4 (longitudinal)

Dimensions

$$l_1 = 4,28 \text{ m} \quad l_2 = 6,48 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m} \quad 2a = 1,45 \text{ m}$$

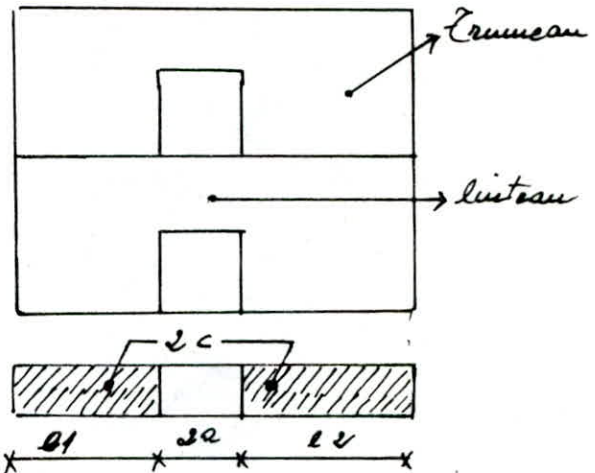
$$h_c = 0,9 \text{ m} \quad Z = 1,26 \text{ m}$$

$$S_{b1} = 0,685 = b \cdot l_1 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S_{b2} = 1,037 = b \cdot l_2 \text{ "}$$

$$I_1 = b \cdot \frac{l_1^3}{12} = 1,045 \text{ m}^4$$

$$I_2 = b \cdot \frac{l_2^3}{12} = 3,63 \text{ m}^4$$



$$I = b \frac{h_c^3}{12} = 9,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$m = 2,818 \text{ m}^3$$

$$C = 3,415 \text{ m}$$

$$I = 23,92 \text{ m}^4$$

$$W^2 = 0,168 \rightarrow W = 0,410$$

$$\alpha = 6,67$$

$$\psi_0 = 0,52$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8m \cdot 2c}{\Sigma I_i} \frac{\psi_0}{2} + 1}$$

$$I_e = 17,27 \text{ m}^4$$

Calcul des inerties équivalentes:

	Dimensions	m	I	$\omega$	$\alpha$	Ie
Repeints transversals	Ue 1 		24,87			
	Ue 2 	2,818	23,92	0,41	6,67	17,27
	Ue 3 		36,7	0,58	9,43	23,52
	Ue 4 Ue 6 	0,4	3,83	0,858	13,95	3,76
	Ue 5 		3,55			
	Ue 7 		34,38	0,4	6,5	13,37
	Ue 8 		24,87			
	Repeints longitudinaux	UL 1 UL 10 		0,085		
UL 2 			0,065			
UL 3 UL 11 		0,13	0,32	3,33	54,15	0,32
UL 4 		0,124	0,29	3,87	62,9	0,29
UL 5 UL 6 			0,3			
UL 7 			2,95			
UL 8 UL 9 			0,36			

Remarque:

$I_{mi}$ : est le moment statique de l'élément de repeint (ou des éléments de repeint) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau pris en considération, ie est calculé par rapport au Centre de gravité de l'ensemble des éléments:



## Calcul des périodes propres D'oscillations

### I. Introduction:

Effet du Sisme: L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps). Donc il y a une accélération affectant les masses de notre structure liées au sol qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

Lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps avec un caractère dynamique elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées régies par les lois complexes en général. Il lui succède dès que l'excitation disparaît, des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. Pour nous le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée. Le règlement en vigueur prescrit que:

la méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions citées par l'article 3.2.11 du R.P.A 81) ainsi notre bâtiment remplit toutes ces conditions.

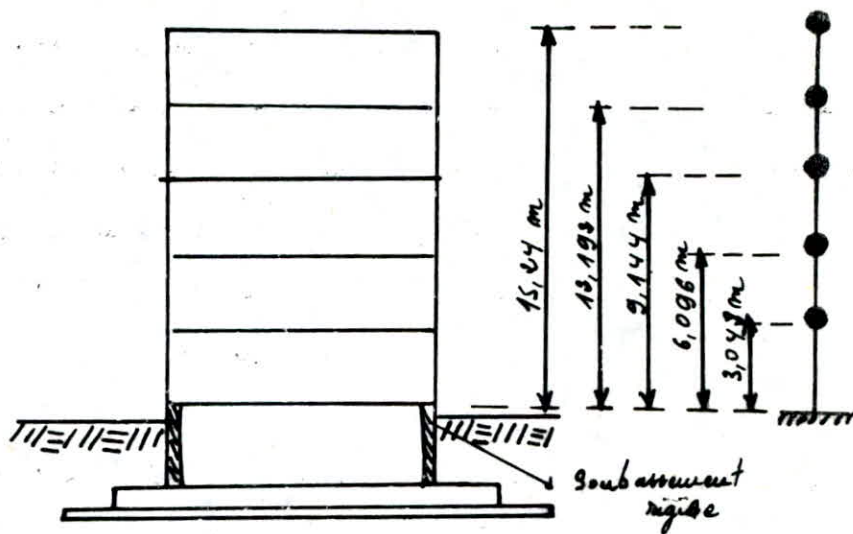
la méthode statique équivalente consiste à remplacer les forces sismiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives pour les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

la méthode dynamique directe qui est plus exacte est basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou des spectres de réponses.

Modélisation: par concentration des masses procure un moyen simple pour limiter le nombre de degrés de liberté à considérer dans l'étude de notre problème. la modélisation de votre structure se fera donc par une concentration de masses au niveau des planchers portés par une colonne verticale flexible.

L'ensemble vibre à partir du voile périphérique constituant un diaphragme très rigide par rapport à la structure qu'il supporte.

## Modélisation :



On obtient ainsi une course encastree à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planches soutenues par un élément élastique de rigidité  $k$  et de celle des éléments résistants et de masse négligeables.

Nous acceptons que pendant le processus oscillatoire basé sur une Au système reste plane, que les déformations élastiques sont infiniment petites et que par conséquent chaque masse a un seul degré de liberté; théoriquement nous avons trois degrés de liberté (le déplacement vertical et la rotation ont été négligés). Sachant que dans la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal nous faisons l'hypothèse que la modélisation reste valable.

Méthode de Calcul : il existe plusieurs méthodes pour la détermination des périodes propres de vibrations d'un système

↳ La méthode exacte : qui est la plus précise si elle est effectuée manuellement

↳ Les méthodes approchées : la méthode de Lord Rayleigh  
La méthode de Vignello- Stobela.

- les méthodes approchées fournissent des résultats satisfaisants.



$M = P_i \cdot x_i$      $M/E = M(x) = -P_i x_i + P_i \cdot x \rightarrow M(x) = (x - x_i) P_i$   
 $R = P_i$      $P_i = 1 \Rightarrow M(x) = x - x_i$

$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{E \cdot I} = \frac{x_i - x}{E \cdot I}$

$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} [x_i x - \frac{x^2}{2}] + C$  pour  $x=0 \Rightarrow y'(0) = 0 \Rightarrow C = 0$

à l'au  $y(x) = \frac{1}{EI} [\frac{x_i x^2}{2} - \frac{x^3}{6}] + C_1$  pour  $x=0 \Rightarrow y(0) = 0 \Rightarrow C_1 = 0$

à l'au

d'après le th. de réciprocité de

$$\Delta_j = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{x_j^2}{2} (x_i - \frac{x_j}{3}) \right]$$

Maxwell - Betti ou a:  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

calcul des déplacements statiques:

à l'au par  $\delta_{stj} = \sum_{i=1}^5 P_i \delta_{ij}$

la période du 1<sup>er</sup> mode fondamental et à l'au par,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^5 P_i x_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^5 P_i x_i}}$$

masses soumises à l'action sismique

Niveau j	1+4	T
masse: $M_j = G_i + P_j$	280,35	212,67

valeurs des déplacements unitaires  $E \cdot I \cdot \delta_{ij}$ :

j \ i	1	2	3	4	5
1	9,428	23,57	37,71	51,85	65,9
2	23,57	75,55	132,17	188,8	245,44
3	37,71	132,17	254,72	382,13	509,54
4	51,85	188,8	382,13	604,37	730,89
5	65,9	245,44	509,54	730,89	1179,88

calcul des déplacements:

soit  $x_i$  le déplacement de la 1<sup>er</sup> masse sous  $P_i$  (à i) ainsi i variant de 1 à 5 à l'au

$x_j = \frac{\sum_{i=1}^5 P_i \delta_{ij}}{EI} = \frac{\delta_{st,j}}{EI}$  avec  $E = EI = 348,245 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$ .

pour transversal :  $E \cdot I \cdot z = 40037,7 (\text{t m}^2)$

pour longitudinal :  $E \cdot I \cdot y = 2389 (\text{t m}^2)$

donc les valeurs de  $\kappa_j$ .

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Niv $j$	$\kappa \delta_{ij}$	$x$ Longitudinal (m)	$x$ Transversal (m)
1	48374,0	$2025 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
2	169969,95	$71,15 \cdot 10^{-4}$	$4,24 \cdot 10^{-4}$
3	334530,62	$140 \cdot 10^{-4}$	$8,35 \cdot 10^{-4}$
4	520.736,87	$218 \cdot 10^{-4}$	$13 \cdot 10^{-4}$
5	713998,78	$298,87 \cdot 10^{-4}$	$17,83 \cdot 10^{-4}$

la pulsation du 1<sup>er</sup> mode fondamental  $\omega_1 = \sqrt{g \frac{\sum_{i=1}^5 P_i x_i}{\sum_{i=1}^5 P_i x_i^2}}$

pour transversal

$$E P_i x_i = 0,92 (= 9175,78 \cdot 10^{-4})$$

$$E P_i x_i^2 = 139979,26 \cdot 10^{-8}$$

$$\omega_{Te} = \sqrt{g \frac{E P_i x_i}{E P_i x_i^2}} = 80,29$$

$$T_T = 0,078 \text{ s}$$

pour longitudinal

$$E P_i x_i = 1895$$

$$E P_i x_i^2 = 0,2$$

$$\omega_{Le} = 30,48$$

$$T_e = 0,28$$

b) méthode de Rayleigh améliorée.

cette méthode a l'avantage d'éliminer le choix arbitraire de la ligne de forme et qui est appelée méthode de la déformée statique.

Replacement statique  $\delta_{st, \kappa} = \sum_{ij}$

Niv	$P_j = M_j$	$\delta_{st, \kappa} = E P_i \delta_{ij} = x_{ij}$	$c_{ij} = \frac{x_{ij}}{x_{05}}$
1	280,35	48374,0	0,067
2	" "	169969,95	0,238
3	" "	334530,62	0,468
4	" "	520.736,87	0,729
5	212,67	713998,78	1,0

après ces itérations on détermine les déplacements longitudinaux et transversaux en suite les périodes respectives.



Niveau	Déplacement = trans	Déplacement = long
1	$0,77 \cdot 10^{-4}$	$18,96 \cdot 10^{-4}$
2	$28 \cdot 10^{-4}$	$47 \cdot 10^{-4}$
3	$5,66 \cdot 10^{-4}$	$94,97 \cdot 10^{-4}$
4	$8,99 \cdot 10^{-4}$	$150,74 \cdot 10^{-4}$
5	$12,49 \cdot 10^{-4}$	$209,33 \cdot 10^{-4}$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{x_{S,t}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{12,49 \cdot 10^{-4}}{9,81}} = 0,07 \text{ s}$$

$$T_e = 0,07 \text{ s.}$$

$$T_e = 0,20 \text{ s.}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{x_{S,l}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{209,33 \cdot 10^{-4}}{9,81}} = 0,29 \text{ s}$$

Calcul de la période du 2<sup>e</sup> mode:

le principe du calcul est détaillé dans l'exercice

Après le principe d'orthogonalité des modes  $\sum m_i (\alpha_i^T - \alpha_i^T) = 0$

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot x_i^T \cdot \alpha_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \alpha_i^T \cdot \alpha_i}$$

Sous transversal:

$$\left. \begin{aligned} \sum m_i \alpha_i \delta_i x &= 157,048 \cdot 10^{-8} \\ \sum m_i \alpha_i \delta_i &= 67179,8 \cdot 10^{-1} \end{aligned} \right\} \Rightarrow x_t = 427,77$$

Sous longitudinal

$$\left. \begin{aligned} \sum m_i \alpha_i \delta_i x &= 43471,38 \cdot 10^{-8} \\ \sum m_i \alpha_i \delta_i &= 18884132 \cdot 10^{-8} \end{aligned} \right\} \Rightarrow x_l = 434,3$$

$$x_i^T = x_i - \delta_i \cdot X$$

Sous transversal	Sous longitudinal
$x_{1T} = 0,085 \cdot 10^{-4}$	$x_{1L} = 1,66 \cdot 10^{-4}$
$x_{2T} = 0,19 \cdot 10^{-4}$	$x_{2L} = 3,57 \cdot 10^{-4}$
$x_{3T} = 0,099 \cdot 10^{-4}$	$x_{3L} = 3,77 \cdot 10^{-4}$
$x_{4T} = 0,0068 \cdot 10^{-4}$	$x_{4L} = 0,038 \cdot 10^{-4}$
$x_{5T} = -0,129 \cdot 10^{-4}$	$x_{5L} = -3,48 \cdot 10^{-4}$

periode de la 1<sup>re</sup> mode:  $\omega_1 = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i^2}{\sum P_i x_i^2}}$

sens transversal:

$$\sum P_i x_i^2 = 79,32 \cdot 10^{-4}$$

$$\sum P_i x_i^2 = 18,445 \cdot 10^{-8}$$

$$\omega_{1t} = 0,649,5$$

$$T_{1t} = 0,0097,1$$

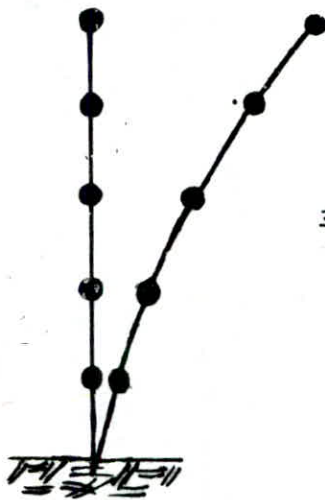
sens longitudinal:

$$\sum P_i x_i = 1793,7 \cdot 10^{-4}$$

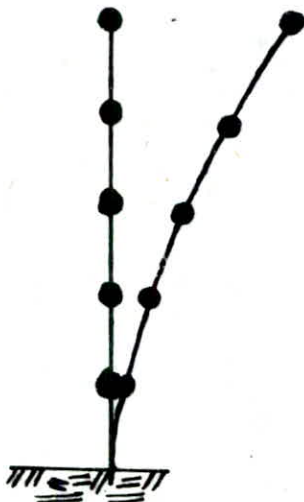
$$\sum P_i x_i^2 = 10906,075 \cdot 10^{-8}$$

$$\omega_{1l} = 127$$

$$T_{1l} = 0,0094,1$$



sens transversal



sens longitudinal



1<sup>re</sup> mode:

2<sup>de</sup> mode:

## Etude Du Vent

### Introduction

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la structure, en tant que premier lien de la chaîne de mode fondamental à oscillation de la structure dans la direction étudiée. À de faibles vitesses longues le vent est généralement laminaire, les effets sur la construction ayant un caractère statique. Au cas où le stade ne présente pas d'intérêt. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique, et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage (risque de résonance). Les effets du vent deviennent dynamiques, il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

Les actions du vent sur les différents pans d'une construction admettent une résultante géométrique  $\vec{R}$ , dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante  $\vec{R}$  peut se décomposer en (03) Composantes.

- la force de traînée  $T$  suivant la direction du vent dans un plan horizontal
  - la force de dérive  $L$  perpendiculaire à  $T$  dans le plan horizontal
  - la portance de dérive  $U$  suivant la direction verticale ascendante
- $$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

Détermination de la force de traînée  $T$ :

C'est l'effort le plus important, donc il conditionne le dimensionnement de la construction au contreventement.

Les caractéristiques géométriques de la construction sont :-

- grand côté de la base :  $a = 19,38 \text{ m}$
- petit côté de la base :  $b = 13,61 \text{ m}$
- hauteur totale offerte au vent :  $h = 15,24 \text{ m}$

$T = C_e \cdot \beta \cdot S \cdot q$  de. L'effort de traînée est fonction de la hauteur du niveau considéré, pour cela nous tracerons une courbe représentative de l'effort de traînée en fonction de la hauteur.



a/ Coefficient de traînée  $C_t$

Le coefficient dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et de son élancement

$C_t = C_{t0} \delta_0$ ,  $C_{t0}$ : Coefficient global de traînée  $C_{t0} = 1,3$  (N.V.65 Commentaire III-2.161)  
 $\delta_0$  Coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le Diagramme R III 5 N.V.65

Pour un vent normal à la grande face "a"

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{15,24}{19,38} = 0,79 ; \frac{b}{a} = 0,7 \rightarrow \delta_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3$$

Pour un vent normal à la petite face "b"

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{15,24}{13,61} = 1,12 ; \frac{b}{a} = 0,7 \rightarrow \delta_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3$$

b/ Coefficient de majoration dynamique  $\beta$ :-

Coefficient tenant compte de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération, et lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la construction.

$\beta = (1 + \xi \cdot \xi) \theta \gg 1$   $\xi$ : Coefficient de reprise en fonction de la période, et tient compte du  $d^\circ$  d'amortissement  $\xi = 0,348$ : évalué en fonction du niveau pris en considération

Exemple:  $h = H = 15,24 \text{ m} \rightarrow 0,348$  (R III 4. N.V. 65)

Coefficient global dépendant du type de la construction, pour un bâtiment d'habitation  $\theta$  dépend de la cote  $H_s$  du sommet du bâtiment:

$$H_s = h = 15,24 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,70$$

$$\begin{array}{ll} T_e = 0,07 & \xi_e = 0,08 \\ T_e = 0,29 & \xi_e = 0,2 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{parois à densité normale en B.A} \\ \text{(R III . 3 N.V. 65)} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{donc } \beta_e = (1 + \xi_e \xi) \theta = 0,72 \\ \beta_c = (1 + \xi_c \xi) \theta = 0,75 \end{array} \right\} \rightarrow \beta_e = \beta_c = 1,0$$

c/ Coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimensions donné en fonction de la hauteur et du niveau pris en considération (R III.2. N.V.65)

Pour  $h = 15,24 \text{ m}$  et  $a = 19,38 \text{ m}$  on a  $\delta = 0,79$

d Pression du vent:  $q_h = k_s k_m q_H$  (pour un vent normal)

- effet de site  $k_s$ : Site exposé; Région II  $\Rightarrow k_s = 1,3$
- effet de masque  $k_m$ :  $k_m = 1$  pas d'effet de masque.

Pression dynamique:

$q_H$ . agissant à la hauteur  $H$

$$q_H = q_{10} \frac{2,5(H+18)}{(H+60)}$$

$q_{10} = 71,33 \text{ kg/m}^2$  (Region II)

$q_h = k_s k_m q_H$  dans notre cas  $H = 78,78 \text{ kg/m}^2$

4 ou  $q_h = 1,3 q_H = 102,42 \text{ kg/m}^2$

pression dynamique corrigée:  $S q_h$

$$\delta q_h = .80,91 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow .30,6 < \delta q_h < 17,5$$

longueur du maître couple d:

longitudinal:  $l_e = a = 19,38 \text{ m}$

$h = 15,24 \text{ m}$ . transversal:  $l_e = b = 13,67 \text{ m}$

l'effort de traction sera donc au niveau  $h = 15,24 \text{ m}$

sous longitudinal  $T_z = C_t \beta \cdot \delta q_h \cdot a = 2038,4 \text{ kg/m}$

sous transversal  $T_z = C_t \beta \cdot \delta q_h \cdot b = 1431,5 \text{ kg/m}$

pour les autres niveaux. les résultats seront présentés sous forme de tableau au a  $T_z^c = 1,75 T_n$

effort de force: théorie de KARMAN.

$A$ : longueur du maître couple

$$T_k = \frac{A}{S \cdot v}$$

$S$ : Nombre dit de Strouhal:  $0,25 \leq S \leq 0,3$   
 $v$ : vitesse du vent.

la résonance est obtenue lorsque  $T_k = T$  la vibration propre

$U_{cr} = \frac{A}{S \cdot T}$  longitudinal:  $T_{0z} = 0,29$   $U_{0z} = 267,3 \text{ m/s.} > 25$   
 transversal:  $T_{0z} = 0,07$   $U_{0z} = 777,7 \text{ m/s.} > 25$

4 ou le but de faire le calcul de la force. calcul de la portance.

$$L = C_u \cdot \delta q \cdot S_u$$

a)  $C_u = C_i - C_e$

$C_i$ : coefficient de surpression intérieure sur la terrasse  $C_e$ : dépression extérieure.  $C_i = .0,3$   $C_e = 0,5 \Rightarrow C_u = 0,3 + 0,5 = 0,8$

b) pression du vent.  $q_h = 102,42 \text{ kg/m}^2$

c) surface  $S_u \approx .250 \text{ m}^2$   $\delta = 0,79$

22.

Niv	Ct	$\xi$	$Z$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	$K_s$	$q(\text{kg/m}^2)$	$s_q(\text{kg/m}^2)$	$d(\text{m})$	$T_r^a(\text{kg/m}^2)$	$T_r^c(\text{kg/m}^2)$
16,24	1,3	0,08	0,35	0,7	1	0,79	1,3	102,42	80,91	19,38	2038,45	3567,29
12,192	1,3	0,07	0,354	0,7	1	0,79	1,3	96,65	76,60	19,38	1929,86	3377,26
9,144	1,3	0,08	0,358	0,7	1	0,79	1,3	91,01	71,90	19,38	1811,45	3170,04
6,096	1,3	0,08	0,36	0,7	1	0,79	1,3	84,5	66,77	19,38	1682,2	2943,85
3,048	1,3	0,08	0,36	0,7	1	0,79	1,3	77,4	61,14	19,38	1540,36	2695,63
0	1,3	0,08	0,36	0,7	1	0,79	1,3	69,55	69,55	19,38	1384,16	2422,28

Effort de Traînée pour un vent agissant longitudinalement

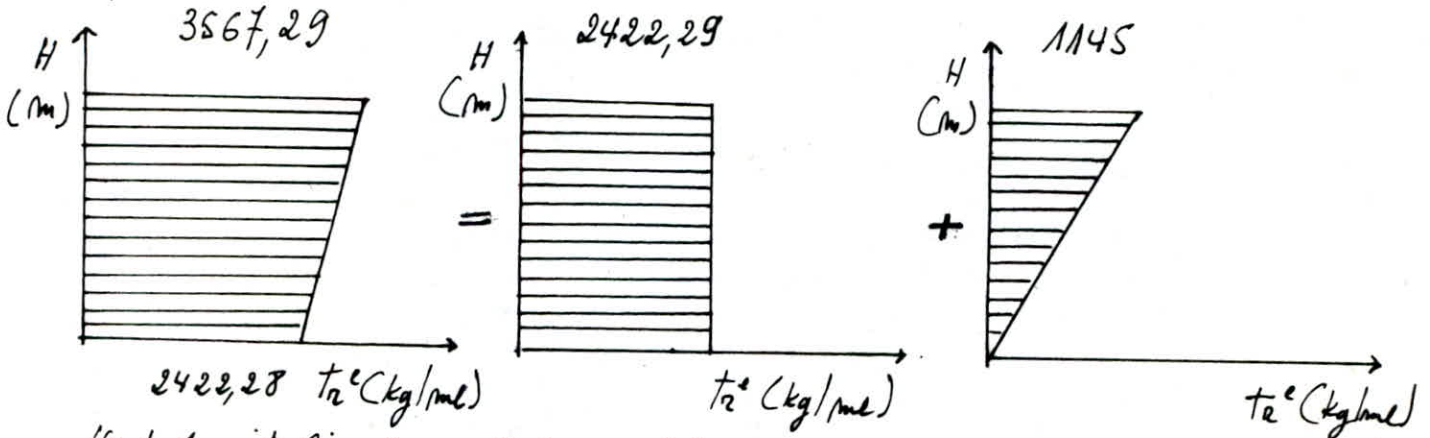


$\mu = C_u \rho_g S_u = 16182,36 \text{ kg} = 16,172 \text{ t}$

$\mu_{ex} = \text{portance s\u00e9ismique} = 1,75 \mu = 28,3 \text{ t}$

$\mu$  est n\u00e9gligeable devant le poids de la structure donc les actions de vent seront \u00e9valu\u00e9es par l'effort de traction.

Le diagramme devant H (Te) est sensiblement \u00e9quivalent \u00e0 celui repr\u00e9sent\u00e9 ci-dessous



Vent longitudinal: effort r\u00e9sultant au niveau de chaque \u00e9tage voir tableau

ex: : RDC (niveau 0) h: hauteur du b\u00e2timent

$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 h + P_1 \frac{h}{2} = 2422,29 \cdot 15,24 + 1145 \cdot \frac{15,24}{2} = 45649,6$

$M_e = M_{e0} + M_{e1} = P_0 \frac{h^2}{2} + P_1 \frac{h^2}{3} = 2422,29 \cdot \frac{15,24^2}{2} + 1145 \cdot \frac{15,24^2}{3} = 369942,6$

donc le tableau suivant:

niveau	Vent longitudinal		Vent Transvers	
	$H_e (t)$	$M_e (T.m)$	$H_e (t)$	$M_e (T.m)$
15,24	0	0	0	0
12,192	10,58	16,3	7,4	11,4
9,144	20,53	63,8	14,4	44,8
6,096	29,92	140,5	20,9	98,6
3,048	38,17	243,5	26,8	171,03
0	45,64	369,9	32,05	259,8

## Etude du Séisme

Règlement utilisé: Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 1981)

### - introduction //

- le but du RPA est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.
- Suivant le RPA, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.
- le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur; dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.
- les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme réel. Car on tient compte de certains phénomènes, tels que la possibilité de l'adaptation plastique cette prise en compte est le plus souvent justifiée puisque les structures généralement hyperstatiques sortent du domaine élastique pour passer dans le domaine plastique lorsqu'elles sont assujetties à un tremblement de terre.

### Action Sismique //

les forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément la direction de chacun des axes principaux de la structure est:

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

Définitions et valeurs des coefficients.

S. W poids de la structure: la valeur comprend la totalité des charges (propre de la structure, poids des remplissages et revêtements, poids des équipements fixes.)  $W = 1511 \text{ t}$

force sismique  $V = A.B.D.Q.W. = 0,15 \cdot 2 \cdot 925 \cdot 1,2 \cdot 1511 = 136 \text{ t}$

$V =$  pour notre cas garde la même valeur dans les deux sens.

Distribution des forces laterales: la force laterale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivantes

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t = 0$  car les peristres trans et long sont  $< 0,7$

La partie restante de l'effort horizontal  $V$ :

doit être distribuée sur la hauteur de la structure comme suit:

$$F_k = \frac{(v \cdot F_t) w_k \cdot F_k}{\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_i)}$$

$F_k$ : effort horizontal au niveau  $k$ .

les données sont représentées pour le tableau suivant:

Niveau	$h_i$	$w_i$	$F_i$	$F_i$ cumulés	$M$
T	15,24	212,67	37,4	37,4	0
4	12,192	280,35	39,4	76,8	114
3	9,144	"	29,6	106,4	348
2	6,096	"	19,7	126,1	672,3
1	3,048	"	9,86	135,96	1056,6
RDC	0	"	0	135,96	1471



1. A: Coefficient d'accélération des zones: dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

- un bâtiment à usage d'habitation fait partie du groupe d'usage 3
  - le lieu d'implantation Berrougghia zone sismique II
- le tableau 1 page 16 du RPA 81 version 83 donne  $A = 0,15$ .

2. B: facteur de comportement de la structure: dépend du type et nature des contreventement a tableau 2, p 22 (RPA 81) (version 83)

- structure voiles porteur la sollicitation est entièrement reprise par ces voiles
- $B = \frac{1}{4} = 0,25$

3. C: facteur d'amplification dynamique moyen: dépend du mode fondamental  $T$  et de la nature du sol de RPA considéré un amortissement égale à 10% est donné "figure 4" page 17 pour un sol meuble.

- 1) sans transversal:  $T_T = 0,29 s$
  - 2) sans longitudinal:  $T_L = 0,07 s$
- $\Rightarrow D = 2$ .

4. Q: facteur de qualité: est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de contreventement de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

La valeur  $Q$  est donnée par:  $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$

où  $P_q = 0,1$ : est la qualité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité. N.B: pratiquement on souhaite que  $Q \leq 13$ .

- 1<sup>er</sup> Critère: Condition minimal des fils porteurs: observé  $P_{q1} = 0$
- 2<sup>er</sup> Critère: surabondance en plan: critère observé  $P_{q2} = 0$
- 3<sup>er</sup> Critère: symétrie en plan: critère observé  $P_{q3} = 0$
- 4<sup>er</sup> Critère: régularité en élévation: critère observé  $P_{q4} = 0$
- 5<sup>er</sup> Critère: Contrôle de la qualité des matériaux: non observé  $P_{q5} = 0,1$
- 6<sup>er</sup> Critère: Contrôle de la qualité de la construction: non observé  $P_{q6} = 0,1$

$Q = 1,2$

## Calcul du Centre de Masse:

En supposant que les masses sont concentrées au niveau des poteaux, on calcule pour chaque élément de la structure, son poids propre  $M_i$  et son centre de gravité par rapport à une origine choisie arbitrairement. Le centre de masse est donné par ses coordonnées  $(x_c, y_c)$ .

On donnera les résultats sous forme de tableaux.

### Centre de Masse Au Niveau Terrasse:

après avoir noté différents états. on aura  $G + 1,2 P = 789 \text{ kg/m}^2$

Section	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$x_i$	$M_i = S_i$	$M_i x_i$	$y_i$	$M_i y_i$
I	38,96	1,735	30,74	53,33	6,385	196,28
II	37,11	4,97	29,28	145,52	6,385	186,95
III	28,17	8,795	22,23	195,9	9,77	217,19
IV	28,17	13,285	22,23	295,33	9,77	217,19
V	38,96	17,525	30,74	538,72	6,385	196,28
VI	21,48	9,13	16,95	137,80	4,56	77,29
VII	20,19	11,21	15,93	178,58	4,56	72,64
VIII	38,96	14,3	30,74	439,58	4,56	140,17
			198,83	198		1303,99

$$x_c = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 9,98 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,56 \text{ m}$$

Centre de Masse	$x_c \text{ (m)}$	$y_c \text{ (m)}$
de l'acrotère	9,4	6,7
de l'BC	9,8	6,8
des Voiles	9,54	6,7



Centre de masse du plancher courant :

$G + 1,2 P = 1,048 \cdot t$  Loggia, section, escalier

Section	$z_i$	$x_i$	$y_i$	$P = m S_i$	$P x_i$	$P y_i$
1	4,41	1,735	11,71	4,62	8,06	54,10
2	4,2	4,97	11,71	4,4	21,87	51,53
3	34,05	17,35	5,605	31,05	53,87	174,04
4	32,43	4,97	5,605	28,36	140,95	158,96
5	7,2	8,795	13,33	7,54	66,32	100,51
6	7,2	13,285	13,33	7,54	100,17	100,51
7	20,134	8,795	10,12	16,84	148,11	170,42
8	20,134	13,285	10,12	16,84	223,72	170,42
9	16,8	8,13	4,56	14,27	116,02	65,07
10	4,2	8,13	0,9	4,4	35,77	3,96
11	escalier	11,21	3,77	16,57	185,75	62,47
12	16,80	14,3	4,56	14,52	207,64	66,21
13	4,2	14,3	0,90	4,4	62,92	3,96
14	4,41	17,525	11,71	4,62	80,966	54,1
15	34,08	17,525	5,605	33,18	581,48	185,97
				209,15	2033,62	1142,56

$x_c = 9,72$

$y_c = 5,46$

pour les autres elements les resultats sont regroupés sur un tableau.



## Calcul du Centre de torsion

Definition: Le centre de torsion (ou centre elastique ou centre de rigidite, ou centre de gravite' de moments d'inertie) d'un groupe de referents est caracterise par 2 proprietes suivantes.

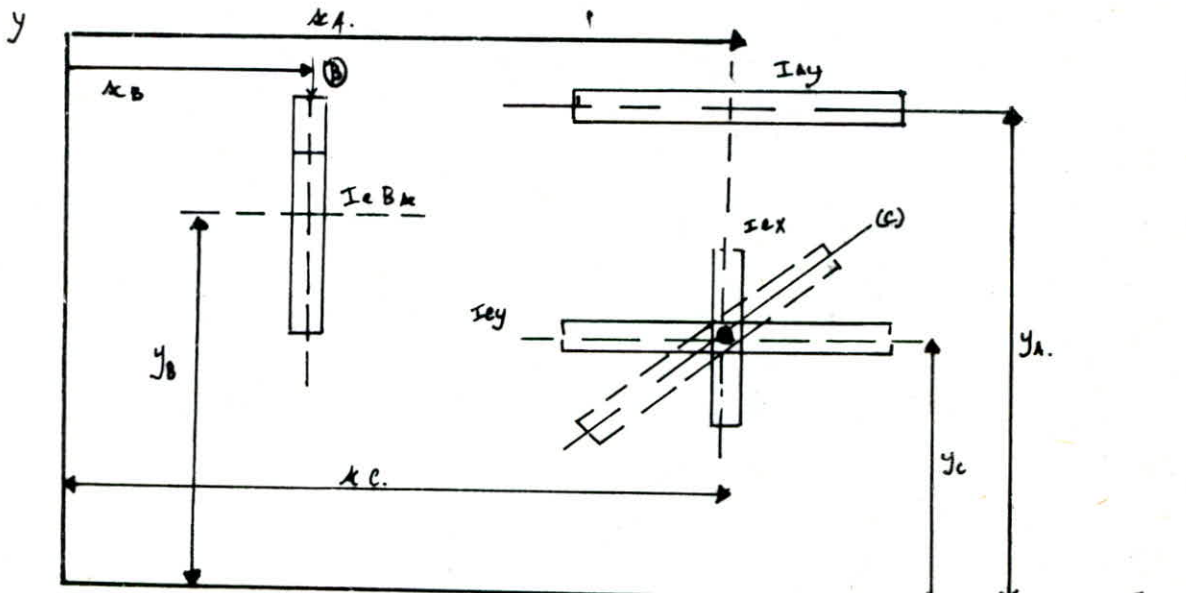
1. une force  $F$  est la ligne d'action passe par le centre de torsion en genere uniquement une translation des referents. la direction de la translation est parallele a la direction de la force.

2. un moment  $M$  est l'axe (verticale) passe par le centre de torsion en genere uniquement une rotation.

Coordonnees du Centre de torsion: Si le plan du niveau est lie au repere  $(0; x; y)$  alors:

$$x_T = \frac{\sum (I_x \cdot x)}{\sum I_x} \quad y_T = \frac{\sum (I_y \cdot y)}{\sum I_y}$$

Simplification admise: L'inertie propre d'une referent par rapport a l'axe parallele a sa longueur (une en coupe) est negligeable.



Exemple:

$$x_T = \frac{I_e B_x \cdot x_B + I_e x \cdot x_C}{I_e B_x + I_e x} \quad y_T = \frac{I_e y \cdot y_A + I_e y \cdot y_C}{I_e y + I_e y}$$

Calcul du Centre de torsion:

Voie	I <sub>xx</sub>	x
Voie 1	24,97	0,08
Voie 2	17,27	3,24
Voie 3	23,52	6,47
Voie 4	3,76	9,65
Voie 5	3,55	11,27
Voie 6	3,76	12,55
Voie 7	13,37	15,71
Voie 8	24,87	19,02

Voie	I <sub>yy</sub>	y
Voie 1 Voie 10	0,08	10,83
Voie 2	0,066	10,83
Voie 3 Voie 11	0,315	9,28
Voie 4	0,29	9,28
Voie 5 Voie 6	0,3	12,09
Voie 7	2,85	7,26
Voie 8 Voie 9	0,36	1,48
		Σ = 6,86

Σ 114,97

$$x_T = \frac{\sum I_{xx} \cdot x}{\sum I_{xx}} = 8,9 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{yy} \cdot y}{\sum I_{yy}} = 5,96 \text{ m}$$

Après le centre de torsion on calcule l'excentricité et le moment d'inertie polaire afin de pouvoir faire la distribution des forces horizontales.

Moment d'inertie polaire:  $J = \sum I_{xx} x^2 + \sum I_{yy} y^2$

avec x et y tel que  $\left. \begin{matrix} x = x - x_T \\ y = y - y_T \end{matrix} \right\}$  pour chaque voie  
 $J = 594307 \text{ m}^6$

Calcul des excentricités dans les deux sens:

$$\begin{matrix} x_T = 8,9 \text{ m} \\ y_T = 5,96 \text{ m} \end{matrix} \quad \left\{ \begin{matrix} e_x = x_T - x_c \\ e_y = y_T - y_c \end{matrix} \right.$$

	Voie	terrasse	Courant	RDC	acrotère
(m) e <sub>x</sub>	0,6	1,0	0,82	0,9	0,5
(m) e <sub>y</sub>	0,74	0,6	0,5	0,84	0,74

la plus grande excentricité se trouve - Niv<sup>1</sup> terrasse - sous (x<sub>c</sub> - x<sub>c</sub>) e<sub>x</sub> = 1,0 m  
 le % exigé par le RPA est respecté: - Niv<sup>1</sup> RDC - sous (y<sub>c</sub> - y<sub>c</sub>) e<sub>y</sub> = 0,84 m

Distribution des forces horizontales:

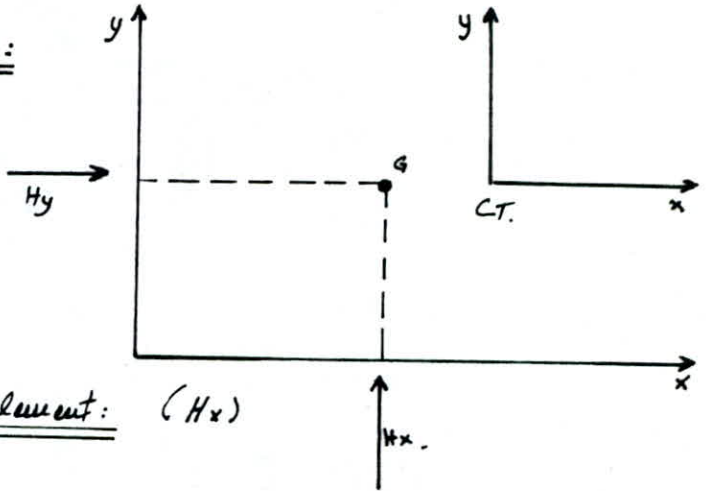
On considère une force horizontale de 100t dans chacune des deux directions du bâtiment, et le résultat trouvé pour un référent sera directement le pourcentage de la force extérieure réelle qui lui reviendra l'un ou l'autre des cas:

1°) force sismique longitudinale:

$H_y = 100t$  et  $H_x = 0$ .

2°) force sismique transversale:

$H_x = 100t$  et  $H_y = 0$ .



- force sismique dirigée transversalement: ( $H_x$ )

- translation:  $H'_x = H_x \cdot \frac{I_{cx}}{I_{cx}}$

- rotation:  $H''_x = H_x \cdot e_x \cdot x \cdot \frac{I_{cx}}{J}$

$H''_x = H_x \cdot e_x \cdot y \cdot \frac{I_{cy}}{J} \Rightarrow$  liée à  $H_x$  dans (VL).

- force sismique dirigée longitudinalement ( $H_y$ )

- translation:  $H'_y = H_y \cdot \frac{I_{cy}}{I_{cy}}$

- rotation:  $H''_y = H_y \cdot e_y \cdot y \cdot \frac{I_{cy}}{J}$

$H''_y = H_y \cdot e_y \cdot x \cdot \frac{I_{cx}}{J} \Rightarrow$  liée à  $H_y$  dans (VL).

- forces totales:

VL:  $H_x = H'_x + H''_x$  ;  $H_x = H''_x y$  liée à  $H_y$

VL:  $H_y = H'_y + H''_y$  ;  $H_y = H''_x x$  liée à  $H_x$

$H_y$  pour les voiles longitudinaux  $M_T = H_y \cdot e_y$

$H_x$  pour les voiles transversaux  $M_T = H_x \cdot e_x$



$$J = 5943,07 \text{ m}^4 \quad \Sigma I_{ey} = 5,34 \quad e_y = 0,84 \text{ m}$$

Voiles	$I_{ey}$	y	force de translation		force de rotation		force totale	
			$H'_y$ %	$H'_x$ %	$H''_y$ %	$H''_x$ %	$H_x$ %	$H_y$ %
VL1.VL10	0,085	4,87	1,659	0	0,0058	0	0	1,596
VL 2	0,066	4,87	1,24	0	0,0045	0	0	1,245
VL3.VL11	0,32	-5,68	5,99	0	-0,0257	0	0	5,99
VL 4	0,29	-5,68	5,43	0	-0,023	0	0	5,43
VL5.VL6	0,3	6,13	5,62	0	0,026	0	0	5,65
VL 7	2,85	1,3	53,37	0	0,052	0	0	53,42
VL8.VL9	0,36	-4,48	6,74	0	-0,023	0	0	6,74

$$J = 5943,07 \text{ m}^4$$

$$EI_{ex} = 11447 \text{ ex } 1 \text{ m}$$

33

Voiles	$I_{ex}$	X	force de translation		force de rotation		force totale	
			$H''_x$ %	$H''_y$ %	$H''_x$ %	$H''_y$ %	$H_g$ %	$H_x$ %
Ve 1	24,87	- 8,80	21,6	0	- 3,68	0	0	21,6
Ve 2	17,25	- 566	15,02	0	- 1,64	0	0	15,02
Ve 3	23,52	- 2,48	20,45	0	- 0,96	0	0	20,45
Ve 5	3,55	- 2,37	3,08	0	0,14	0	0	3,22
Ve 4, Ve 6	3,76	- 365	3,27	0	0,23	0	0	3,5
Ve 7	13,37	6,81	11,63	0	1,58	0	0	13,16
Ve 8	24,87	10,12	21,6	0	4,23	0	0	25,83

- 33 -

## Calcul pratique des refends à une file d'ouvertures:

Le cas général déjà étudié montre qu'il existe deux fonctions  $\phi(\alpha, \xi)$  et  $\psi(\alpha, \xi)$  génératrices respectivement des efforts tranchants  $\pi$  dans les linteaux et des moments  $M$  dans les trumeaux.

A. Effort tranchant: à chaque niveau  $\xi$  il s'écrit  $\pi(\xi) = H_0 z \phi(\alpha, \xi)$   
la valeur de  $\phi(\alpha, \xi)$  est lue dans l'abaque de (M. Aïme B. 23 a page 105)

B. Moment fléchissant: à chaque niveau  $\xi$  pour chacun des deux trumeaux on a

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left( \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2 \text{ cm}}{I} \psi(\alpha; \xi) \right)$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 z \left( \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2 \text{ cm}}{I} \psi(\alpha; \xi) \right)$$

la valeur  $\psi(\alpha; \xi)$  est lue dans l'abaque de (M. Aïme B. 23 b page 105)

C. effort normal: à chaque niveau  $\xi$  on a:  $N = \Sigma \pi$  dans le cas général.

## Calcul pratique des refends à plusieurs files d'ouvertures

Dans ce cas on néglige les déformations dues à l'effort normal dans les éléments de refends dans le but d'arriver à une expression du degré de monolithisme simple. à partir de la première étude détaillée (refend à une file d'ouvertures) on peut généraliser le problème en le décomposant le refend à files multiples d'ouvertures en plusieurs refends à une seule file d'ouverture. cette approche qui désolidarise partiellement le grand refend conduit à des résultats par excès relativement aux valeurs réelles.

Degré de Concorde:  $w^L = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 \dots)} \left( \frac{i_1 c_1^2}{2,3} + \frac{i_2 c_2^2}{2,3} + \dots \right)$

A. effort tranchant: au niveau  $\xi$  pour le linteau d'insertion  $i_1$   
dans notre cas:  $i_1 = i_2 = \dots = i.$

$$\pi_1(\xi) = H_0 z \frac{i_1 c_1}{2,3 \left( \frac{i_1 c_1^2}{2,3} + \frac{i_2 c_2^2}{2,3} + \dots \right)} \phi(\xi)$$



B. Moment flechissant: Au niveau  $\xi$ :

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 \xi \left( \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} - \eta(\xi) \right)$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 \xi \left( \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} - \eta(\xi) \right)$$

C. effort normal:

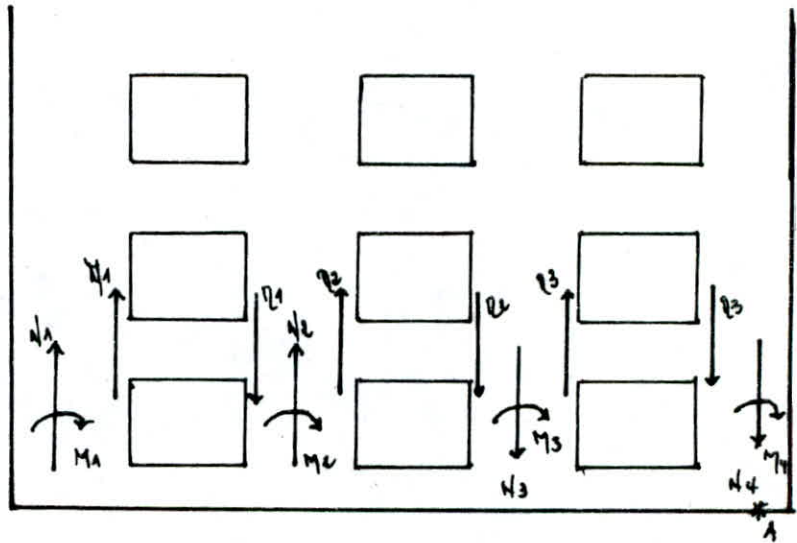
$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

$$N_4 = \sum \pi_4$$

$H_0 \rightarrow$



Vérification: A chaque niveau il faut vérifier que la somme des moments sur intérieurs pote, égale au moment extérieur.  
 (exemple de la figure il faut vérifier l'équilibre extérieur par rapport au point A (vérification se fait à la base des poteaux))

$$\text{par: } M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + \dots + 2N_1 (c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_2 (c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_3 (c_1 + \dots)$$

Aus notre cas ou aura:

une file d'ouvertures:  $M = M_1 + M_2 + 2N_1 c_1$

deux files d'ouvertures:  $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1 (c_1 + c_2) + 2N_2 c_2$

Valas plains

UL 7 L = 5,08 m % 53,42

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	60,89
3	0,6	18,59
2	0,4	359,14
1	0,2	564,43
Rdc	0	7258

UL 8 UL 9 L = 3,0 m % 6,74

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	7,68
3	0,6	23,45
2	0,4	28,45
1	0,2	71,21
Rdc	0	9914

UL 1 UL 10 L = 1,85 m % 1,596

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	1,82
3	0,6	5,55
2	0,4	10,73
1	0,2	16,86
Rdc	0	28,48

UL 2 L = 1,7 m % 1,245

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	1,42
3	0,6	4,33
2	0,4	9,37
1	0,2	13,15
Rdc	0	18,31

UL 5 UL 6 L = 2,83 m % 5,65

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	6,44
3	0,6	19,66
2	0,4	37,98
1	0,2	59,69
Rdc	0	83,11

UL 1 L = 12,21 m % 21,6

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	24,62
3	0,6	75,17
2	0,4	145,22
1	0,2	228,23
Rdc	0	317,74

UL 5 L = 6,43 m % 3,22

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	3,64
3	0,6	11,2
2	0,4	21,65
1	0,2	34,02
Rdc	0	47,37

UL 8 L = 12,21 m % 25,83

Niv	§	M
T	1	0
4	0,8	29,45
3	0,6	89,89
2	0,4	113,66
1	0,2	272,92
Rdc	0	379,96

$U_2$   
 $L = 12,21$   
 $C = 3,415$   
 $2a = 1,45 \mu$   
 $\mu = 2,818$   
 $I_1 = 1,045$   
 $I_2 = 3,63$

Niv	$\xi$	$\frac{(1-\xi)^2 + \xi}{3}$	$\psi$	$\frac{2mc\psi}{I}$	$\phi$	$\pi$	$N$	$M_1$	$M_2$
T	1	0	0	0	0,15	1,1	1,1	0	0
4	0,8	0,037	0,05	0,017	0,25	1,83	2,93	-0,2	0,69
3	0,6	0,1386	0,09	0,038	0,4	2,93	5,86	4,56	15,84
2	0,4	0,288	0,19	0,081	0,54	3,96	9,82	9,31	32,34
1	0,2	0,469	0,31	0,14	0,52	3,8	13,64	15,13	52,56
RAC	0	0,67	0,36	0,17	0	0	13,64	26,7	92,75

$M_1 + M_2 + 2Nc = 212,61$

$M_{ext} = 220,9$

Erreur 3,75%

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:



$$\text{Voile } 3 \alpha = 9,43$$

$$C_1 = 233$$

$$C_2 = 2325$$

Ut 3 L = 14,18m % 20,45 201 = 16m C1 = 2333 I1 = 219 I2 = 0,084 I3 = 1,024	Niv	$\xi$	$\phi$	$\psi$	$\pi_1$	$\pi_2$	N1	N2	N3	M1	M2	M3
	T	1	0,11	0	1,62	0,4	1,62	1,27	-0,4	0	0	0
	4	0,8	0,21	0,03	3,1	0,76	4,57	3,41	-1,16	1,96	0,07	0,92
	3	0,6	0,4	0,09	5,9	1,45	10,47	7,86	-2,61	13,59	0,5	6,38
	2	0,4	0,58	0,19	8,51	2,1	18,98	14,27	-4,71	27,41	1,04	12,87
	1	0,2	0,65	0,32	9,55	2,34	28,68	21,63	-7,05	41,67	1,58	19,57
	RDC	0	0	0,4	0	0	28,68	21,63	-7,05	75,51	2,86	35,5

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1 C_1 + 2N_3 C_2 = 280,5$$

$$M_{\text{tot}} = 300,8$$

Erreur 6,7% : Verification :

## Introduction:

Les efforts à considérer pour l'évaluation du ferrailage de voies sont le résultat de la superposition des efforts dus aux charges verticales et effort induits par le séisme. Le séisme ayant un caractère aléatoire on prend un ferrailage symétrique.

Ainsi conformément au règlement au vigueur R.P.A 81 et à l'article 3.32 "Base de calcul des éléments structuraux" les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données par:

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation non ponctuelle.

E: efforts du séisme.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges.

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite les effets de l'accélération verticale dus aux séismes, ses effets sont inclus comme suit:

La 1<sup>re</sup> combinaison comprend la totalité de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale "qui" de valeur  $\pm E$  permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques. Créant des efforts de traction et de compression dans les voiles.

## Distribution des charges verticales sur les éléments de refends

### (Trumeaux des voiles avec files d'ouvertures)

Pour les voiles avec une (ou plusieurs) file(s) d'ouvertures la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leur longueur.

$$V_i = V \cdot \frac{l_i}{l}$$

V: charge verticale totale qui s'applique sur le voile

$V_i$ : charge verticale qui revient au trumeau (i)

$l_i$ : longueur du trumeau (i) plus  $1/2$

Les longueurs des trumeaux qui lui sont adjacents

l: longueur totale du voile.



Voiles pleines

Voiles de 5 L = 6,43 m

NIV	G1	PI	G↓	A↓	E		G+G+E	G+I+E	G+QEP
					M				
T	11,45	4,7	11,45	4,7	0		9,16	13,15	13,49
4	18,06	4,2	29,51	5,9	3,67		23,61	35,41	36,59
3	"	"	47,57	10,1	11,2		38,06	57,67	59,69
2	"	"	65,63	14,3	21,65		52,50	79,93	82,79
1	"	"	83,69	18,5	34,02		66,95	102,19	105,89
RdC	15,03	"	98,72	22,7	47,37		78,98	121,42	125,96

Voiles de 8 L = 12,21 m

T	13,9	1,8	13,9	1,8	0		11,12	15,70	16,06
4	25,19	3,34	39,09	5,12	29,45		31,27	44,21	45,23
3	"	"	64,28	8,44	89,89		51,42	72,72	74,41
2	"	"	89,47	11,76	173,66		71,58	101,23	103,58
1	"	"	114,66	15,08	272,92		91,73	129,74	132,76
RdC	22,01	"	136,67	18,4	379,96		109,34	155,07	158,75



Voies a 1 file d'ouverture :

Voies J+2 L = 12,21 m 2 2 = 145 m

Trameau 1  $l_1 = 4,28$  m

Niv	Gi	Pi	GL	PL	N	08G-E	08G+E	G+P+E	G+1/2P	M
T	9,82	1,44	9,82	1,44	11	6,76	8,06	12,36	11,55	0
4	14,18	2,66	24	4,1	2,93	16,27	22,13	34,03	28,92	0,2
3	"	"	38,18	6,76	5,86	24,68	36,40	50,70	46,29	4,56
2	"	"	52,36	9,42	9,82	32,05	51,71	71,60	63,66	9,31
1	"	"	66,54	12,08	13,64	39,59	66,97	92,26	71,04	15,13
RDC	11,64	"	78,18	14,74	13,64	48,90	76,18	106,56	95,87	26,7

Trameau 2  $l_2 = 6,48$  m

T	Gi	Pi	GL	PL	N	102	124	173	1661	0
4	20,42	3,93	34,55	5,9	2,93	24,71	30,57	43,38	41,63	0,69
3	"	"	54,97	9,73	5,86	39,12	49,84	70,56	66,65	15,84
2	"	"	75,39	13,56	9,82	50,49	70,13	98,77	31,66	32,34
1	"	"	95,91	17,39	13,64	63,01	90,29	126,84	116,68	52,56
RDC	16,76	"	119,57	20,22	13,64	76,42	103,7	147,43	138,03	92,75

	Niv	G <sub>i</sub>	P <sub>i</sub>	G ↓	P ↓	N	M	0,8G - E	0,8G + E	G + P + E	G + 1,2 P	
Ut 3 L = 14,18 m trumeau (A) l = 5,48 2a1 = 1,0 m 2a2 = 1,6 m trumeau (B) l = 4,25 trumeau (C) l = 1,85	Trumeau 1	T	10,6	1,32	10,6	1,32	1,62	0	6,76	10,10	13,54	12,18
		4	16,39	3,05	26,99	4,37	4,57	1,96	17,02	26,16	35,93	32,23
		3	"	"	43,38	7,42	10,47	13,59	24,25	45,15	61,25	52,27
		2	"	"	59,77	10,47	17,98	27,41	27,84	66,8	89,22	72,33
		1	"	"	76,16	13,52	28,68	41,67	32,25	89,61	78,36	92,38
		RDC	13,58	"	89,74	16,57	28,68	75,51	43,11	100,47	124,99	109,62
	Trumeau 2	T	4,92	0,62	4,92	0,61	1,22	0	2,72	5,16	6,75	5,65
		4	7,61	1,42	12,53	2,03	3,41	0,07	6,61	13,43	17,97	14,97
		3	"	"	20,14	3,45	7,86	0,5	7,25	23,97	31,45	24,28
		2	"	"	27,75	4,87	14,27	1,04	7,93	36,47	46,84	33,59
		1	"	"	35,36	6,29	21,63	1,58	6,66	49,92	63,27	42,91
		RDC	6,31	"	41,67	7,71	21,63	2,96	11,71	54,97	71,01	50,92
	Trumeau 3	T	8,67	1,08	8,67	1,08	- 0,4	0	7,84	19,15	9,35	9,97
		4	13,42	2,5	22,05	3,58	- 1,16	0,92	17,7	26,79	24,47	26,35
		3	"	"	35,51	6,08	- 2,61	6,38	31,02	44,20	38,98	42,81
		2	"	"	48,93	8,58	- 4,71	12,87	43,85	62,22	50,80	59,23
		1	"	"	62,35	11,08	- 7,05	19,57	56,93	80,48	66,37	75,65
		RDC	11,13	"	73,48	13,58	- 7,05	35,5	65,13	94,11	80,01	89,78



## Prescriptions relatives aux éléments de Contreventements (Règlement RPA 81)

### Principe de calcul:

Article 4.3.2.1 La vérification de la résistance:

aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles du béton de 1<sup>er</sup> grade majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à  $\bar{\sigma}_s$ .

Article 4.3.2.2: la vérification de la résistance:  
aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec:

$T = 1,4$  fois l'effort tranchant de calculés

$N = 0$

$\bar{\sigma}_b = 1,2 \bar{\sigma}_{s2}$

$\bar{\sigma}_{ot} = \bar{\sigma}_{en}$

### II Disposition des armatures:

Article 4.3.2.1: Les armatures de la section transversale:

résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule:

$$\bar{w}_e = \frac{Z-8}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } Z = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$

$\bar{w}_e$  = pourcentage calculé par rapport à la section totale brute de béton doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2; où

$Z$  est la contrainte de cisaillement.



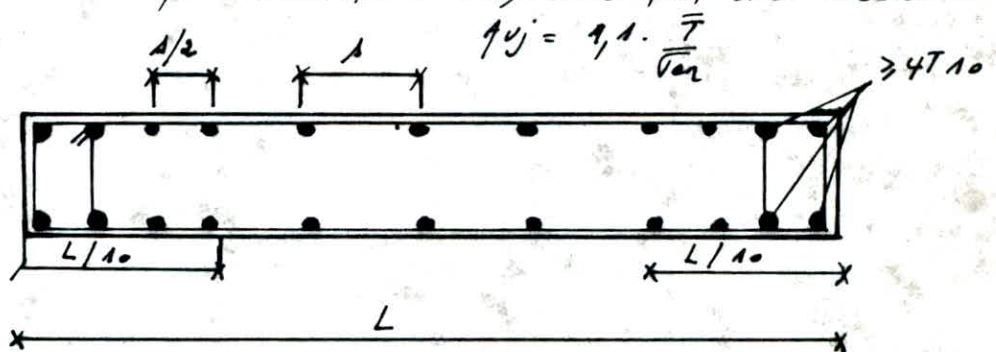
Article 4.3.3.8 : Les barres verticales : Les zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur de voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres horizontales doivent respecter les conditions

Article 4.3.3.9 : Les barres horizontales : doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettant la réalisation d'un ancrage droit :

Article 4.3.3.10 : Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Article 4.3.3.11 : Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :  
 -  $50\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.  
 -  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Article 4.3.3.12 : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de contour dans la section doit être calculée avec la formule :



La contrainte admissible en flexion composée donnée par :

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bI} = \left(1 + \frac{e_0}{3e_s}\right) \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \\ \bar{\sigma}'_{bI} = 2 \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \end{cases}$$

Sollicitation du 2<sup>nd</sup> genre.

$$\bar{\sigma}_{bII} = 1,5 \bar{\sigma}'_{bI} \quad (\text{majoration de 50\% de la contrainte})$$

- C. Ferrailage des voiles on procèdera au ferrailage à 3 niveaux le 1<sup>er</sup> suivant les sollicitations au R.A.C
- 2<sup>nd</sup> " " au niveau 2.
- 3<sup>rd</sup> " " au niveau 4.

Les efforts sont calculés pour la sollicitation la plus défavorable

$G + Q + E$  la combinaison la plus défavorable est  $G + P + E$  qui donne un effort normal très important.

$0,8G - E$  On le moment à la base de chaque refend est très important donc on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la sollicitation  $0,8G - E$  car dans ce cas on peut avoir un effort de traction à où la sollicitation est  $0,8G - E$

$\begin{cases} N_{\min} \\ N_{\max} \end{cases}$

La nature de la sollicitation : est une flexion composée

Vérification des contraintes : la vérification se fera pour les deux sollicitations  $G + P + E$  et  $0,8G - E$

Section partiellement comprimées :

$$\bar{\sigma}'_b = k y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = N k (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a \quad (m = 15)$$

$$\bar{\sigma}_a = N k (ht - d - y_1) \leq \bar{\sigma}_a \quad (n = 15)$$

avec  $k = \frac{Ny_2}{I}$ ;  $I = \frac{by_1^3}{3} + MA(y_1 - d')^2 + MA(h - y_1)^2$

$y_1 = y_2 + c$  avec  $c = e_0 - \frac{h\epsilon}{2}$   $c$ : sans compte positive si le point tombe à l'intérieur de la section; négative dans le cas contraire.

$y_2$  est déterminé par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré.

$y_2^3 + py_2 + q = 0$  avec  $p = -3c^2 - \frac{6nA}{b}(2c - h\epsilon)$   
 $q = -2c^3 - \frac{6nA}{b}[(c-d')^2 + (h-c)^2]$

Sections entièrement comprimées:

$\sigma_{0,2} = \left( \frac{N'}{B_0} \mp \frac{MG}{I} \nu \right) \leq \bar{\sigma}'$

$\bar{\sigma}'_{0,2} = n \left( \frac{N'}{B_0} \mp \frac{MG}{I} (n - d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$

Distribution de l'effort tranchant. Dans les éléments de refends:

Cas des voiles avec ouvertures: la distribution se fera proportionnellement à leurs inerties propres.

$T_i = T \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$   $T$ : eff. tranch. repr. par le voile;

$I_i$  inertie propre de refend;

$T_i$  effort tranchant repris par l'élément de refend.

Distribution des efforts tranchants dans les voiles:

Seismes dans les 2 sens: ou x

Niveau RDC  $H_0 = 135,96 t$

Niveau 2  $H_2 = 126,1 t$

Niveau 4  $H_4 = 76,8 t$



Efforts. Trauchants :

Voiles transversaux				Voiles longitudinaux			
Voiles	Niveau			Voiles	Niveau		
	4	2	RDC		4	2	RDC
Vt 1	16,61	27,27	29,4	Vl 1 Vl 10	1,22	2,00	2,16
Vt 2	11,53	18,94	20,42	Vl 2	0,95	1,56	1,68
Vt 3	15,71	25,78	27,8	Vl 3 Vl 11	4,53	7,56	8,15
Vt 4 Vt 6	2,51	4,12	4,74	Vl 4	4,17	6,85	7,38
Vt 5	2,37	3,90	4,2	Vl 5 Vl 6	4,81	7,08	7,63
Vt 7	8,93	1,47	1,58	Vl 7	40,98	67,3	72,56
Vt 8	16,61	27,27	29,4	Vl 8	5,18	8,5	9,16

ayant les efforts trauchants et les moments; ainsi que l'effort normal; on dressera des tableaux donnant la nature des sollicitations agissant dans les elements de pylons (trumeaux) pour les voiles à files d'ouvertures et on fera les voiles et (trumeaux) pour les voiles avec ouvertures. aux différents niveaux. Pour chaque sollicitation on détaillera sur niveau et les autres résultats seront présentés sous forme de tableaux.

Voiles :	Niv	M	Nmax	e <sub>01</sub>	matrice	N min	e <sub>02</sub>	matrice	$e_1 = \frac{Nt}{6}$	L	
Voiles trous - 4 - Voiles trous - 6 -	1 Traverseau	4	1,37	22,37	0,06	SEC	14,24	0,096	SEC	0,91	5,48
		2	14,17	56,69	0,25	SEC	34,91	0,41	SEC		
		RDC	34,22	90,80	0,38	SEC	55,87	0,61	SEC		
	2 Traverseau	4	$26 \cdot 10^{-3}$	4,66	$56 \cdot 10^{-4}$	SEC	2,49	$9,3 \cdot 10^{-4}$	SEC	0,11	0,68
		2	0,027	12,6	$2,1 \cdot 10^{-3}$	SEC	5,4	$5 \cdot 10^{-3}$	SEC		
		RDC	0,064	20,15	$3,18 \cdot 10^{-3}$	SEC	8,68	$7,4 \cdot 10^{-3}$	SEC		
Voiles trous - 2 -	1 Traverseau	4	0,2	31,03	$6,45 \cdot 10^{-3}$	SEC	16,27	0,013	SEC	0,71	4,28
		2	9,31	71,60	0,13	SEC	32,05	0,29	SEC		
		RDC	26,7	106,56	0,25	SEC	48,90	0,55	SEC		
	2 Traverseau	4	0,69	43,38	0,016	SEC	24,71	0,028	SEC	1,08	6,48
		2	32,34	98,77	0,33	SEC	50,49	0,64	SEC		
		RDC	92,75	147,43	0,63	SEC	76,42	1,21	SPC		
- 8 mm / 8 mm	4	45,23	0,65	SEC	31,27	0,94	SEC	2,035	12,25	29,45	
	2	103,58	1,68	SEC	71,58	2,43	SPC	2,036		173,66	
	RDC	158,75	2,39	SPC	109,34	3,48	SPC			379,96	

## Ferraillage des Voiles

- pour les poteaux avec fûts d'ouvertures on ferraille chaque troncneau.
- le ferraillage se fera avec  $N_{min}$  et on vérifiera avec  $N_{max}$ .
- étant dans le cas de flexion composée donc on a 4 as voiles
- = S.E.C
- = S.P.C (N Compression et N. traction)
- = S.E.T

- On détaillera les calculs pour un voile à 3 niveaux différents.

### VL5 - VL6: Voiles pleine RDC:

$$M = 83,11 \text{ t.m.} \quad ht = 2,83 \text{ m.} \quad b = 16 \text{ cm.}$$

$$N_{min} = 37,83 \text{ t} \quad d = \frac{1,5}{2} \cdot b = 12 \text{ cm.}$$

$$N_{max} = 53,21 \text{ t} \quad h = ht - d = 2,71 \text{ m.}$$

$$T = 4,2 \text{ t}$$

1<sup>er</sup> combinaison.  $M = 83,11 \text{ t.m}$   $e_0 = 2,2 \text{ m}$   
 $N_{min} = 37,83 \text{ t}$   $e_1 = \frac{ht}{2} = 0,47 \text{ m}$   
 $e_0 < e_1 \Rightarrow$  on a une section partiellement comprimée.

### Calcul des Contraintes

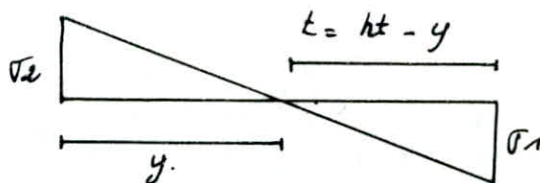
$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{min}}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I} = \frac{N_{min}}{b \cdot ht} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{ht} \right] = \frac{37,83 \cdot 10^3}{283 \cdot 16} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot 2,2}{2,83} \right]$$

$$\sigma_1 = 47,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -30,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot ht = 111,16 \text{ cm}$$

$$t = ht - y = 171,84 \text{ cm.}$$



### Calcul de la section d'acier:

partie tendue: Moment de flexion:  $M_f = N_{min} e_0 = N_{min} \left( e_0 + \frac{ht}{2} - d \right)$   
 $= 132,22 \text{ t.m.}$

$$M = \frac{15 \cdot M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot b^2} = 0,0402 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9147 \\ \kappa = 43,6 \end{cases} \quad \Gamma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{43,6} = 96,33 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{13,11 \cdot 10^5}{0,9147 \cdot 271 \cdot 4200} = 7,9 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_2 = \frac{N_{min}}{\bar{\sigma}_a} = 7,3 - \frac{3783 \cdot 10^3}{4200} = -1,1 < 0$$

A < 0



Ferraillage pour  $A_{min}$ :  $A_{min} = \frac{0,5}{100} y \cdot b = \frac{0,5}{100} \cdot 111,16 \cdot 16 = 8,9 \text{ cm}^2$

donc on adopte 8T12  $A = 9,05 \text{ cm}^2$  (4T12 / face)

zone courante: (sous T)  $T = 4,2T$

$$\zeta_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z}$$

pour les voiles avec fentes & ouvertures on a  $I_T = T \cdot \frac{I_i}{E I_i}$

$I_i$  = inertie du tronc

dans notre cas on a  $\zeta_b = 2,82$

$$\zeta_b < 0,025 \sqrt{f_{t28}} = 6,785$$

donc on adopte le ferraillage suivant

$$A_c = \frac{0,15}{100} \cdot b \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisira 5HA10 / ml  $e = 20 \text{ cm}$

- les extrémités des voiles pleines ou tronçons doivent compter des armatures verticales  $A_c$  renforcement sous forme de potelets  $A_c$  dimension  $b \times 1,5 b$ .

calcul des armatures horizontales.

$w_e = \frac{\zeta - 8}{b_{en}}$  section d'acier résistant à l'effort tranchant

$$\zeta = 2,82 \Rightarrow w + < 0$$

donc on fait respecter le % minimum de RDC

$$A_h = 0,15 \cdot b \cdot 100 = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adoptera 5 HA 8 / ml / face ( $A = 2,51 \text{ cm}^2$ )

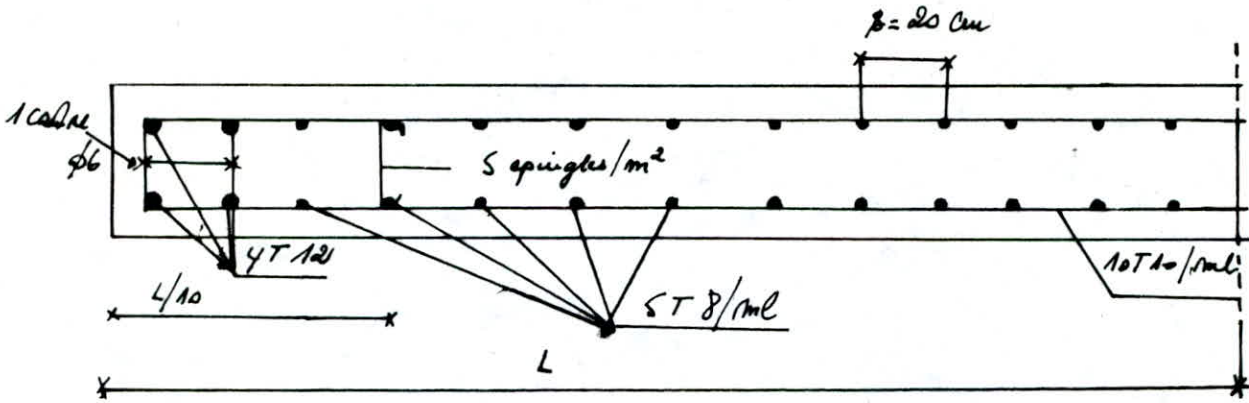
les barres horizontales sont reliées par 5 épingle  $\phi 8 / \text{ml}$  et doivent être munis de crochet à 135° ayant une longueur  $A_c 10 \phi = 8 \text{ cm}$   
 $s = 20 \text{ cm}$

armatures transversales:

5 épingle  $\phi 8 / \text{ml}$  pour les  $A_h$ .

cadre T6 pour les potelets ( $s = 20 \text{ cm}$ )

seul les barres du dernier niveau ont des crochets.



Verifications des contraintes:

$$h_t = 2,83 \text{ m}, \quad A = 12 \text{ cm}$$

$$A = 9,05 \text{ cm}^2 \quad l_0 = 2,2 \text{ m}$$

$$c = l_0 - h_t = 78,5 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 - 6 \frac{m A}{b} (2c - h_t) = -12072,09$$

$$q = -2c^3 - 6 \frac{m A}{b} [c(c - A) + (h - c)^2] = -3079143,69$$

$$y^3 + py + q = 0 \implies y^3 - 12072,09y - 3079143,69 = 0$$

en résolvant l'équation on aura  $y_0 = 172,8699 \text{ cm}$

$$y_1 = y_2 + c = 251,37$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + m A (h - y_1)^2 = 8,48 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{m \cdot y_2}{I} = -0,108$$

$$\sigma_a = 15k (h - y_1) = 178 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = k \cdot y_0 = 27,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Voiles Vt5 RDC

$$M = 47,37 \text{ t. m}$$

$$N_{\text{min}} = 78,98 \text{ t.}$$

$$N_{\text{max}} = 125,96 \text{ t.}$$

1<sup>er</sup> Combinaison:

$$M = 47,37 \text{ t. m}$$

$$N_{\text{min}} = 78,98 \text{ t.}$$

$$l_0 = 0,6 \text{ m} < l_1 = \frac{h_t}{6}$$

Section entièrement comprimée:

$$\delta' = \frac{4}{b} = 0,019 \quad \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{6e_0}{3ht}\right) = 91,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{ht \cdot \bar{\sigma}'_b}{6kt} = 10,63$$

$$\beta = \frac{6M}{Nkt} = 0,56 \quad c = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho = 2,66$$

$$E = - (1 + \beta - \rho) = 9,07$$

$$D = 0,3 (\rho - \beta) = 0,9 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2 = 11,04$$

$$W = -D + \sqrt{D^2 + 4CE} < 0 \text{ donc le ferrailage sera donné par la zone courante.}$$

voiles de 4. ts 2

RAC.

$$N(\text{min}) = -24,94 \text{ t.} \quad ht = 50 \text{ cm}$$

$$N(\text{max}) = 28,92 \text{ t.} \quad h = 38 \text{ cm}$$

$$M = 1,93 \text{ t.m.} \quad A = 12$$

$$T = 7,38$$

1<sup>er</sup> Combinaison:

$$M = 1,93 \text{ t.m}$$

$$N(\text{min}) = -24,94 \text{ t.} \quad e_0 = 0,077 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = 0,08; \quad \frac{ht}{2} = 0,25$$

$$\left( N \text{ traction} \rightarrow \text{S.E.T.} \right)$$

$$e_0 < \frac{ht}{2}$$

S.E.T

$$A_1 = A_2 = 12 \quad h = 38 \text{ cm.}$$

$$z = ht - A_1 - A_2 = 26 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{ht}{2} + e_0 - A_1 = 20,7.$$

$$e_2 = \frac{ht}{2} - e_0 - A_1 = 5,3.$$

$$A_1 = \frac{Ne_2}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{Ne_1}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 4,7 \text{ cm}^2.$$

ferrailage symétrique

$$A_1 = A_2 = 4,7 \text{ cm}^2 \text{ ou adoptera } A_1 = A_2 = 4 \text{ HA } 12 / \text{face}$$

zone courante: pour le tasseau  $T_2 = T \cdot \frac{I}{EI}$

$$T = 7,38 \cdot 0,077 = 0,57$$

$$\tau = \frac{14T}{b_3} = 902 < 0,025 \bar{\sigma}'_{ts} \text{ donc } A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,8 \text{ cm}^2$$

ou adoptera ST10.



	Armature verticale			Armature horizontale	Armature trans		Observation
	potelet		zone courante		potelet	zone courante	
	Niv	s d'acier					
UL 7	RDC	8HA 16 + 4HA 14	12HA 10/ml	10HA 10/ml	1ca4neφ6 <sup>+1ep</sup>	5 ep/ml <sup>2</sup>	Voie plein
	2	8HA 16 + 4HA 14	"	"	2 ca4neφ6	"	
	4	8HA 16	"	"	1ca4neφ6	"	

UL 6	Traverse 1	RDC	4HA 12	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1ca3neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	Voie a une file d'ouverture
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
	Traverse 2	RDC	4HA 12	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1ca3neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	

UL 4	Traverse 1	RDC	8HA 16	10HA 10/ml	10HA 8/ml	3ca4neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	Voie a une file d'ouverture
		2	4HA 12	"	"	1ca3neφ6	"	
		4	4HA 12	"	"	"	"	
	Traverse 2	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	2ca3neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	
		2	4HA 12	"	"	1ca4neφ6	"	
		4	"	"	"	"	"	

UL 3	Traverse 1	RDC	8HA 16	10HA 10/ml	10HA 8/ml	2ca3neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	Voie a une file d'ouverture
		2	4HA 12	"	"	1ca3neφ6	"	
		4	"	"	"	"	"	
	Traverse 2	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	2ca3neφ6	5 ep/ml <sup>2</sup>	
		2	4HA 12	"	"	1ca3neφ6	"	
		4	"	"	"	"	"	

		Armature verticale		zone courante	Armature horizontale	Armature trans		Observation
		Potelet				Potelet	zone courante	
		Niv	S = A'acier					
Voies transversales	Traverse 1	RDC	4 HA 14	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	Voie à four file d'ouvertures
		2	"	"	"	"	"	
		4	4T 12	"	"	"	"	
	Traverse 2	RDC	4T 12	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
	Traverse 3	RDC	4T 12	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
UL 6	Traverse 1	R	4 HA 12	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	Voie à four file d'ouverture
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
	Traverse 2	R	4 HA 12	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
UL 1	RDC	6 HA 14	10 HA 10/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	5 ep/m <sup>2</sup>	Voie plain	
	2	4 HA 12	"	"	"	"		
	4	"	"	"	"	"		
UL 5	RDC	4 HA 12	"	"	"	"	Voie plain	
	2	"	"	"	"	"		
	4	"	"	"	"	"		
UL 8	RDC	4 HA 14 + 4 HA 12	"	"	"	"	Voie plain	
	2	4 HA 12	"	"	"	"		
	4	"	"	"	"	"		



		Armature Verticale		Armature horizontale	Armature Trans		Observation	
		Potelot			potelot	zone courante		
		Niv	S = A'acier					
Voies transversal	Traverse 1	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	Voies à l'ouvertures
		2	"	"	"	"	"	
		4	4T 12	"	"	"	"	
	Traverse 2	RDC	4T 12	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	
	Traverse 3	RDC	4T 12	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	
		2	"	"	"	"	"	
		4	"	"	"	"	"	

UL 7-9	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	Voies pleins
	2	4HA 14	"	"	"	"	
	4	4HA 12	"	"	"	"	

UL 1-10	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	Voies pleins
	2	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	

UL 2	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	Voies pleins
	2	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	

UL 6	RDC	4HA 14	10HA 10/ml	10HA 8/ml	1 ca4xφ6	5 ep/m <sup>2</sup>	Voies pleins
	2	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	



Prescription relatives aux ferrailage des linteaux. (R.P.A 89)

Article 4.3.2.4: Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter une rupture fragile. Ils doivent être capable de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

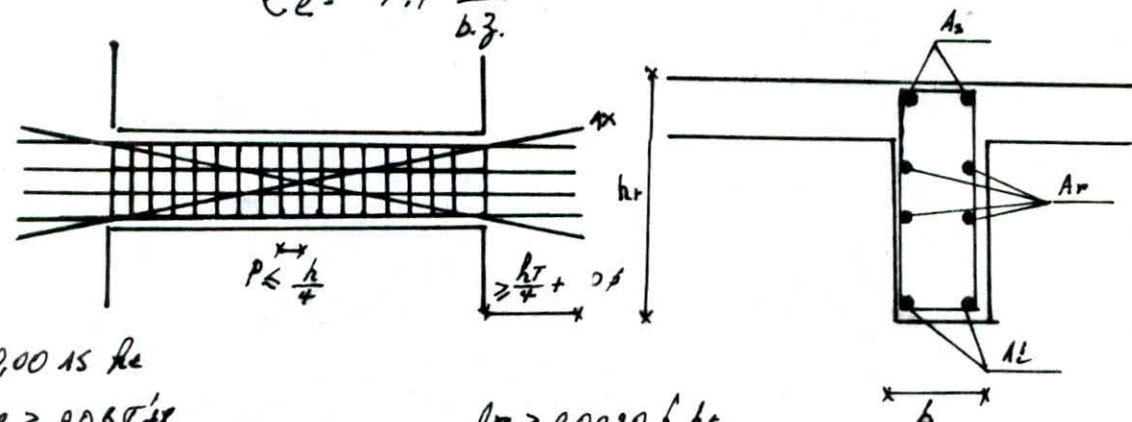
Article 4.3.2.5. La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations sous l'efforts tranchants les plus défavorables doit être affectée avec:

- $T = 1,4$  fois l'effort tranchant de calcul.
- $M =$  calcul à partir de la valeur ci-dessus de  $T$ .
- $E_b = 0,12 \sigma_{ss}$ .
- $\bar{V}_b = 0,75 \sigma_{ss}$ .
- $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{or}$ .

Article 4.3.3.13: Les armatures doivent être disjointes et ancrées dans les trumeaux suivant la figure ci-après.

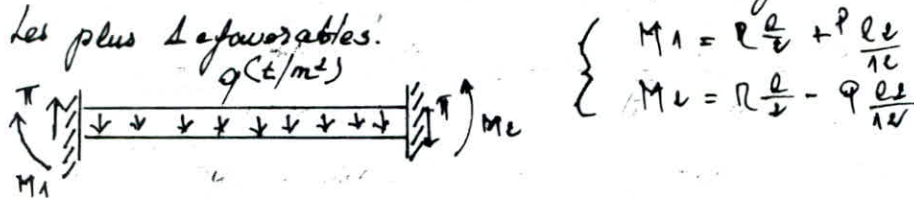
Article 4.3.3.14: pour  $\xi \leq 0,06 \sigma'_{ss}$ , les armatures supplémentaires doivent être disposées dans le angle suivant la figure ci-après  
 $\xi \leq$  Contrainte de cisaillement dans les linteaux

$$\xi \leq 1,4 \frac{T}{b \cdot z}$$



- $A_r \geq 0,0015 b \cdot h_e$
- Si  $\xi \leq 0,06 \sigma'_{ss}$   $A_r \geq 0,0020 b \cdot h_e$ .
- $A_e \geq 0,0025 b \cdot s$   $A_i, A_s \geq 0,0015 b \cdot h_e$ .

Méthode de Calcul: les linteaux seront calculés comme des poutres encadrées à ses extrémités et ils sont ferrillés pour les sollicitations les plus défavorables.



$$\begin{cases} M_1 = P \frac{l}{2} + P \frac{ql}{12} \\ M_2 = P \frac{l}{2} - P \frac{ql}{12} \end{cases}$$

On ferrillera ces linteaux avec  $M_{moy} = M_1$  et ce du fait que le séisme agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.

Contrainte admissible

on ferrillera tous 8° car les sollicitations au passage que sont supérieures de plus de 50% à celle de 1° que avec les contraintes admissibles.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 0,75 & \bar{\sigma}_{28} &= 0,75 & \sigma_{28} &= 206,3 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= \bar{\sigma}'_a & \bar{\sigma}_{28} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\epsilon}_b &= 0,12 & \bar{\sigma}_{28} &= 0,12 & \sigma_{28} &= 33 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Ferrillage du linteau (référé à une file d'ouverture) Voile V1.1:

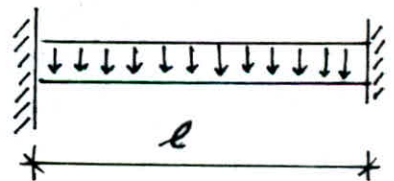
L'effort tranchant maximum a été obtenu lors de l'étude des voiles sous la combinaison G+Q+E  $\bar{\pi}_{max} = 9,33 \text{ t}$

Caractéristiques du linteau.

hauteur du linteau  $h_e = 1,35 \text{ m}$

longueur du linteau  $l = 2a = 1,30 \text{ m}$

largeur du linteau  $b = 0,16 \text{ m}$



effort tranchant dans le linteau  $T = 1,4 \bar{\pi} = 13,06 \text{ t}$

moment à l'encastrement  $M_e = T \frac{l}{2} = \bar{\pi} a = 8,49 \text{ t.m}$

$h_t = 1,35 \text{ m}$

$d = 3 \text{ cm}$

$H = h_t - d = 132 \text{ cm}$

calcul de la section d'armature. Longitudinale

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_e} = \frac{15 \cdot 8,49 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,16 \cdot 10^2 \cdot (132)} = 0,0109 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9533 \\ k = 92 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{k} = 45,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,31 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,61 \text{ cm}^2$$

ferraillage minimum :

$A_{min} = 0,0015 b h t = 0,0015 \cdot 16 \cdot 135 = 3,24 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 3,24 \text{ cm}^2$

4 ou 2 adoptera  $A_i = A_s = 2T 16 = 4,02 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A \geq 0,69 b h \cdot \sqrt{f_c} = 4,02 > 2,09$  Vérifiée

Armatures de répartition :

$A_r \geq 0,002 b h t = 4,32 \text{ cm}^2$

ou adoptera  $A_r = 6HA 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

longueur d'ancrage des barres :

$l_a \geq \frac{h t}{4} + 50 \phi = \frac{135}{4} + 50 \cdot 1,6 = 113,75 \text{ cm}$

Soit  $l_a = 115 \text{ cm}$

Armatures transversales :

$T = 13,06 \cdot t$  ou choisi une cage  $\phi 8$

$4t = 1 \text{ cm}$

$S < \frac{h t}{4} = \frac{135}{4} = 33,75$   $S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h t / 4 \\ \frac{4t \cdot \gamma \cdot f_a}{T} \end{array} \right.$

ou prendra  $S = 22 \text{ cm}$

A'ou  $4t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,88$  Vérifiée.

calcul d'armatures d'angles :

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot 4t} = \frac{T}{b \cdot 18h} = \frac{13,06 \cdot 10^3}{16 \cdot 18 \cdot 132} = 7,07 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b = 7,07 < 0,06 \cdot \sqrt{f_c} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$

4 ou on ne met pas d'armatures d'angles.

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_b = 7,07 \leq \tau_b = 33,0 \text{ kg/cm}^2$  Vérifiée



Verification des contraintes :

$$w = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,02}{16 \cdot 132} = 0,19 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9296 \\ \kappa = 56 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{56} = 75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3,49 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 0,9296 \cdot 132} = 1721 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verification à la fissuration

$$\bar{w} = \frac{1}{2 \cdot b \cdot d}$$

$$\bar{w}_f = \frac{402}{2 \cdot 16 \cdot 3} = 0,042$$

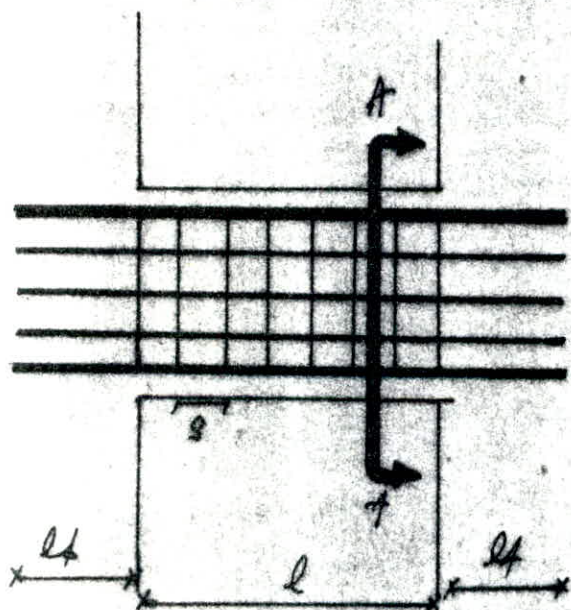
$$\kappa = 1,5 \cdot 10^6 \mu = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

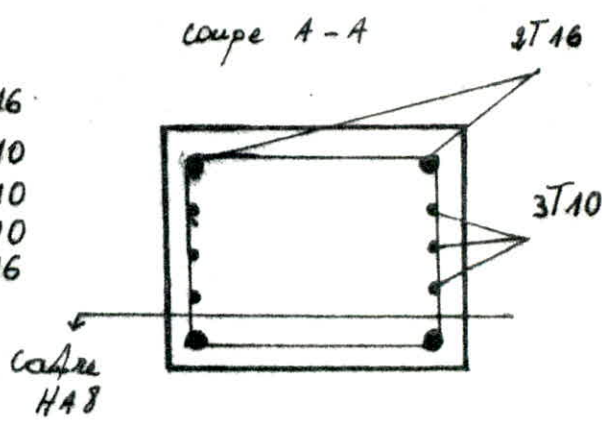
$$\bar{\sigma}'_a = \kappa \frac{\mu}{\rho} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 4436,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_c = 2,4 \sqrt{\kappa \frac{\mu}{\rho}} \bar{\sigma}'_b = 2257,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 1721 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}'_c, \bar{\sigma}'_a) = 4436,62 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \text{ Verifiée}$$



- 2T 16
- 2T 10
- 2T 10
- 2T 10
- 2T 16



- s = 22 cm
- l = 1,30 m
- l/4 = 115 cm

		Voile trans. 3		Voile trans. 7	
		lenteau 1	lenteau 2	lenteau 1	lenteau 2
<i>caractéristiques</i>	L	100	160	200	160
	b	16	16	16	16
	ht	90	90	90	90
	h	87	87	87	87
<i>efforts</i>	$\pi$	9,55	2,34	2,2	2,93
	T	13,37	3,28	3,08	5,5
	M	6,69	2,63	3,08	4,4
<i>fermailles</i>	A cal	198	0,75	0,88	1,27
	A min	2,16	2,16	2,16	2,16
	A adaph	2T 14 3,08	2T 14 3,08	2T 14 3,08	2T 14 3,08
	A <sub>r</sub> min	2,88	2,88	2,88	2,88
	A <sub>r</sub> adaph	6T 8 3,01	6T 8 3,01	6T 8 3,01	6T 8 3,01
	A <sub>t</sub> min	0,72	0,72	0,72	0,72
	A <sub>t</sub> adaph	cadre (T8) 1,00	cadre (T8) 1,00	cadre (T8) 1,00	cadre (T8) 1,00
	S	18	18	18	18
	$\Sigma b$	10,98	2,69	2,53	4,52
	A <sub>x</sub>	/	/	/	/
	l <sub>h</sub>	95	95	95	95

	UL 3	UL 3-UL 4	UL 4	UL 2	UL 4-UL 6
<i>Caractéristiques</i>	L	130	130	145	100
	b	16	16	16	16
	hT	135	135	90	90
	h	132	132	87	87
<i>efforts</i>	TT	9,33	8,9	3,96	1,04
	T	13,06	12,46	5,54	1,46
	M	8,49	8,1	4,02	0,73
<i>renforcements</i>	A col	1,61	1,53	1,16	0,2
	A min	3,24	3,24	2,16	2,16
	A adaph	2T 16 4,02	2T 16 4,02	2T 16 3,08	2T 16 3,08
	A2 min	4,32	4,32	2,88	2,88
	A2 adaph	6T 10 4,71	6T 10 4,71	6T 8 3,01	6T 8 3,01
	AT min	0,88	0,88	0,72	0,72
	AT adaph	cable (T8) 1,00	cable (T8) 1,00	cable (T8) 1,00	cable (T8) 1,00
	S	22	22	18	18
	Zb	7,04	6,74	4,55	1,2
	A2	-	-	-	-
	Red	115	115	95	95



## Fondations

Evaluation des tassements: les tassements calculés pour les sondages 1, 3, 4 avec un taux de travail de 1,5 bars pour une profondeur d'embrasement de 2,50 m par rapport au terrain actuel par des seuilles filantes de 2 m de largeur varie de 4,1 cm à 6,74 cm :

Nous constatons que le tassement de 6,74 cm est assez élevé pour le réduire il faudra donc finir par le taux de travail ou bien remblayer les fouilles par du gros béton.

Les tassements calculés pour différents sondages sont  $\neq$  donc un tassement différentiel est à craindre. Dans le but de le réduire il faudra relier les seuilles par des longrines rigides :

Sondage	profondeur	classification de corrélation	classification triangulaire
1	3,40 - 3,80	CH	Argile
2	5,3 - 5,70	CL	"
3	2,0 - 2,60	CH	"

Conclusion : D'après les sondages réalisés nous constatons que le terrain étudié est assez hétérogène. En tenant compte des essais de laboratoire nous proposons de fonder sur seuilles filantes reliées par des longrines rigides scellées à 2,50 m de profondeur avec un taux de travail de 1,5 bars. On pourrait aussi procéder le creusement des fouilles jusqu'à la profondeur sus-indiquée puis leur remplissage par une couche de gros béton de 50 cm d'épaisseur et de 3 m de large. Cette couche permettant de finir les tassements assez importants relevés par les essais oedométriques on veillera à couler le béton dans le fond des fouilles juste après l'ouverture de ces dernières pour protéger les fonds de fouilles contre le remuement. On veillera à éviter toute venue accidentelle d'eau et ceci en réalisant un drainage périphérique adéquat :

Types de semelles:

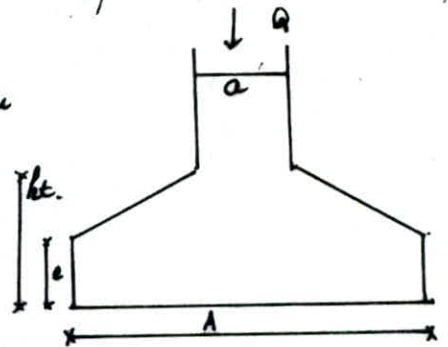
Les semelles de fondation pour les voiles sont constituées par des semelles filantes continues à répartir sur le sol de fondation la charge transmise par le voiles

Dimensions:

a - largeur A: la largeur doit être déterminée en fonction de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_s$ :  $A \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s \cdot l}$  (Q en kg/ml)

$\bar{\sigma}_s$ : contrainte admissible du sol en kg/cm<sup>2</sup>, dans

Note cas,  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$  à 2,5 m de profondeur:



b - hauteur: la hauteur ht de la semelle doit satisfaire la condition ci après et ceci en vu de ce qui pousse au calcul de poinçonnement:  $ht - d \geq \frac{A-a}{4}$ .

c - hauteur libre "e" la hauteur du bord libre e sera fonction du diamètre des armatures transversales  $e \leq 6\phi + 6 \text{ cm}$ .

Calcul des semelles: le calcul se fera pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> et 2<sup>nd</sup> genre, ainsi on retiendra pour le ferrailage, les efforts les plus défavorables.

Justifications de résistance: A moins de complément élaboré par le C.T.C la contrainte admissible des sols de fondation ne présentant pas un haut risque sismique peut être égale à la contrainte admissible pour les charges verticales normales moyennes 50% pour la répartition trapézoïdale: la contrainte au quart de la largeur de la

semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible:  $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$

pour la répartition triangulaire: dans ce cas la contrainte  $\sigma_2$  est nulle et la contrainte  $\sigma_1$  est uniforme ou égale à  $1,5 \bar{\sigma}_s$ .  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{3A} (1 \pm \frac{6e}{l})$

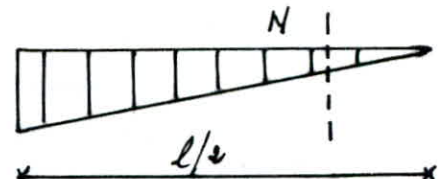
si  $e = \frac{l}{6}$  donc  $\sigma_2 = 0$  et  $\sigma_1 = \frac{2N}{3A}$

si  $e > \frac{l}{6}$  dans ce cas l'effort normal est relativement faible vis à vis du moment de flexion: la formule  $\sigma_1 = \frac{N}{3A} (1 + \frac{6e}{l})$  n'est plus valable:



$e = M/N$

$\sigma_{max} = \frac{2N}{3A (\frac{l}{2} - e)} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$





Dimensionnement des semelles pour les voiles transversaux:

- Semelle sous voiles VT 1

$N = 154,34 \text{ t}$  ou prendre un débord de 1 m de chaque côté

$M = 317,74 \text{ t/m}$   $l_t = 14,21 \text{ m}$   $\bar{v}_3 = 1,5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$

$l = 12,21 \text{ m}$   $N \rightarrow 4 \text{ u } 1^{\text{er}} \text{ gaxe } 158,02 \text{ t.}$

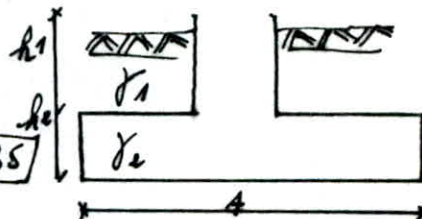
Sous SP1:  $A \geq \frac{N}{\bar{v}_3 \cdot l} = \frac{158,02}{15 \cdot 14,21} = 0,745 \text{ m}$

$A = 120 \text{ cm}$

$G_T = S (h_1 \delta_1 + \delta_2 h_2)$

$\delta_1 = 1,6$   $h_1 = 2,5 \text{ m}$

$\delta_2 = 2,5$   $h_2 \Rightarrow \frac{A-a}{4} + d = \frac{120-d_0}{4} + 5 =$



$G_T = 1,2 \cdot 14,21 (1,6 \cdot 2,5 + 2,5 \cdot 0,35) = 83,13 \text{ t}$

$N^* = N + G_T = 154,34 + 83,13 = 237,47 \text{ t}$

On fait vérifier la condition 2<sup>es</sup> gaxe:

$e = \frac{M}{N^*} = \frac{317,74}{237,47} = 1,34$

$\frac{6 \cdot e}{l} = \frac{6 \cdot 1,34}{14,21} = 0,56 < 1 \rightarrow \delta_2 > 0$

$v_1 = v_{\max} = \frac{N^*}{4b} (1 + \frac{6e}{l}) = \frac{237,47 \cdot 10^3}{120 \cdot 14,21} (1 + 0,56) = 2,17 \text{ kg/cm}^2$

$v_{\max} 2,17 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{v}_3 = 2,25 \text{ kg/cm}^2$   $| A = 120 \text{ cm} |$

$v_1 = 2,17 \text{ kg/cm}^2$

$v_2 = 0,61 \text{ kg/cm}^2$

$\left. \begin{matrix} v_1 = 2,17 \text{ kg/cm}^2 \\ v_2 = 0,61 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow \frac{3v_1 + v_2}{4} = 1,78 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{v}_3$

pour tout les autres voiles on fera le même travail et les résultats seront données sur un tableau:

pour les poteaux avec ouvertures on étudie la stabilité des poutres en calcul la longueur élastique qu'on compare à la longueur de l'ouverture

$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$   $I$  inertie de la semelle  
 $E$  module du béton ( $2 \cdot 10^5 \text{ bars}$ )  
 $b$  largeur de la semelle  
 $K$  Coefficient de ballasté  $k = 4 \text{ sol (moyen)}$



Voiles	A (cm)	N° (Ce.)	M (t m)	$\tau_{min}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	e (cm)	$\frac{3F_1 + F_2}{4}$
Ve 2	140	253,47	220,94	0,81	1,75	0,87	1,5
Ve 3	150	421,46	300,82	1,27	2,19	0,71	1,96
Ve 7	140	361,94	200,06	1,28	1,92	0,55	1,76
Ve 4-6	120	164,54	51,49	1,2	1,8	0,31	1,65
Ve 5	130	174,85	47,37	1,28	1,92	0,27	1,76
Ve 8	130	245,13	379,96	0,44	2,22	1,6	1,77

Etude de la stabilité des fondations des refoulements avec ouvertures:

Ve 2 - Ve 6 - Ve 4 - Ve 3 - Ve 7

$$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{avec} \quad E = 200,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$I = \frac{Lb^3}{12}$$

Avec les résultats suivants :

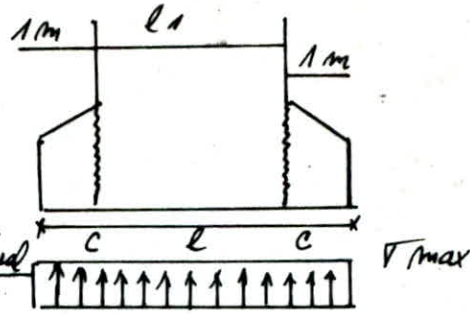
Voiles	$l_e$	$\frac{I}{l_e}$
Ve 2	825,42	12,96
Ve 3	982,58	13,86
Ve 4 Ve 6	614,74	10,75
Ve 7	852,65	13,39

pour tous ces cas on a  $l < \frac{\pi}{2} l_e$

Avec on a une répartition linéaire des contraintes pour la semelle.

Ferraillage des semelles:

$$M_c = \frac{V_{max} (l - l_1)^2}{8}$$



Semelles 4u voiles Ve 2: 1. - Sous longitudinal

Moment d'encastrement en C.

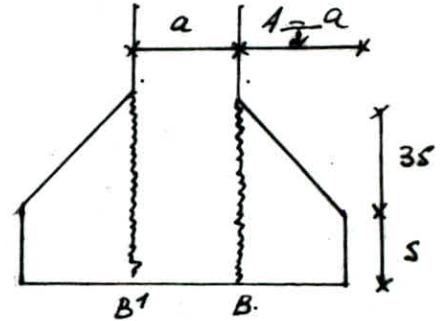
$$M_c = \frac{V_{max} (l - l_1)^2}{8} \times 1/m = 1,75 \frac{(14,21 - 12,21)^2}{8} \cdot 100 = 8,75 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$z = 7/8 \cdot h$   $M_c = 8,75 \text{ t. m}$

$$A = \frac{M_c}{3 \cdot \bar{\sigma} \cdot z} = \frac{8,75 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 35 \cdot 4200} = 68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ou choisira  $\frac{7T 12}{ml} \quad t = 15 \text{ cm}$   
 $A = 7,92 \text{ cm}^2$

2. - sous transversal:  $M_B = q \left( \frac{A - a}{2} \right)^2 \cdot 1 \text{ m}$   
 $M_B = q \frac{(A - a)^2}{8} \cdot 100 \text{ cm}$



Toujours même voiles Ve 2.

$$M_B = 1,75 \cdot (140 - 20)^2 \cdot 100 = 3,15 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$M_B = 3,15 \text{ t. m}$

$$A = \frac{M_B}{3 \bar{\sigma} \cdot z} = \frac{3,15 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 35 \cdot 4200} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ou adoptera  $\frac{4T 10}{ml} \quad t = 25 \text{ cm}$   
 $A = 3,12 \text{ cm}^2$

pour les autres voiles les ferraillages longitudinal et transversal sont représentés par le tableau suivant:

Voiles	Ve 1	Ve 2	Ve 3	Ve 4-Ve 6	Ve 5	Ve 7	Ve 8
$M_c(t.m)$	10,85	8,75	10,95	9,0	9,60	9,6	11,1
AL	6T 14	7T 12	6T 14	7T 12	6T 14	7T 12	7T 14
$M_B(t.m)$	2,71	3,15	4,63	2,5	2,9	3,46	3,36
At	4T.10	4T 10	4T 12	4T 10	4T 10	4T 10	4T 12

Prédimensionnement des poutelles pour les voiles longitudinales

on doit choisir A et L de telle façon pour vérifier les 2 conditions suivantes  
 $\bar{\sigma}_s > 0$  et  $\bar{\sigma}_s \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$  la limite pour vérifier au même temps les deux est:

$$\left. \begin{aligned} \frac{N^*}{S} + \frac{6M}{4L^2} &= 1,5 \bar{\sigma}_s \\ \frac{N^*}{S} - \frac{6M}{4L^2} &= 0 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{6M}{4L^2} + \frac{6M}{4L^2} = 1,5 \bar{\sigma}_s$$

on vérifie donc  $\frac{12M}{4L^2} = 1,5 \bar{\sigma}_s \Rightarrow AL^2 = \frac{12M}{15 \bar{\sigma}_s}$

$M = 23,48 \text{ t.m}$

VL1-VL10  $N = 27,06 \text{ t.}$

$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$  on prendra  $A = 80 \text{ cm.}$

avec le même raisonnement on aura  $N^* = 46,12 \text{ t.}$

$e = \frac{M}{N} = 0,51 \text{ m}$

$\frac{6e}{L} = 0,59 < 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_{max} = N^* \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$

$\bar{\sigma}_{max} = 1,78 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{min} = 0,46 \Rightarrow \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,45 < 1,5 \bar{\sigma}_s$

VL2  $M = 18,32 \text{ t.m}$

$N = 24,84 \text{ t.}$

$A = 80 \text{ cm}$

$e = \frac{M}{N^*} = 0,43$

$N^* = 42 = 84 \text{ t}$

$\frac{6e}{L} < 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_{max} = \frac{N^*}{A.L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 1,62 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{min} = 0,65 \Rightarrow \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,38 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$

VL3  $M = 88,11 \text{ t.m}$

$N = 30,14 \text{ t.}$

$AL^2 = \frac{12M}{15 \bar{\sigma}_s} = 4699$

on choisira donc pour  $L = 5,15 \text{ m.}$

$A = 180 \text{ cm}$

VL4  $M = 79,88 \text{ t.m}$

$N = 28,92 \text{ t.m}$

pour  $L = 5,0 \text{ m}$

on aura  $A = 180 \text{ cm}$

VL5-VL6  $M = 83,11$

$N = 53,21$

pour  $L = 6,5 \text{ m}$

on aura  $A = 120 \text{ cm}$

VL8-VL9  $M = 99,15$

$N = 40,77$

pour  $L = 5,0 \text{ m}$

on aura  $A = 2,40 \text{ cm}$



## Conclusion

Le calcul des armatures en flexion composée a montré qu'il n'était pas nécessaire que les armatures reprennent les efforts de traction à certaines extrémités des voiles et en conclusion, dans la majorité des cas on a adopté les armatures minimales prévues par le règlement.

- On peut donc conclure que ce type de construction ne sera économique que pour les bâtiments de plus grandes hauteurs (tours).

Vu qu'on avait à étudier la structure proposée et dont laquelle les façades étaient en béton armé, on peut constater que les efforts revenant aux voiles constituant ces façades sont négligeables en comparaison avec les autres voiles. Un choix de façade en maçonnerie aurait été plus judicieux.

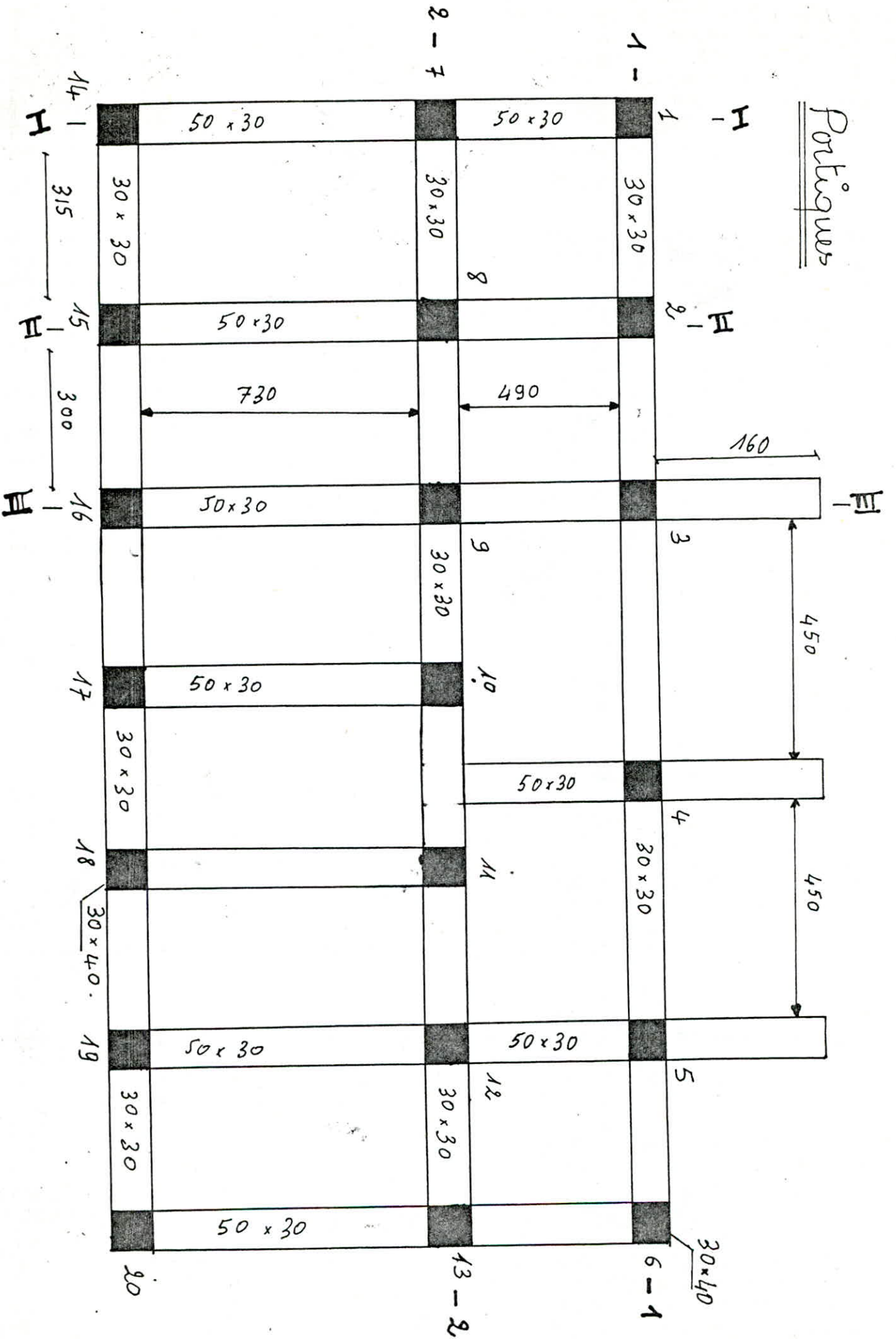
## OSSATURE EN PORTIQUES

Nous nous proposons d'étudier le même bâtiment en changeant le système de contreventement. L'ossature en voiles sera remplacée par l'ossature en portiques tout en respectant le nombre d'étages, le type F3; F5 et les dimensions en plan de chaque étage. L'évaluation des charges permanentes et les surcharges d'exploitation est la même que pour l'ossature en voiles, sauf que les voiles sont remplacés par des poutres et des poteaux, que les dalles sont toutes en hourdis à corps creux 16+4 cm, Les façades sont en briques.

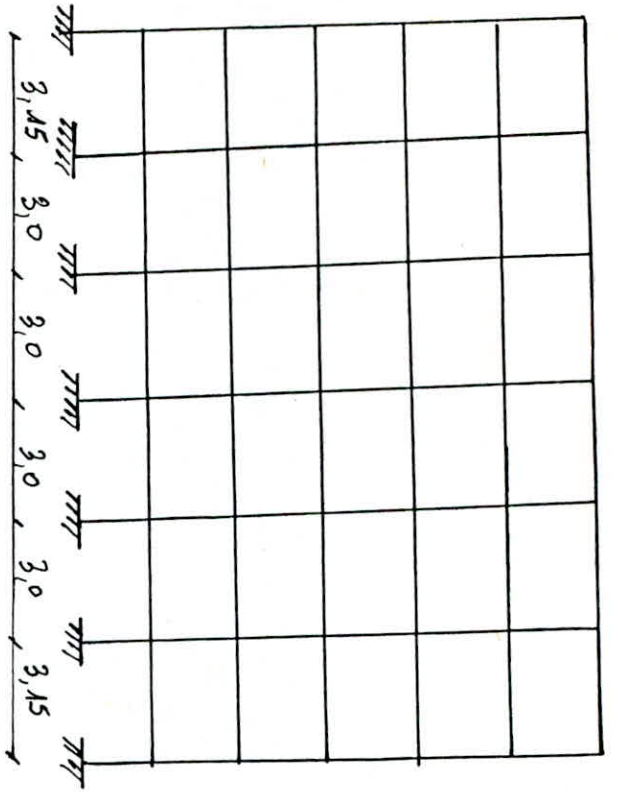
Après un prédimensionnement, nous optons pour des poutres longitudinales de 30x30 cm. dans le sens transversal les poutres sont de 50x30 cm. tous les poteaux sont des poteaux rectangulaires de 30x40 cm.

Les dimensions en plan du bâtiment sont de 20,22 m dans le sens longitudinal et 14,7 m dans le sens transversal. La hauteur du bâtiment est de 15,24 m.

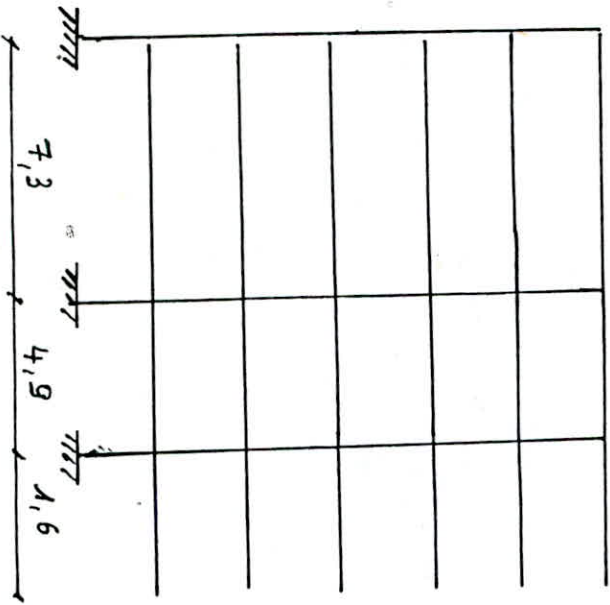
Portiques



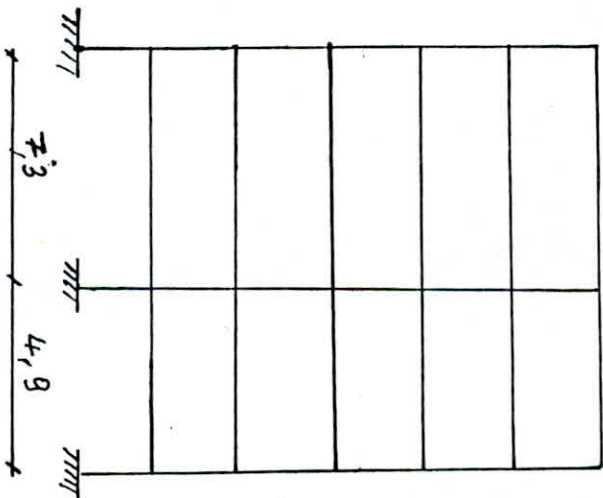




PORTIQUE  
2-2



PORTIQUE  
III-III



PORTIQUE  
II-II

# CALCUL DE LA RIGIDITE

Pour le calcul des rigidités sous les charges horizontales, on applique la méthode de "MU". C'est une méthode approchée qui nous permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (séisme, vent) basée sur les rigidités des niveaux et d'étages dont "MUTO" propose les formules approchées.

Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dont les plans ont une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.

Pour les étapes de calcul se conformer

### 1) Rigidité linéaire des poutres.

<u>portiques II-II, I, III-III, VI, VII</u>			<u>seus transversal</u>	
travées	1	2	<u>Portiques IV-IV et V-V</u>	
L (m)	7,3	4,9	travée	1
$I_{poutre} (10^{-4} m^4)$	31,25	31,25	L (m)	7,3
$K_{poutre} (10^{-4} m^3)$	4,28	637	$I_p (10^{-4} m^4)$	31,25
			$K_p (10^{-3} m^3)$	4,28

### Portiques 1-1 et 2-2

### seus longitudinal.

travées	A	B	C	D	E	F
$I_p (10^{-4} m^4)$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
$K_p (10^{-3} m^3)$	2,14	2,25	2,25	2,39	2,25	2,14

### portique 3-3

travées	A	B	G	H	F
$I_p (10^{-4} m^4)$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
$K_p (10^{-4} m^3)$	2,14	2,25	1,5	1,5	2,14

2/ Rigidité corrigée d'un poteau "i" - de niveau "j".

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{(h_j^{(i)})^2} a_j K_{p_j^{(i)}} \quad \text{avec } E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{CCBA 68})$$

pour un béton à base de ciment CPA 300  $\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}$

d'où  $E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$ .

Pour les détails de calcul se conformer à (conception et calcul des structures soumises au séisme RP.

Portiques I-I, II-II, III-III, VI-VI, VII-VII

File de rive				File intermédiaire		
POTEAU P15			Poteau P2		Poteau P8	
Niv	1	2÷5	1	2÷5	1	2÷5
type de poteau						
$I_{pot} (10^4 m^4)$	16	16	16	16	16	16
$K_{pot} (10^4 m^2)$	5,67	5,67	5,67	5,67	5,67	5,67
$\bar{K}$	0,75	0,75	1,12	1,87	1,87	1,88
$a$	0,45	0,273	0,52	0,36	0,825	0,41
$a K_{pot}$	2,55,33	1,55	2,95	2,04	4,68	2,72
$r_j^i (t/m)$	1455,4	884,11	1682	1163,6	2668,21	1551,

Portiques IV-IV, V-V

Poteau P17		Poteau P10		
Niv	1	2÷5	1	2÷5
type de poteau				
$\bar{K}$	0,75	0,75	0,75	0,75
$a$	0,45	0,273	0,45	0,273
$r_j (t/m)$	1455,36	884,11	1455,36	884,11



Seus longitudinal Portique 1.1 et 2.2

File de rive			FILE intermediaire					
Poteaux	13-7 (14-20)		12-8 (19-15)		9 (16)		10-11 (17-18)	
NIVEAUX	1	2÷5	1	2÷5	1÷	2÷5	1	2÷5
type de poteau								
$I_{pot} (10^{-4} m^4)$	9	9	9	9	9	9	9	9
$K_{pot} (10^{-4} m^3)$	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19
$\bar{K}$	0,67	0,67	1,38	1,38	1,41	1,41	1,45	1,45
$a$	0,44	0,25	0,55	0,41	0,56	0,41	0,796	0,42
$r_j^{(i)} (H/m)$	800,6	454,6	1000,75	747,2	1018,95	747,2	1448,4	764,3

Portique 3-3

file de rive				file intermediaire						
Poteaux	1-6		2		3		4		5	
niveaux	1	2÷5	1	2÷5	1	2÷5	1	2÷5	1	2÷5
$I_{pot} (10^{-4} m^4)$										
$I_p (10^{-4} m^4)$	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
$K_{pot} (10^{-4} m^3)$	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19
$\bar{K}$	0,67	0,67	1,37	1,38	1,41	1,18	0,94	0,94	1,14	0,67
$a$	0,44	0,25	0,55	0,41	0,56	0,37	0,49	0,32	0,52	0,25
$r_j^{(i)} (H/m)$	798,55	454,6	998,19	747,2	1021	250,97	889,81	582,26	946,85	454,6

3/a) Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique.

$$R_j^{(i)} = \sum_{k=1}^n r_j^{(i)}$$

on suppose que tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur et qu'ils ont un même déplacement

b) Rigidité relative d'étage "j"

$$R_{jx} = \sum_{k=1}^m R_{jk} \quad \text{suivant le sens longitudinal } x$$

$$R_{jy} = \sum_{k=1}^n R_{jk} \quad \text{" " " transversal } y.$$

Nous donnons ci-après les résultats de a) et b) dans un tableau.

Sens transversal

	Portiques I-II-III VI-VII	VI-V	
rigidité Niveaux	$R_{jy} (t/m)$	$R_{jy} (t/m)$	$R_{jy} (t/m)$
5 ÷ 2	3 599,21	1 768,22	2 1532,49
1	5 805,6	2 910,72	3 4849,44

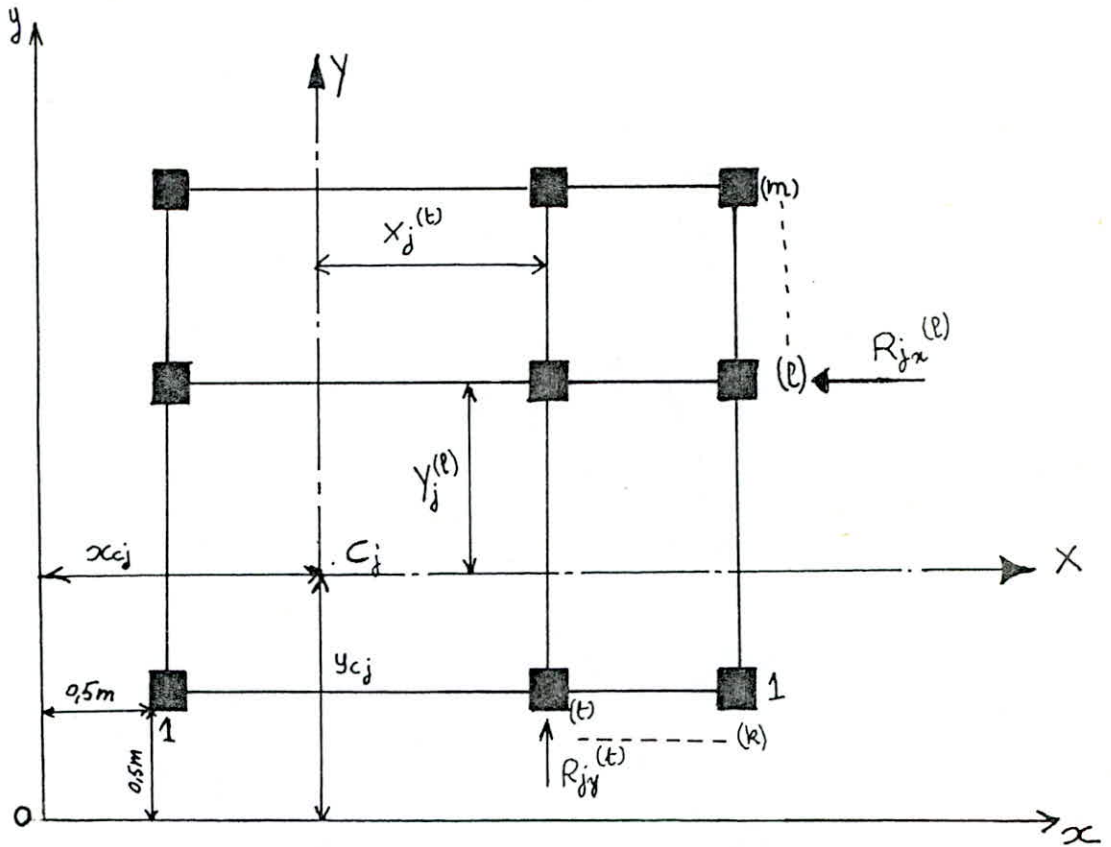
Sens longitudinal

	Portiques 1-1 et 2-2	Portique 3-3	
rigidité niveaux	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jx} (t/m)$
5 ÷ 2	4 674,4	2 944,23	12 293,03
1	7 518,45	5 452,97	20 489,8

## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Determination du centre de torsion et du centre de masse

a) Centre de torsion  $C_j$  à l'étage  $j$



$Oxy$  est un repère telles que  $Ox$  et  $Oy$  sont parallèles aux directions principales du bâtiment. Les coordonnées  $(x_c, y_c)$  du centre de torsion  $C_j$  sont données par

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{k} R_{jy} x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^k R_{jy}} ; \quad y_{cj} = \frac{\sum_{e=1}^{m} R_{jx} y_j^{(e)}}{\sum_{e=1}^m R_{jx}}$$

NIV	5 ÷ 2	1
$x_c$ (m)	10,34	10,36
$y_c$ (m)	6,4	6,63



Centre de masse

Les coordonnées du centre de masse sont données par les relations suivantes

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

ELEMENTS	$x_G(m)$	$y_G(m)$
Poutres longitudinales	10,61	7,35
Poutres transversales	10,49	7,05
Dalles	10,76	7,79
Poteaux	10,5	7,05

Calcul des excentricités entre C et G.

L'excentricité théorique résultante est :

$$e_x = |x_c - x_G| \quad ; \quad e_y = |y_c - y_G|$$

L'excentricité accidentelle résultante des plans est :  $e_x = e_y = \frac{5L}{100}$  où L est la plus grande portée.

et on a  $e_x = e_y = \frac{5 \times 20,22}{100} = 1,011 \text{ m}$

D'où le tableau récapitulatif suivant.

Niveaux	$e_x(m)$	$e_y(m)$
2 ÷ 5	1,011	1,39
1	1,011	1,16

L'excentricité résultante est inférieure à 20% de la plus grande portée du bâtiment.

Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion

Portiques longitudinaux

Portiques niveaux	1-1	2-2	3-3
2 ÷ 5	-5,75	1,85	6,25
1	-5,98	1,62	6,02

Portiques transversaux

Portique Niveaux	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI	VII-VII
2 ÷ 5	-9,69	-6,24	-2,94	0,36	3,48	6,78	10,23
1	-9,71	-6,26	-2,96	0,34	3,46	6,76	10,21

Calcul de la rigidité à la torsion  $R_{j0}$ .

La rigidité de l'étage "j" à la torsion est donnée par la relation

$$R_{j0} = \sum R_{jy} [X_j]^2 + \sum R_{jx} [Y_j]^2$$

Niveaux	2 ÷ 5	1
$R_{j0}$ (t.m)	1.358.521,6	2.217.645,5

## Generalités

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque. Pour les principes de calcul, le règlement utilisé est le RPA 81.

a) Action sismique Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales (verticales) totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule :

$$\underline{\underline{V = ABDQW}}$$

$$A = 0,15$$

$$B = \frac{1}{4}$$

$$D = 2 \text{ (longitudinalement et transversalement)}$$

$$Q = 1,2$$

W = poids propre de la structure selon le RPA 81

$$W = 1048 \text{ t.}$$

d'où force totale longitudinale

$$V_l = 94,32 \text{ t}$$

" " transversale

$$V_t = 94,32 \text{ t}$$

La distribution en hauteur des forces latérales est :  $V = F_t + \sum F_i$

dans notre cas  $F_t = 0$  car  $T \leq 0,7 \text{ s}$

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i} = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

Les déplacements seront calculés par : 
$$\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$$

$F_j^c$  = force latérale cumulée par étage  
 $R_j$  = rigidité relative d'étage.



Seus transversal

NIV	$h_k(m)$	$W_{kj}(t)$	$W_k h_k (t \cdot m)$	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_{jy}(t/m)$	$s_j(cm)$	$s_j^c(cm)$
5	15,24	196	2987,04	29,72	29,72	21532,49	0,14	1,43
4	12,292	213	2596,9	25,84	55,56		0,26	1,29
3	9,144		2112,26	21	76,56		0,35	1,03
2	6,096		1298,48	12,92	89,48		0,41	0,68
1	3,048		649,22	6,46	95,94	34849,44	0,27	0,27

Seus longitudinal

NIV	$h_k(m)$	$W_{kj}(t)$	$W_k h_k (t \cdot m)$	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_{jx}(t/m)$	$s_j(cm)$	$s_j^c(cm)$
5	15,24	196	2987,04	29,72	29,72	12293,03	0,24	2,51
4	12,292	213	2596,9	25,84	55,56		0,45	2,27
3	9,144		2112,26	21	76,56		0,62	1,82
2	6,096		1298,48	12,92	89,48		0,73	1,2
1	3,048		649,22	6,46	95,94	20489,85	0,47	0,47

-Calcul de la période exacte

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_{kj} s_j^2}{g \sum F_j^c s_j}}$$

seus transversal  $T_t = 0,188s < 0,5s$

seus longitudinal  $T_l = 0,25s < 0,5s$

o) Determination de l'effort de l'eau "j" revenant à chaque portique

L'effort tranchant de l'étage "j"  $T_j$  s'applique au cdg de l'étage G

Comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion,  $T_j$

appliquée en G est équivalente à  $T_j$  appliquée au centre de torsion en plus

d'un moment de torsion  $M_j$  avec  $M_j = T_j \cdot e$  d'où on a :

\* portiques transversaux

$$T_{jy} = T_j \frac{R_{jy}}{R_{j0}} x_j e_x + T_j \frac{R_{jy}}{R_{j0}}$$

\* portiques longitudinales

$$T_{jx} = T_j \frac{R_{jx}}{R_{j0}} y_j e_y + T_j \frac{R_{jx}}{R_{j0}}$$

SENS transversal

PORTIQUE I. II	Ni	R <sub>jy</sub>	R <sub>jy</sub>	R <sub>j0</sub>	Z <sub>jy</sub>	e <sub>x</sub>	x <sub>j</sub>	T <sub>jy</sub>
5	3599,2	21532,49	1358521,6	29,72	1,011	-624	4,48	
4	"	"	"	55,56	"	"	8,37	
3	"	"	"	76,56	"	"	11,53	
2	"	"	"	89,48	"	"	13,48	
1	5805,6	34849,44	2217645,5	95,94	"	-626	14,41	

PORTIQUE III	Niv	R <sub>jx</sub>	R <sub>jy</sub> (t/m)	Z <sub>jy</sub> (t)	e <sub>x</sub> (m)	x <sub>j</sub>	T <sub>jy</sub> (t)
5	3599,2	21532,49	29,72	1,011	-969	4,48	
4	"	"	55,56	1,011	"	8,85	
3	"	"	76,56	"	"	12,2	
2	"	"	89,48	"	"	14,26	
1	5805,6	34849,44	95,94	"	-296	15,2	

PORTIQUE 2-2	Niv	R <sub>jx</sub> (t/m)	R <sub>jx</sub> (t/m)	R <sub>j0</sub> (t.m)	T <sub>jx</sub> (t)	y <sub>j</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	T <sub>jx</sub> (t)
5	4674,4	12293,03	1.358521,6	29,72	1,85	1,39	11,56	
4	"	"	"	55,56	"	"	21,62	
3	"	"	"	76,56	"	"	29,79	
2	"	"	"	89,48	"	"	34,82	
1	7518,45	20489,87	2.217.645,5	95,94	1,62	1,16	35,81	

SENS Longitudinal



Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau

Les poteaux d'un même niveau doivent avoir un même déplacement, donc

si on a "n" poteaux par niveau alors

$$S_j^{(1)} = \dots = S_j^{(i)} = \dots = S_j^{(n)} \Rightarrow \frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \dots = \frac{t_j^{(n)}}{r_j^{(n)}} = \frac{T_j}{R_j}$$

avec  $t_j^{(i)}$  = part de l'effort tranchant revenant au poteau "i" de niveau "j".

d'où on a :

$$t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \times T_j$$

avec  $R_j = \sum_{i=1}^{i=n} r_j^{(i)} = \frac{R_j}{12E} \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_j^{(i)} K_{pj}^{(i)}$

on pose  $D = \sum \alpha_j^{(i)} K_{pj}^{(i)}$  d'où  $t_j^{(i)} = \frac{\alpha_j^{(i)} K_{pj}^{(i)}}{D_j^{(i)}} T_j$

seus transversal

NIV	Tj (t)	Dj 10 <sup>4</sup>	Poteau	2	8	15
5	4,48	6,31	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	1,44	1,93	1,1
4	8,37	6,31	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	2,7	3,6	2,05
3	11,53	6,31	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	3,73	4,97	2,83
2	13,48	6,31	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	4,36	5,81	3,31
1	14,41	10,18	aKp	2,95 10 <sup>-4</sup>	4,68 10 <sup>-4</sup>	2,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	4,17	6,62	3,61

Portique II.II.

NIV	Tj (t)	Dj 10 <sup>4</sup>	Poteau	3	9	16
5	4,6	6,31	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	1,25	1,66	1,8
4	8,85	"	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	2,33	3,11	3,37
3	12,2	"	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	3,21	4,29	4,65
2	14,26	"	aKp	2,04 10 <sup>-4</sup>	2,72 10 <sup>-4</sup>	1,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	3,76	5,01	5,43
1	15,24	10,18	aKp	2,95 10 <sup>-4</sup>	4,68 10 <sup>-4</sup>	2,55 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	4,41	7	3,82

Portique III.III

NIV	Tj (t)	Dj 10 <sup>4</sup>	Poteau	7	8	9	10	11	12	13
5	11,56	8,2	aKp	0,797 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	0,797 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	1,12	1,84	1,84	1,89	1,89	1,84	1,12
4	21,62	"	aKp	0,797 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	0,797 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	2,1	3,45	3,45	3,53	3,53	3,45	2,1
3	29,79	"	aKp	0,797 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	0,797 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	2,89	4,76	4,76	4,86	4,86	4,76	2,89
2	34,82	"	aKp	0,797 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,34 10 <sup>-4</sup>	1,31 10 <sup>-4</sup>	0,797 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	3,38	5,56	5,56	5,69	5,69	5,56	3,38
1	35,81	13,19	aKp	1,4 10 <sup>-4</sup>	1,78 10 <sup>-4</sup>	2,54 10 <sup>-4</sup>	2,54 10 <sup>-4</sup>	2,54 10 <sup>-4</sup>	1,76 10 <sup>-4</sup>	1,4 10 <sup>-4</sup>
			t(t)	3,8	4,79	4,85	6,89	6,89	4,79	3,8

seus longitudinal: portique 2-2



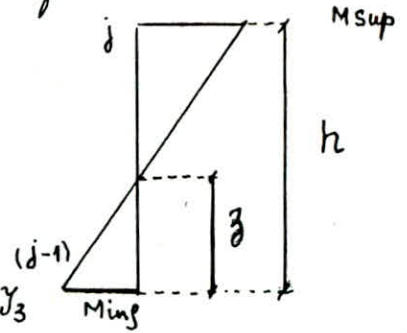
MOMENTS DANS les POTEaux

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

$$M_{sup} = t_j^{(i)} (h-z)$$

$$M_{inf} = t_j^{(i)} z$$

$h$  = hauteur d'étage et  $z = \gamma h$  ou  $\gamma = \gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3$



Les coefficients  $\gamma_i$  sont donnés par des tableaux (bulletin CTC N°5 Cf. RPA 81)

Niv	Pot	$t_j(t)$	$\gamma_0 = \gamma$	$z(m)$	$M_{inf}$ (t.m)	$M_{sup}$ (t.m)
	2	1,14	0,36	1,015	1,46	2,6
	8	1,93	0,39	1,099	2,12	3,32
	15	1,1	0,35	0,987	1,08	2,02
4	2	2,7	0,45	1,27	3,43	4,19
	8	3,6	0,45	1,27	4,57	5,58
	15	2,05	0,4	1,128	2,31	3,47
3	2	3,73	0,46	1,297	4,84	5,68
	8	4,97	0,49	1,382	6,87	7,15
	15	2,83	0,45	1,27	3,59	4,39
2	2	4,36	0,5	1,41	6,15	6,15
	8	5,81	0,5	1,41	8,19	8,19
	15	3,31	0,5	1,41	4,67	4,67
1	2	4,17	0,64	1,8	7,53	4,23
	8	6,62	0,61	1,72	11,39	7,28
	15	3,61	0,675	1,90	6,87	3,31

Niv	Pot	$t_j(t)$	$\gamma_0 = \gamma$	$z(m)$	$M_{inf}$ (t.m)	$M_{sup}$ (t.m)
	3	1,25	0,36	1,015	1,269	2,25
	9	1,66	0,39	1,099	1,82	2,85
	16	1,8	0,35	0,987	1,78	3,29
4	3	2,33	0,45	1,27	2,96	3,61
	9	3,11	0,45	1,27	3,95	4,82
	16	3,37	0,4	1,128	3,8	5,7
3	3	3,21	0,46	1,297	4,16	4,89
	9	4,29	0,49	1,382	5,93	6,17
	16	4,65	0,45	1,27	5,9	7,2
2	3	3,76	0,5	1,41	5,3	5,3
	9	5,01	0,5	1,41	7,06	7,06
	16	5,43	0,5	1,41	7,65	7,65
1	3	4,41	0,64	1,8	7,96	4,48
	9	7	0,61	1,72	12,04	7,7
	16	3,82	0,675	1,90	7,27	3,5

Portique II - II

Portique III - III

Remarque : Dans notre cas  $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_3 = 0 \Rightarrow \gamma = \gamma_0$

Seus longitudinal: portique 2-2

NIV	Poteaux	$t_j(t)$	$y = y_0 + 0 + 0 + 0$	$\bar{z} (m)$	$M_{sup} (t.m)$	$M_{sup} (t.m)$
5	7	1,12	0,34	0,96	1,075	2,083
	8	1,84	0,365	1,029	1,893	3,295
	9	1,84	0,37	1,043	1,919	3,275
	10	1,89	0,37	1,043	1,949	3,275
	11	1,89	0,37	1,043	1,971	3,364
	12	1,84	0,365	1,029	1,893	3,295
	13	1,12	0,34	0,96	1,075	2,083
4	7	2,1	0,4	1,128	2,369	3,553
	8	3,45	0,45	1,269	4,378	5,351
	9	3,45	0,45	1,269	"	"
	10	3,53	0,45	1,269	4,479	5,475
	11	3,53	0,45	1,269	"	"
	12	3,45	0,45	1,269	4,378	5,351
	13	2,1	0,4	1,128	2,369	3,553
3	7	2,89	0,45	1,269	3,667	4,482
	8	4,76	0,47	1,325	6,309	7,114
	9	4,76	0,47	1,325	"	"
	10	4,86	0,475	1,339	6,510	7,193
	11	4,86	0,475	1,339	"	"
	12	4,76	0,47	1,325	6,309	7,114
	13	2,89	0,45	1,269	3,667	4,482
2	7	3,38	0,5	1,41	4,766	4,766
	8	5,56	"	"	7,84	7,84
	9	5,56	"	"	"	"
	10	5,69	"	"	8,023	8,023
	11	5,69	"	"	"	"
	12	5,56	"	"	7,84	7,84
	13	3,38	"	"	4,766	4,766
1	7	3,8	0,7	1,974	7,501	3,215
	8	4,79	0,63	1,777	8,512	4,982
	9	4,85	0,63	1,777	8,618	5,044
	10	6,89	0,627	1,768	12,182	7,248
	11	6,89	0,627	1,788	"	"
	12	4,79	0,63	1,777	8,512	4,982
	13	3,8	0,7	1,974	7,501	3,215



EFFORTS dans les poutres

NIV	Poutres	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	T (t)
5	15-8	2,19	3,1	-0,91	-0,725
	8-2	4,06	3,25	-0,405	-1,49
4	15-8	4,08	5,78	-0,85	-1,35
	8-2	7,62	6,07	0,775	-1,87
3	15-8	5,63	7,98	-1,175	-1,86
	8-2	10,52	8,38	1,07	-3,86
2	15-8	6,58	9,34	-1,38	-2,18
	8-2	12,3	9,79	1,255	-4,5
1	15-8	7,5	10,18	-1,34	-2,42
	8-2	11,76	11,17	0,295	-4,68

PORTIQUE II

NIV	Poutres	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	T (t)
5	16-9	1,88	5,07	-1,595	-0,952
	9-3	3,519	2,79	0,36	-1,29
	3C	0	3,52	-1,76	-2,2
4	16-9	3,52	9,5	-2,99	-1,78
	9-3	6,57	5,24	0,665	-2,41
	3C	0	6,57	-3,285	-4,1
3	16-9	4,86	13,1	-4,12	-2,46
	9-3	9,05	7,23	-0,91	-3,32
	3C	0	9,05	-4,525	-5,66
2	16-9	5,67	15,3	-4,815	-2,87
	9-3	10,6	8,44	1,08	-3,88
	3C	0	10,6	-5,3	-6,62
1	16-9	7,93	10,77	-1,42	-2,56
	9-3	12,44	11,8	0,32	-4,95
	3C	0	12,44	-6,22	-7,77

PORTIQUE III - III

-85-



EFFORTS dans les poteaux

Niv	Poteaux	M <sub>I</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)	N (t)	N <sub>cum</sub> (t)
5	2	1,46	2,6	1,49	1,49
	8	2,12	3,32	-0,765	-0,765
	15	1,086	2,02	-0,725	-0,725
4	2	3,43	4,19	1,87	3,36
	8	4,57	5,58	-0,52	-1,285
	15	2,31	3,47	-1,35	-2,075
3	2	4,84	5,68	3,86	7,22
	8	6,87	7,15	-2	-3,285
	15	3,59	4,39	-1,86	-3,935
2	2	6,15	6,15	4,5	11,72
	8	8,19	8,19	-2,32	-5,605
	15	4,67	4,67	-2,18	-6,115
1	2	7,53	4,23	4,68	16,4
	8	11,39	7,28	-2,26	-7,865
	15	6,87	3,31	-2,42	-8,535

Portique II-II

Niv	Poteaux	M <sub>I</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)	N (t)	N <sub>cum</sub> (t)
5	3	1,27	2,25	-0,91	-0,91
	9	1,82	2,85	-0,39	-0,39
	16	1,78	3,29	-0,95	-0,95
4	3	2,96	3,61	-1,69	-2,6
	9	3,95	4,82	-0,63	-0,97
	16	3,8	5,7	-1,78	-2,73
3	3	4,16	4,89	-2,34	-4,94
	9	5,93	6,17	-0,86	-1,83
	16	5,9	7,2	-2,46	-5,19
2	3	5,3	5,3	-2,74	-7,68
	9	7,06	7,06	-1,01	-2,84
	16	7,65	7,65	-2,87	-8,06
1	3	7,96	4,48	-2,82	-10,5
	9	12,04	7,7	-2,39	-5,23
	16	7,26	3,5	-2,56	-10,62

Portique III-III

-86-

Seus longitudinal portique 2-2

Niv	Poutres	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	T(t)
5	7-8	3,158	2,519	-0,32	-1,8
	8-9	2,68	2,597	-0,0315	-1,75
	9-10	2,597	2,587	-0,005	-1,728
	10-11	2,75	2,75	0	-1,95
	11-12	2,587	2,65	0,0315	-1,745
	12-13	2,519	3,158	0,32	-1,8
4	7-8	5,922	4,74	-0,591	-3,38
	8-9	4,98	4,86	-0,06	-3,28
	9-10	4,86	4,82	-0,02	-3,23
	10-11	5,127	5,127	0	-3,636
	11-12	4,82	4,99	0,085	-3,27
	12-13	4,74	5,922	0,591	-3,38
3	7-8	8,149	6,54	-0,80	-4,66
	8-9	6,88	6,71	-0,085	-4,53
	9-10	6,71	6,64	-0,035	-4,45
	10-11	7,05	7,05	0	-5,0
	11-12	6,64	6,88	0,12	-4,51
	12-13	6,54	8,149	0,8	-4,66
2	7-8	9,532	7,64	-0,946	-5,45
	8-9	8,04	7,84	-0,1	-5,29
	9-10	7,84	7,78	-0,03	-5,21
	10-11	8,26	8,26	0	-5,86
	11-12	7,78	8,04	0,13	-5,27
	12-13	7,64	9,532	0,946	-5,45
1	7-8	10,716	6,58	-2,068	-5,49
	8-9	6,92	6,831	-0,044	-4,58
	9-10	6,831	9,42	1,29	-5,42
	10-11	10	10	0	-7,1
	11-12	9,42	6,92	-1,25	-5,45
	12-13	6,58	10,716	2,068	-5,49

Efforts dans les poutres

Niv	Poteaux	M <sub>I</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)	N(t)	N <sub>cum</sub> (t)
5	7	1,075	2,083	-1,8	-1,8
	8	1,893	3,295	0,05	0,05
	9	1,919	3,275	0,022	0,022
	10	1,971	3,364	-0,222	-0,222
	11	1,971	"	0,205	0,205
	12	1,893	3,295	-0,055	-0,055
13	1,075	2,083	1,8	1,8	
4	7	2,369	3,553	-3,38	-5,18
	8	4,378	5,351	0,11	0,15
	9	"	"	0,05	0,072
	10	4,479	5,475	-0,406	-0,628
	11	"	"	0,366	0,571
	12	4,378	5,351	-0,10	-0,165
13	2,369	3,553	3,38	5,18	
3	7	3,667	4,482	-4,66	-9,84
	8	6,309	7,114	0,13	0,28
	9	"	"	0,08	0,152
	10	6,510	7,193	-0,55	-1,178
	11	"	"	0,49	1,061
	12	6,309	7,114	-0,15	-0,205
13	3,667	4,482	4,66	9,84	
2	7	4,766	4,766	-5,45	-15,29
	8	7,84	7,84	0,16	0,44
	9	"	"	0,08	0,232
	10	8,023	8,023	-0,65	-1,028
	11	"	"	0,59	1,651
	12	7,84	7,84	-0,18	-0,385
13	4,766	4,766	5,45	15,29	
1	7	7,501	3,215	-5,49	-20,78
	8	8,512	4,982	0,91	1,35
	9	8,618	5,044	-0,84	-0,608
	10	12,982	7,248	-1,68	-3,508
	11	"	"	1,65	3,301
	12	8,512	4,982	-0,04	0,425
13	7,501	3,215	5,49	20,78	

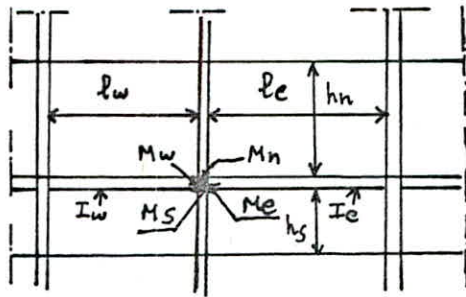
Efforts dans les poteaux



## EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de Caquot. Cette méthode suppose les moments d'inertie des poteaux constants. Le principe consiste à choisir un nœud et déterminer les moments agissants à gauche, à droite, en haut et en bas.

Pour les détails de calcul se conformer à l'annexe C.C.B.A. 68



### Caractéristiques géométriques

Seus transversal      Portiques II-II et III-III

	NIVEAU	NOEUD	Lw(m)	Le(m)	hn(m)	h <sub>1</sub> (m)	I <sub>w</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>4</sup>	I <sub>e</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>4</sup>	I <sub>n</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>4</sup>	I <sub>s</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>4</sup>	L'w (m)	L'e (m)	h' <sub>1</sub> (m)	h' <sub>2</sub> (m)	K <sub>w</sub> m <sup>3</sup> 10 <sup>-4</sup>	K <sub>e</sub> 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>	K <sub>n</sub> 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>	K <sub>s</sub> 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>	D 10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>
PORTIQUE II-II	5	15	0	7,3	0	2,82	0	31,25	0	16	0	5,84	2,256	0	0	5,35	0	7,1	12,45
		8	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	6	4,32	"	"	6,25	7,23	"	"	20,58
		2	4,9	0	"	"	"	0	"	"	3,92	0	"	"	7,97	0	"	"	15,07
	4	15	0	7,3	2,82	"	0	31,25	16	"	0	5,84	"	2,538	5,35	5,35	6,3	"	18,75
		8	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	5,84	3,92	"	"	7,97	7,97	"	"	26,72
		2	4,9	0	"	"	"	0	"	"	"	"	"	"	0	0	"	"	24,37
	3-1	15	0	7,3	"	"	0	31,25	"	"	0	5,84	"	2,256	0	5,35	7,1	"	19,55
		8	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	5,84	3,92	"	"	5,35	7,97	"	"	27,52
		2	4,9	0	"	"	"	0	"	"	3,92	0	"	"	7,97	0	"	"	22,17
PORTIQUE III-III	5	15	0	7,3	0	"	0	31,25	"	"	0	5,84	2,256	0	0	5,35	0	"	12,45
		8	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	6	4,32	"	"	6,25	7,23	"	"	20,58
		3	4,9	1,6	"	"	"	0	"	"	3,92	1,6	"	"	7,97	0	"	"	15,07
	4	16	0	7,3	2,82	"	0	31,25	"	"	0	5,84	"	2,538	0	5,35	6,3	"	18,75
		9	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	5,84	3,92	"	"	5,35	7,97	6,3	"	26,72
		3	4,9	1,6	"	"	"	0	"	"	3,92	1,6	"	"	7,97	0	"	"	24,37
	3-1	16	0	7,3	"	"	0	31,25	"	"	0	5,84	"	2,256	0	5,35	7,1	"	19,55
		9	7,3	4,9	"	"	31,25	"	"	"	5,84	3,92	"	"	5,35	7,97	"	"	27,52
		3	4,9	1,6	"	"	"	0	"	"	3,92	1,6	"	"	7,97	0	"	"	22,17



SENS Longitudinal PORTIQUE 2-2

NIVEAU	NOEUDS	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	Iw $10^{-4} m^4$	Ie $10^{-4} m^4$	Im $10^{-4} m^4$	Is $10^{-4} m^4$	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	Kw $10^{-4} m^3$	Ke $10^{-4} m^3$	Kn $10^{-4} m^3$	Ks $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^3$
5	7	0	3,15	0	2,82	0	6,75	0	16	0	2,52	0	2,256	0	2,678	0	7,1	9,778
	8	3,15	3			6,75				2,52	2,4			2,678	2,8125			12,59
	9	3	3							2,4	2,4			2,8125				12,725
	10	3	2,82							2,4	2,256				2,99			12,9
	11	2,82	3							2,256	2,4			2,99	2,8125			12,9
4	7	0	3,15	2,82	2,82	0	6,75	16	16	0	2,52	2,538	2,256	0	2,678	6,3	7,1	16,078
	8	3,15	3			6,75				2,52	2,4			2,678	2,8125			18,89
	9	3	3							2,4	2,4			2,8125				19,025
	10	3	2,82							2,4	2,256				2,99			19,2
	11	2,82	3							2,256	2,4			2,99	2,8125			19,2
3 ÷ 1	7	0	3,15	2,82	2,82	6,75	6,75	16	16	0	2,52	2,256	2,256	0	2,678	7,1	7,1	16,878
	8	3,15	3							2,52	2,4			2,678	2,8125			19,556
	9	3	3							2,4	2,4			2,8125				19,825
	10	3	2,82							2,4	2,256			2,8125	2,99			20
	11	2,82	3							2,256	2,4			2,99	2,8125			20

NB: Les noeuds 12 et 13 sont respectivement asymétriques des noeuds 7 et 8

PORTIQUE II. II

SOUS G

Niv	Noeud	q <sub>w</sub> (t/m)	q <sub>e</sub> (t/m)	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m	M <sub>s</sub> t.m
5	15	0	2,16	0	8,67	0	4,93	0	4,93
	8	2,16	2,16	9,15	4,74	7,8	6,28	0	-1,51
	2	2,16	0	3,9	0	1,84	0	0	1,84
4	15	0	2	8,02	8,02	0	5,73	2,69	3,036
	8	2	2	8,02	3,61	7,137	4,925	-1,04	-1,17
	2	2	0	3,61	0	2,26	0	1,064	1,199
3 ÷ 1	15	0	2	8,02	0	5,82	2,91	2,91	
	8	2	2	8,02	3,61	7,16	4,88	-1,14	-1,14
	2	2	0	3,61	0	2,31	0	1,156	1,156

SOUS P

Niv	Noeud	q <sub>w</sub> t/m	q <sub>e</sub> t/m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m	M <sub>s</sub> t.m
5	15	0	0,337	0	1,35	0	0,769	0	0,769
	8	0,337	0,337	1,43	0,74	1,22	0,98	0	-0,24
	2	0,337	0	0,61	0	0,287	0	0	0,287
4	15	0	0,59	0	2,37	0	1,69	0,79	0,85
	8	0,59	1,18	2,37	0,72	2,04	1,21	-0,39	-0,44
	2	1,18	0	0,72	0	0,45	0	0,21	0,24
3 ÷ 1	15	0	0,59	0	2,37	0	1,72	0,86	0,86
	8	0,59	1,18	2,37	0,72	2,05	1,2	-0,45	-0,45
	2	1,18	0	0,72	0	0,46	0	0,23	0,23

SOUS G

Niv	Noeud	q <sub>w</sub> t/m	q <sub>e</sub> t/m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m	M <sub>s</sub> t.m
5	16	0	2,12	0	8,5	0	4,847	0	4,847
	9	2,12	2,52	8,98	5,53	7,93	6,74	0	-1,19
	3	2,52	1,86	5,53	2,38	3,4	2,38	0	1,022
4	16	0	2	8,02	0	5,73	3,036	2,69	
	9	2	2,35	8,02	4,25	7,26	5,37	-0,89	-1
	3	2,35	1,62	4,25	2,07	3,44	2,07	0,64	0,72
3 ÷ 1	16	0	2	8,02	0	5,82	2,91	2,91	
	9	2	2,35	8,02	4,25	7,287	5,34	-0,97	-0,97
	3	2,35	1,62	4,25	2,07	3,47	2,07	0,7	0,7

SOUS P

Niv	Noeud	q <sub>w</sub> t/m	q <sub>e</sub> t/m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m	M <sub>s</sub> t.m
5	16	0	0,33	0	1,32	0	0,752	0	0,752
	9	0,33	0,405	1,4	0,89	1,245	1,07	0	-0,17
	3	0,405	0,255	0,73	0,33	0,52	0,33	0	-0,19
4	16	0	0,578	0	2,33	0	1,66	0,78	0,85
	9	0,578	0,71	2,33	1,28	2,12	1,58		
	3	0,71	0,89	1,28	1,14	1,23	1,14	0,044	0,044
3 ÷ 1	16	0	0,578	0	2,33	0	1,69	0,846	0,846
	9	0,578	0,71	2,33	1,28	2,12	1,58	-0,27	-0,27
	3	0,71	0,89	1,28	1,14	1,23	1,14	0,045	0,045

PORTIQUE III. III

MOMENTS AUX NOEUDS



SOUS G

Niv	Profil	q <sub>w</sub> t.m	q <sub>e</sub> t.m	P <sub>w</sub> t	P <sub>e</sub> t	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m	M <sub>s</sub> t.m
7		0	0,394	0	0	0	0,294	0	0,213	0	0,213
8		0,394	"	"	"	0,294	0,267	0,288	0,273	0	-0,015
9		"	"	"	"	0,267	0,267	0,267	0,267	0	0
10		"	0,31	"	6,67	"	2,52	0,76	1,99	0	1,24
11		0,31	0,394	6,67	0	2,52	0,267	1,99	0,76	0	-1,24
12		0,394	0,394	0	0	0,267	0,294	0,273	0,288	0	0,015
13		0,394	0,394	"	"	0,294	0	0,213	0	0	-0,213
7		0	"	0	0	0	0,294	0	0,245	1,3	0,115
8		0,394	"	"	"	0,294	0,267	0,29	0,27	-0,009	-0,01
9		"	"	"	"	0,267	0,267	0,267	0,267	0	0
10		"	0,31	"	6,2	0,267	2,35	0,57	2,02	0,68	0,77
11		0,31	0,394	6,2	0	2,35	0,267	2,02	0,57	-0,68	-0,77
12		0,394	"	0	0	0,267	0,294	0,27	0,29	0,009	0,01
13		"	"	"	"	0,294	0	0,241	0	1,3	0,115
7		0	"	0	0	0	0,294	0	0,247	0,124	0,124
8		0,394	"	"	"	0,294	0,267	0,29	0,27	-0,001	-0,01
9		"	"	"	"	0,267	0,267	0,267	0,267	0	0
10		"	0,31	"	6,2	0,267	2,35	0,56	2,038	0,74	0,74
11		0,31	0,394	6,2	0	2,35	0,267	2,038	0,56	-0,74	-0,74
12		0,394	"	0	0	0,267	0,294	0,27	0,29	-0,001	-0,01
13		"	"	"	"	0,294	0	0,247	0	0,124	0,124

MOMENTS AUX NOEUDS

SOUS P

Niv	Profil	q <sub>w</sub> t.m	q <sub>e</sub> t.m	P <sub>w</sub> t	P <sub>e</sub> t	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>w</sub> t.m	M <sub>e</sub> t.m	M <sub>n</sub> t.m
7		0	0,095	0	0	0,071	0,071	0	0,051	0
8		0,095	"	"	"	0,071	0,064	0,069	0,065	"
9		"	"	"	"	0,064	0,064	0,064	0,064	"
10		"	0,065	"	1,176	0,064	0,45	0,148	0,36	4
11		0,065	0,095	1,176	0	0,45	0,064	0,36	0,148	"
12		0,095	"	0	"	0,064	0,071	0,065	0,069	"
13		"	"	"	"	0,071	0	0,051	0	"
7		0	0,166	"	"	0	0,124	0	0,103	0,048
8		0,166	"	"	"	0,124	0,112	0,122	0,114	-0,004
9		0,166	"	"	"	0,112	0,112	0,112	0,112	0
10		0,166	0,065	"	2,058	0,112	0,76	0,21	0,66	0,21
11		0,065	0,166	2,058	0	0,76	0,112	0,66	0,21	-0,21
12		0,166	"	0	"	0,112	0,124	0,114	0,122	-0,004
13		0,166	"	"	"	0,124	0	0,103	0	0,048
7		0	0,166	"	"	0	0,124	0	0,104	0,052
8		0,166	"	"	"	0,124	0,112	0,122	0,114	-0,004
9		"	"	"	"	0,112	0,112	0,112	0,112	0
10		"	0,065	"	2,058	0,112	0,76	0,2	0,66	0,23
11		0,065	0,166	2,058	0	0,76	0,112	0,66	0,2	-0,23
12		0,166	"	0	"	0,112	0,124	0,114	0,122	-0,004
13		"	"	"	"	0,124	0	0,104	0	0,052

Portique Longitudinal 2-2

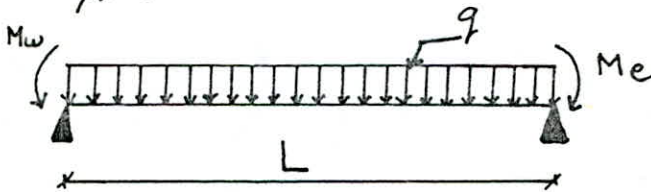


Efforts tranchants dans les poteaux et efforts normaux dans les poutres

Pour simplifier, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Efforts tranchants dans les poutres (Annexe A13 CCBA 68)

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et on fait état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée  $q/m$  et parfois  $q/m^p$  et  $L$



$$T_w = T_{w\text{isost}} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = T_{e\text{isost}} - \frac{M_w - M_e}{L}$$

Efforts Normaux dans les poteaux

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et seront déterminés à partir de ceux-ci par la formule

$$\underline{N_i = T_{ei} + T_{wi}}$$

PORTIQUE II-II

Sous G

Sous P

Niv	travées	L(m)	q t/m	Mw t.m	Me t.m	Tw t.m	Te t.m
5	15-8	7,3	2,16	4,93	7,8	7,49	8,277
	8-2	4,9	2,16	6,28	1,84	6,2	4,386
4	15-8	7,3	2	5,73	7,137	7,1	7,49
	8-2	4,9	2	4,925	2,26	5,44	4,35
3-2-1	15-8	7,3	2	5,82	7,16	7,116	7,48
	8-2	4,9	2	4,88	2,31	5,42	4,37

Niv	travées	L(m)	q t/m	Mw t.m	Me t.m	Tw t.m	Te t.m
5	15-8	7,3	0,337	0,769	1,22	1,17	1,29
	8-2	4,9	11	0,98	0,287	0,967	0,684
4	15-8	7,3	0,59	1,69	2,04	2,1	2,2
	8-2	4,9	1,18	1,21	0,45	3,046	2,73
3-1	15-8	7,3	0,59	1,72	2,05	2,11	2,199
	8-2	4,9	1,18	1,2	0,46	3,042	2,74

Sous G

Sous P

Niv	travées	L(m)	q t/m	Mw t.m	Me t.m	Tw t.m	Te t.m
5	16-9	7,3	2,12	4,847	7,93	7,31	8,16
	9-3	4,9	2,52	6,74	3,4	6,85	5,49
	3-C	1,6	1,86	2,38	0	4,46	0
4	16-9	7,3	2,22	5,73	3,44	8,05	7,42
	9-3	4,9	2,35	2,07	7,26	5,11	7,23
	3-C	1,6	1,62	5,37	0	6,33	0
3-1	16-9	7,3	2	5,82	7,287	7,53	7,94
	9-3	4,9	2,35	5,34	3,47	6,55	5,79
	3-C	1,6	1,62	2,07	0	4,27	0

Niv	travées	L(m)	q t/m	Mw t.m	Me t.m	Tw t.m	Te t.m
5	16-9	7,3	0,33	0,752	1,245	1,13	1,27
	9-3	4,9	0,405	1,07	0,52	1,1	0,88
	3-C	1,6	0,255	0,33	0	0,61	0
4	16-9	7,3	0,577	1,66	2,12	2,04	2,17
	9-3	4,9	0,709	1,59	1,23	1,81	1,66
	3-C	1,6	0,8925	1,14	0	2,14	0
3-1	16-9	7,3	0,33	1,69	2,12	1,14	1,26
	9-3	4,9	0,405	1,58	1,23	1,06	0,92
	3-C	1,6	0,8925	1,14	0	2,14	0

EFFORTS tranchées dans les poutres

PORTIQUE III.III



moments et efforts tranchants dans les poutres -94-

Portique 2.2

### SOUS G

Niv	Travées	L(m)	P(t)	$q$ t/m	$M_w$ t.m	$M_e$ t.m	$T_w$ (t)	$T_e$ (t)
5	7-8	3,15	/	0,394	0,213	0,288	0,596	0,644
	8-9	3	/	0,394	0,273	0,267	0,593	0,589
	9-10	3	/	0,394	0,267	0,76	0,426	0,75
	10-11	2,82	6,67	0,31	1,99	1,99	3,77	3,77
	11-12	3	/	0,394	0,76	0,273	0,75	0,428
	12-13	3,15	/	0,394	0,288	0,213	0,644	0,596
4	7-8	3,15	/	0,394	0,245	0,29	0,606	0,635
	8-9	3	/	0,394	0,27	0,267	0,592	0,59
	9-10	3	/	0,394	0,267	0,57	0,49	0,692
	10-11	2,82	6,2	0,31	2,02	2,02	3,537	3,537
	11-12	3	/	0,394	0,57	0,27	0,691	0,491
	12-13	3,15	/	0,394	0,29	0,245	0,635	0,606
3 ÷ 1	7-8	3,15	/	0,394	0,247	0,29	0,607	0,634
	8-9	3	/	0,394	0,27	0,267	0,592	0,59
	9-10	3	/	0,394	0,267	0,56	0,49	0,689
	10-11	2,82	6,2	0,31	2,038	2,038	3,537	3,537
	11-12	3	/	0,394	0,56	0,27	0,687	0,494
	12-13	3,15	/	0,394	0,29	0,247	0,66	0,58

### SOUS P

Niv	Travées	L(m)	$q$ t/m	P(t)	$M_w$ t.m	$M_e$ t.m	$T_w$ (t)	$T_e$ (t)
5	7-8	3,15	0,095	/	0,051	0,069	0,144	0,155
	8-9	3		/	0,065	0,064	0,143	0,142
	9-10	3		/	0,064	0,148	0,1	0,1845
	10-11	2,82	0,0652	1,176	0,36	0,36	0,68	0,68
	11-12	3	0,045	/	0,148	0,065	0,17	0,115
	12-13	3,15		/	0,069	0,051	0,155	0,144
4	7-8	3,15	0,1665	/	0,103	0,122	0,256	0,268
	8-9	3		/	0,144	0,112	0,26	0,24
	9-10	3		/	0,112	0,21	0,217	0,282
	10-11	2,82	0,0652	2,058	0,66	0,66	1,12	1,12
	11-12	3	0,1665	/	0,21	0,103	0,285	0,214
	12-13	3,15		/	0,122	0,103	0,268	0,256
3 ÷ 1	7-8	3,15		/	0,104	0,122	0,256	0,267
	8-9	3		/	0,114	0,112	0,25	0,249
	9-10	3		/	0,112	0,2	0,22	0,279
	10-11	2,82	0,0652	2,058	0,66	0,66	1,12	1,12
	11-12	3	0,1665	/	0,2	0,114	0,278	0,221
	12-13	3,15		/	0,122	0,104	0,267	0,256



EFFORTS NORMAUX DANS Les poteaux

SOUS G

SOUS P

Niv	Pot	Teu	Te	N	Ncum
5	15	0	7,49	7,49	7,49
	8	8,28	14,48	14,48	14,48
	2	4,39	0	4,39	4,39
4	15	0	7,1	7,1	14,59
	8	7,49	5,44	12,93	27,41
	2	4,35	0	4,35	8,736
3	15	0	7,116	7,116	21,71
	8	7,48	5,42	12,9	40,31
	2	4,37	0	4,37	13,11
2	15	0	7,116	7,116	28,82
	8	7,48	5,42	12,9	53,2
	2	4,37	0	4,37	17,48
1	15	0	7,116	7,116	35,94
	8	7,48	5,42	12,9	66,1
	2	4,37	0	4,37	21,85

Niv	Pot	Tw	Te	N	Ncum
5	15	0	1,17	1,17	1,17
	8	1,29	0,967	2,257	2,257
	2	0,684	0	0,684	0,684
4	15	0	2,1	3,27	3,27
	8	2,2	3,046	7,	7,503
	2	2,73	0	2,73	3,414
3	15	0	2,11	2,11	5,38
	8	2,199	3,042	5,24	10,49
	2	2,74	0	2,74	5,47
2	15	0	2,11	2,11	7,49
	8	2,199	3,042	5,24	15,73
	2	2,74	0	2,74	8,21
1	15	0	2,11	2,11	9,6
	8	2,194	3,042	5,24	20,97
	2	2,74	0	2,74	10,95

SOUS G

Portique II-II

SOUS P

Niv	Pot	Tw	Te	N	Ncum
5	16	0	7,31	7,31	7,31
	9	8,16	6,85	15,01	15,01
	3	5,49	4,46	9,95	9,95
4	16	0	8,05	8,05	15,36
	9	7,42	5,11	12,53	27,54
	3	7,23	6,33	13,56	23,51
3	16	0	7,53	7,53	22,71
	9	7,94	6,55	14,49	42,03
	3	5,79	4,27	10,06	33,57
2	16	0	7,53	7,53	30,24
	9	7,94	6,55	14,49	56,52
	3	5,79	4,27	10,06	43,63
1	16	0	7,53	7,53	37,77
	9	7,94	6,55	14,49	71,01
	3	5,79	4,27	10,06	53,69

Niv	Pot	Tw	Te	N	Ncum
5	16	0	1,13	1,13	1,13
	9	1,27	1,1	2,37	2,37
	3	0,88	0,61	1,49	1,49
4	16	0	2,04	2,04	3,17
	9	2,17	1,81	3,98	6,35
	3	1,66	2,14	3,8	5,29
3	16	0	1,14	1,14	4,31
	9	1,26	1,06	2,32	8,67
	3	0,92	2,14	3,06	8,35
2	16	0	1,14	1,14	5,45
	9	1,26	1,06	2,32	10,99
	3	0,92	2,14	3,06	11,41
1	16	0	1,06	1,14	6,59
	9	1,26	1,06	2,32	13,31
	3	0,92	2,14	3,06	14,47

Portique III. III



Niv	Pot	Tw(t)	Te (t)	N(t)	Ncum(t)
5	7	0	0,596	0,596	0,596
	8	0,644	0,593	1,237	1,237
	9	0,589	0,426	1,015	1,015
	10	0,75	3,77	4,52	4,52
	11	3,77	0,75	4,52	4,52
	12	0,428	0,644	1,072	1,072
	13	0,596	0	0,596	0,596
4	7	0	0,606	0,606	1,202
	8	0,635	0,592	1,227	2,464
	9	0,59	0,49	1,08	2,095
	10	0,692	3,537	4,229	8,749
	11	3,537	0,691	4,228	8,748
	12	0,491	0,635	1,126	2,196
	13	0,606	0	0,606	1,202
3	7	0	0,607	0,607	1,809
	8	0,634	0,592	1,226	3,69
	9	0,59	0,49	1,08	3,175
	10	0,689	3,537	4,226	12,975
	11	3,537	0,687	4,224	12,973
	12	0,494	0,66	1,154	3,35
	13	0,58	0	0,58	1,782
2	7	0	0,607	0,607	2,416
	8	0,634	0,592	1,226	4,916
	9	0,59	0,49	1,08	4,255
	10	0,689	3,537	4,226	17,02
	11	3,537	0,687	4,224	17,2
	12	0,494	0,66	1,154	4,504
	13	0,58	0	0,58	2,362
1	7	0	0,607	0,607	3,023
	8	0,634	0,592	1,227	6,143
	9	0,59	0,49	1,08	5,335
	10	0,689	3,537	4,226	21,25
	11	3,537	0,687	4,224	21,43
	12	0,494	0,66	1,154	5,658
	13	0,58	0	0,58	2,942

Niv	Pot	Tw(t)	Te (t)	N (t)	Ncum(t)
5	7	0	0,144	0,144	0,144
	8	0,155	0,143	0,298	0,298
	9	0,142	0,1	0,242	0,242
	10	0,185	0,68	0,86	0,86
	11	0,68	0,17	0,85	0,85
	12	0,115	0,155	0,31	0,31
	13	0,144	0	0,144	0,144
4	7	0	0,256	0,256	0,4
	8	0,268	0,256	0,528	0,826
	9	0,24	0,217	0,457	0,699
	10	0,282	1,12	1,402	2,262
	11	1,12	0,285	1,405	2,26
	12	0,214	0,268	0,482	0,792
	13	0,256	0	0,258	0,402
3	7	0	0,256	0,258	0,658
	8	0,267	0,25	0,517	1,343
	9	0,249	0,22	0,469	1,168
	10	0,279	1,12	1,399	3,66
	11	1,12	0,278	1,398	3,65
	12	0,229	0,267	0,488	1,28
	13	0,256	0	0,258	0,66
2	7	0	0,256	0,258	0,916
	8	0,267	0,25	0,517	1,86
	9	0,249	0,22	0,469	0,469
	10	0,279	1,12	1,399	5,06
	11	1,12	0,278	1,398	5,05
	12	0,229	0,267	1,3	1,768
	13	0,256	0	0,258	0,918
1	7	0	0,256	0,258	1,174
	8	0,6	0,25	0,517	2,377
	9	0,249	0,22	0,469	2,106
	10	0,279	1,12	1,399	6,459
	11	1,12	0,278	1,398	6,45
	12	0,229	0,267	0,488	2,26
	13	0,256	0	0,258	1,176

EFTUN 10

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous.

Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend donc les sollicitations totales pondérées.

1<sup>er</sup> genre (SP1) : art 7 CCBA 68

$$S_1 = G + 1,2P + T$$

$$S'_1 = G + V + P + T$$

2<sup>em</sup> genre : (SP2) art 7 CCBA 68

$$S_2 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

2<sup>em</sup> genre (SP2) : art 3.3.2 RPA 81

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés en fonction de combinaisons de charge sur la base des règlements (RPA 81).

$$S_2 = G + P \pm (SI) \text{ et } 0,8G \pm (SI) \text{ pour les poutres}$$

$$S_2 = G + P \pm 1,2(SI) \text{ et } 0,8G \pm (SI) \text{ pour les poteaux.}$$

En conclusion, les combinaisons à considérer sont :

Pour les poutres  $G + 1,2P$  (SP1)

$$G + P \pm (SI) \text{ et } 0,8G \pm (SI) \text{ (SP2)}$$

Pour les poteaux  $G + 1,2P$  (SP1)

$$G + P \pm 1,2(SI) \text{ et } 0,8G \pm (SI) \text{ (SP2)}$$

Les moments en travée seront donnés par :

$$\text{sous } G + 1,2P \quad M_t = M_0(G + 1,2P) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2}$$

$$\text{sous } G + 1,2P \pm SI \quad M_t = M_0(G + P) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2} \pm M_t(SI)$$

$$\text{sous } 0,8G \pm SI \quad M_t = 0,8 M_0(G) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2} \pm SI$$



## EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

Niv	Trav	G + 1,2 P I		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		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	15-8	8,89	9,83	7,94	8,84	9,39	10,29	5,27	5,90	6,72	7,35
	8-2	7,36	5,21	5,68	3,58	8,66	6,56	3,47	2,02	6,45	5,00
4	15-8	9,62	10,13	7,85	8,34	10,55	11,04	4,33	4,64	7,03	7,34
	8-2	9,10	7,63	6,62	5,21	10,36	8,95	2,48	1,61	6,22	5,35
3	15-8	9,65	10,12	7,37	7,82	11,09	11,54	3,83	4,12	7,55	7,84
	8-2	9,07	7,66	5,38	3,25	11,55	10,97	1,25	-0,36	7,42	7,36
2	15-8	9,65	10,12	7,05	7,5	11,41	11,86	3,51	3,8	7,87	8,16
	8-2	9,07	7,66	3,96	2,61	12,96	11,61	-0,16	-1,0	8,84	8,0
1	15-8	9,65	10,12	6,81	7,26	11,65	12,10	3,27	3,56	8,11	8,40
	8-2	9,07	7,66	3,78	2,43	13,14	11,79	-0,34	-1,18	9,02	8,18

PORTIQUE II - II

-98-

Portique II - II

Niv	Pot	G + 1, 2 P			G + P + 1, 2 S I			G + P - 1, 2 S I			0, 8 G + S I			0, 8 G - S I		
		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>C</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>C</sub>
5	2	2,18	1,32	5,21	5,25	3,03	6,86	-0,99	-0,48	3,28	4,07	2,31	5,0	-1,13	-0,61	2,02
	8	-1,8	-1,51	17,19	2,23	1,11	15,28	-5,74	-3,97	17,65	2,11	1,29	10,82	-4,63	-2,95	12,35
	15	5,85	3,64	8,189	8,12	4,78	7,79	3,28	2,18	9,53	5,96	3,24	5,27	1,92	1,07	6,27
4	2	1,49	1,43	12,83	6,47	5,5	16,18	-3,59	-2,73	8,12	5,11	4,35	10,35	-3,23	-2,51	3,63
	8	-1,7	-1,65	36,41	5,09	3,98	33,37	-8,31	-7,05	36,45	4,64	3,66	20,64	-6,52	-5,48	23,21
	15	4,1	3,94	18,51	3,04	6,54	15,37	8,09	1,0	20,35	36,45	4,64	9,6	5,9	0,02	13,75
3	2	1,43	1,43	19,67	8,2	7,19	27,24	-5,43	-4,42	9,91	6,6	5,76	17,7	-4,76	-3,92	3,26
	8	-1,65	-1,65	52,9	7,02	6,68	46,86	-10,15	-9,81	54,74	6,24	5,96	28,96	-8,06	-7,78	35,53
	15	3,94	3,94	28,16	9,04	8,08	22,36	-1,5	-0,54	31,81	6,72	5,92	13,43	-2,06	-1,26	21,3
2	2	1,84	1,84	27,33	7,39	9,17	39,75	-3,81	-5,59	11,62	5,92	7,4	25,7	-3,42	-4,9	2,26
	8	-1,65	-1,65	72,08	8,26	8,26	62,2	-11,39	-11,39	75,66	7,28	7,28	36,96	-9,1	-9,1	48,17
	15	3,94	3,94	37,81	9,37	9,37	28,97	-1,83	-1,83	43,65	7,0	7,0	16,94	-2,34	-2,34	29,17
1	2	1,43	0	34,95	6,46	9,04	52,43	-3,69	-9,04	13,04	5,15	7,53	33,88	-3,31	-7,53	1,08
	8	-1,65	0	91,26	7,17	13,67	77,63	-10,3	-13,67	96,51	6,37	11,32	45,02	-8,19	-11,32	60,75
	15	3,94	0	47,46	7,74	8,24	35,3	-0,2	-8,24	55,78	5,64	6,87	20,22	-0,98	-6,87	37,29

Moments of flats maximum dans les poteaux



# MOMENTS DANS LES POUTRES

NIVEAU	travée	G + 1,2 P			G + P + SI			G + P - SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>B</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)
5	15-8	5,85	9,53	9,26	8,8	9,81	11,21	2,6	10,72	6,83	8,43	5,96	7,04	0,84	6,875	4,05
	8-2	7,46	2,88	2,18	10,51	3,025	6,19	4,01	3,835	-1,93	5,53	1,53	8,27	1,77	2,34	-2,59
4	15-8	7,76	11,51	5,59	13,2	9,97	13,26	1,64	11,67	5,10	9,79	4,66	10,36	-1,2	6,36	1,63
	8-2	6,38	5,66	2,8	12,21	6,72	10,33	0,07	5,17	-4,91	9,43	2,7	10,01	-2,13	1,15	-5,81
3	15-8	7,88	9,29	9,62	15,52	9,58	14,84	-0,44	11,93	3,58	11,36	4,29	0,8	12,64	6,64	0,1
	8-2	6,32	5,66	2,86	14,46	7,015	13,29	-2,3	4,875	-7,75	12,37	2,99	12,28	-4,48	0,85	-8,67
2	15-8	7,88	9,29	9,62	16,88	9,38	15,79	-1,8	12,14	2,63	12,31	4,08	14,0	-4,68	6,84	0,85
	8-2	6,32	5,66	2,86	15,86	7,2	15,07	-3,7	4,69	-9,53	14,15	3,18	13,68	-5,88	0,67	-10,45
1	15-8	7,88	9,29	9,62	17,72	9,42	16,71	-2,64	12,1	1,71	13,23	4,12	14,84	-5,52	6,8	-1,77
	8-2	6,32	5,66	2,86	17,25	6,24	14,53	-5,09	5,65	-8,99	13,61	2,22	15,07	-7,27	1,63	-9,91

PORTIQUE II.II

-100-



## BIBLIOGRAPHIE

RPA 81

Règles CCBA 68

Règles NV 65

Tables pour les calculs des dalles et des poutres (R. BARRES)

Calcul et vérification des ouvrages en BA (P. CHARON)

Calcul pratique des tours en BA (M. DIVERS)

Traité de BA tome 4 (GUERRIN)

Contreventement des bâtiments (ALBIRES et GOULET)

Calcul pratique des ossatures de bâtiments en BA

(A. FUENTES)

TRAITE de BA Tome 2

(BELLAZOUGUI)

Conception et calcul des structures soumises aux séismes

(A. DAUDI, A. RILI, A. SALHI RPA 81)

