

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UNE TOUR

R + 8

A USAGE D'HABITATION

Proposé par : CTC

Etudié par : ASSAM et CHAIB

Dirigé par : CHENAR

et SENDJANI



PROMOTION : JUIN 1984







## Table des matieres

	<u>Page</u>
I - Introduction et descente de charge . . . . .	1
II - Caracteristiques geometriques . . . . .	28
III - Etude dynamique . . . . .	41
IV - Etude au Seisme . . . . .	59
V - Etude du contreventement . . . . .	65
VI - Calcul des voiles . . . . .	88
VII - Ferrailage des voiles . . . . .	95
VIII - calcul des elements . . . . .	134
IX - Etude des deformations . . . . .	181
X - Fondations . . . . .	190





## Introduction :

Ce projet proposé par le C.T.C porte sur des propositions de modifications tant structurales qu'architecturales à apporter au bâtiment étudié pour le rendre plus résistant surtout vis à vis du séisme, et ce, conformément au nouveau règlement parasismique Algérien (R.P.A). En plus, on aura à calculer et à vérifier les éléments résistants du bâtiment.

### a/ Modifications apportées :

Le bâtiment étant à l'origine un "R+4", nous avons ajoutés 4 étages et de le ramener ainsi à "R+8". Cette modification nous a contraint à prévoir une cage d'ascenseur à la place du vide laissé aux gaines.

L'autre modification apportée, concerne la création d'articulations au droit des linteaux de  $V_{L4}$  (voire étude du contreventement), ainsi que le remplacement des linteaux et trumeaux correspondants des voiles  $V_{T5}$  et  $V_{T7}$  par des murs en maçonnerie.

### b/ Dimensions: (Bâtiment modifié)

- En plan :  $20,36\text{ m} \times 18,99\text{ m}$  (voir fig.)
- Hauteur d'étage :  $L = 2,89\text{ m}$  (De plancher à plancher)
- Hauteur total du bâtiment :  $H = 26,01\text{ m}$  (A partir du R.d.c)
- Hauteur du vide sanitaire :  $0,80\text{ m}$ .

c/ Contreventement : Par voiles porteurs uniquement.



d/ Façades : En panneaux préfabriqués .

e/ Planchers : Dalles pleines en B.A de 16cm .

f/ Technologie de réalisation : Coffrages tunnels .

g/ Caractéristiques du sol de fondation :

D'après le rapport de l'étude du sol qui nous a été fourni , nous avons affaire à un terrain du type "Sol meuble".

Le sondage réalisé a permis de donner la composition suivante du sous-sol :

- 0 à 2,75 m : Sable jaune fin .
- 2,75 à 5,00 m : Argile sableuse .
- 5,00 à 6,00 m : Sable gris fin
- 6,00 à 7,50 m : Sable claire .
- 7,50 à 9,00 m : Limon sableux .

ainsi qu'une nappe phréatique située à 1,90 m .

- Essais du laboratoire :

D'après les essais de cisaillement , nous pouvons prendre un angle de frottement  $\varphi = 20^\circ$  et un coefficient de cohésion nul ( $c = 0$ ), c'est à dire qu'on a un sol pulvérulent .

Nous pouvons remarquer à partir des courbes oedométriques , qu'au delà d'une profondeur d'environ 2,75 m , le terrain devient médiocre ou l'on a un coefficient de compressibilité (de tassement) de 0,376 , donc assez compressible , ce qui est mauvais pour les fondations .

De ce fait , nous avons opté pour des fondations superficielles



à une profondeur de 1,00 m au dessus de la nappe phréatique, afin d'avoir des tassements tolérables. (voire calcul des tassements en partie fondations).

- Calcul de la contrainte admissible :

la force portante calculée dans le rapport de sol est :  $\bar{f}_s = 1 \text{ bar}$ .

Notre bâtiment étant contreventé par des murs porteurs, donc nous envisageons des semelles filantes.

Prédimensionnement de la semelle :

• Voile  $V_{L4}$  : (le plus sollicité)

$$G = 313,65 + 4,43 = 318,08 \text{ t}$$

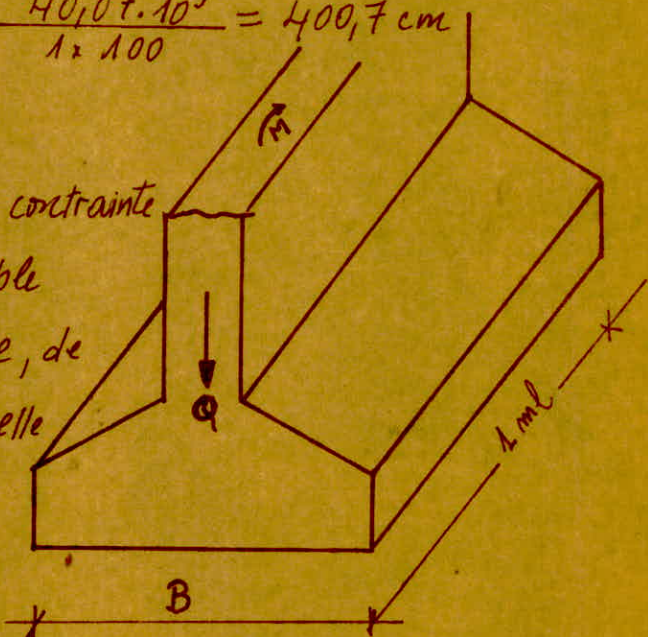
$$P = 30,43 \text{ t}$$

$$\Rightarrow Q = G + 1,2P = 354,6 \text{ t} \text{ donc pour } 1 \text{ ml} : Q = 40,07 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } B = \frac{Q}{\bar{f}_s \times 1 \text{ m}} = \frac{40,07 \cdot 10^3}{1 \times 100} = 400,7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } B = 400 \text{ cm}$$

\* Etant donné que cette contrainte (ie  $\bar{f}_s = 1 \text{ b}$ ) donne une faible résistance du sol d'assise, de plus la largeur de la semelle est importante ( $B = 4 \text{ m}$ ) devant la portée entre-axe des voiles (3,50 m), d'où



chevauchement des semelles. Donc il serait plus pratique d'opter pour un radier général comme fondation superficielle.



This Draft suggested by CTC deals with structural as well architectural changes which could be intended in view to make the building designed more solid mainly against earthquakes, in accordance with the new Algerian prescriptions (R.P.A).

- Sizes: (modified building)

\* plane (see drawing) :  $20.36 \text{ m} \times 18.99 \text{ m}$

\* Height between floors :  $L = 2.89 \text{ m}$

\* " of the building (from mat to roof) :  $H = 26.01 \text{ m}$

- Bracing:

By concrete walls only.

- Outside walls:

Precast concrete pannels.

- Flooring:

Plain concrete slabs (16 cm thick).

- Foundation:

overall concrete mat.

- Bearing of the soil:

The soil report suggests an allowable pressure on the soil of  $1.00 \text{ Kg/cm}^2$ .

- Achievement devices:

Formworks (wall and slab formworks connected on the same frame).



يُعمل هذا المشروع المقترح من الهيئة التقنية عراقية  
البناء بوضع تعديلات إنشائية ومعمارية حتى يكون  
هذا البناء أكثر مقاومة للزلازل مطابقة بذلك الموصفات  
القياسية لتصميم الإشارات المقاومة للزلازل ، وقد  
قُصنا بحساب جميع المكونات للمشروع على هذا الأساس .

التعديلات التي يجعلها المشروع :  
المشروع في البداية ذو أربعة طبقات ، ثم أزدنا له أربعة  
أخرى .

- مساحة العمارة : 20.36 م × 9.93 م .

- ارتفاع الطبقة : ل = 2.89 م

- ارتفاع العمارة : ع = 26.01 م .



## Matériaux utilisés :

### 1/ Béton structural :

Le bâtiment étant à usage d'habitation, on utilisera du béton non contrôlé dosé à 350 kg de ciment, de la classe 325, par m<sup>3</sup> de béton.

Soit une résistance nominale à 28 jours.

$$- \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2 \text{ (à la compression)}$$

$$- \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,20 \text{ bars} = 23,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (à la traction)}$$

\* la composition de 1 m<sup>3</sup> de béton sera :

- 800 l de gravillons de 25 mm (gravier roulé ou concassé).

- 400 l de sable.

- 350 kg de ciment C.P.A 325

- 175 l d'eau.

\* Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} \text{ avec :}$$

•  $\alpha$  : dépend de la classe du ciment utilisé

$$\alpha = 1 \text{ (CPA 325)}$$

•  $\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = 5/6 \text{ (contrôle atténué)}$$

•  $\gamma$  : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$\gamma = 1 \text{ (} h_m > 40 \text{)}$$

•  $\epsilon$  : dépend de la distribution des contraintes dans la section (Nature de sollicitation).



\* En compression simple :  $\delta = 0,3$

\* " flexion simple :  $\delta = 0,6$

\* " " composée : •  $\delta = 0,6$  si l'effort est une traction .

$$\bullet \delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$$

$e_0$  : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton seul .

$e_1$  : distance à la limite du noyau central au c.s.G de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression .

•  $\epsilon$  : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section .

$$\epsilon = 1 : \begin{cases} - \text{En compression simple, quel que soit la forme de la section} \\ - \text{" flexion simple ou composée avec traction pour une section rectangulaire} \end{cases}$$

dans les autres cas,  $\epsilon$  est déterminé par la condition :  $\frac{F'_b}{B} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$

tel que :  $F'_b$  : résultante des forces de compression .

$B'$  : section de béton comprimée .

$\bar{\sigma}'_{b_0}$  : contrainte admissible du béton en c.s .

Donc :

- contrainte admissible en compression :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} = 1,5/6 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (S.P.1)$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,5 = 102,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (S.P.2)$$



- contrainte admissible en flexion simple ou composée :

(section rectangulaire)

$$\bar{\sigma}_b^1 = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,6 \times 275 = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP1)}$$

$$\bar{\sigma}_b^1 = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

Contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}$$

$$\text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times 0,0258 \times 275 = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP1)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

2/ Aciers :

a/ Aciers doux (ronds lisses)

Fe E24  $\rightarrow$  limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

b/ Aciers H.A :

Ils sont de nuance Fe40 :  $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  pour  $\phi \leq 20$

$$* \phi \leq 20 : \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{cases}$$

$$* \phi > 20 : \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \end{cases}$$

La contrainte de traction imposée par la condition de fissuration.



Pour éviter les fissures inacceptables, la valeur max. de la contrainte des armatures est limitée par la plus grande des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{contrainte de la fissurat. systématique} \\ \sigma_2 = 214 \sqrt{\eta \frac{K}{\phi} \bar{\sigma}_b} \end{array} \right.$$

avec :  $K = 1,5 \cdot 10^6$  : fissuration nuisible .

$K = 1 \cdot 10^6$  : " préjudiciable .

$K = 0,5 \cdot 10^6$  : " très " .

+  $\eta = 1$  pour les ronds lisses .

+  $\eta = 1,6$  " " aciers H.A .

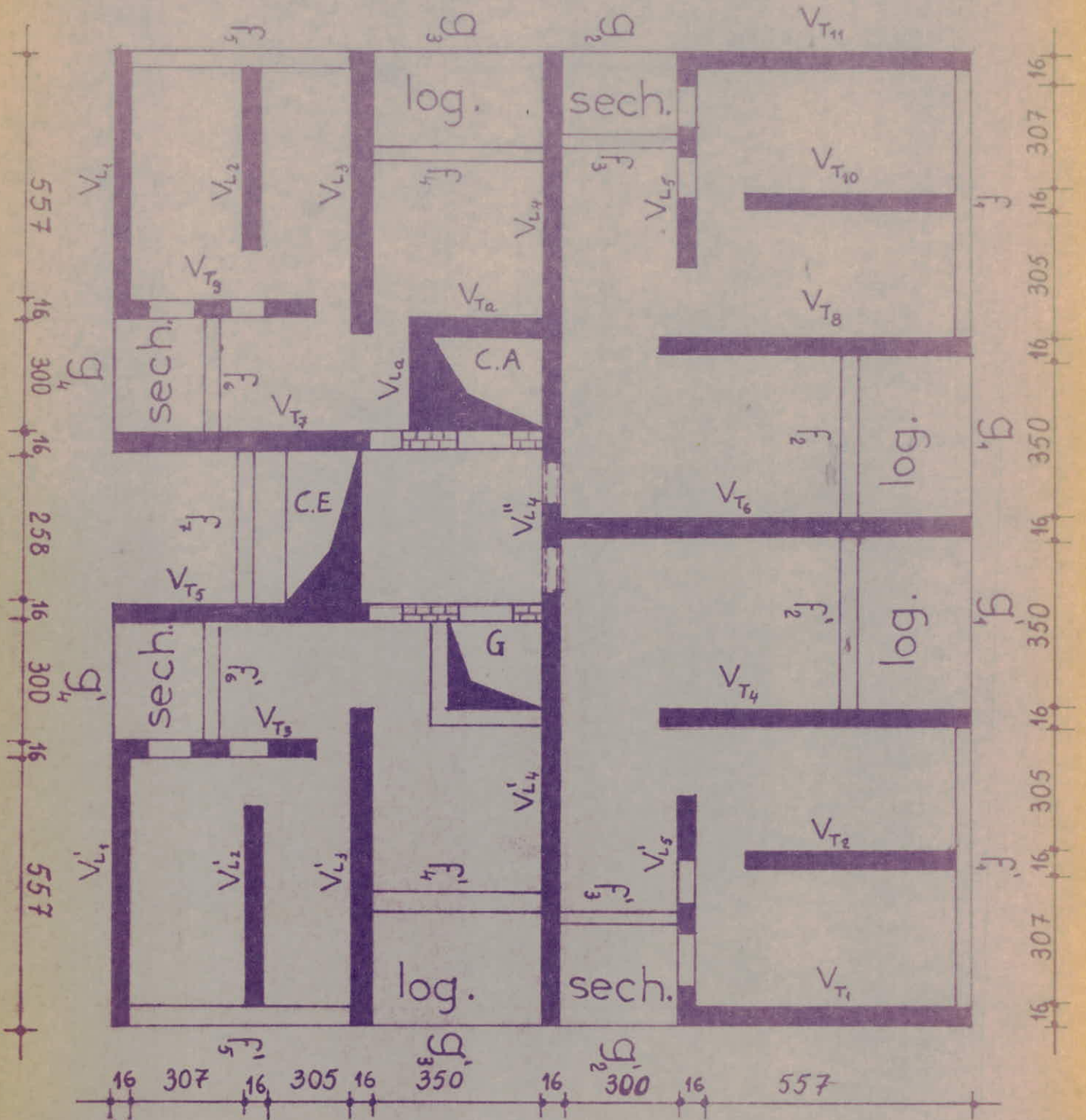
$\phi$  : Diamètre de la plus grande barre tendue (en mm) .

$\tilde{w}_f$  : pourcentage de fissuration défini par  $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$  .



IDENTIFICATION DES VOILES ET AUTRES  
ELEMENTS D'UN ETAGE COURANT

F: façade ; g: garde corps ; Epaisseur des voiles : 16 cm  
G: gaines ; C.A: cage d'ascenseur ; C.E: cage d'escalier.



## Descente de charges

La descente de charges consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction (voile) les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Pour chaque voile, on aura à considérer :

- Son poids propre
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons reportées sur lui.
- les éléments spéciaux : Escaliers, gaines, et...

D'autre part, le bâtiment étant à usage d'habitation, il y aura lieu de procéder à une dégression des charges.

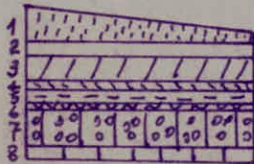
### Charges :

#### - Plancher terrasse :

1. Protection gravillon (5cm) :  $0,05 \times 1800 = 90 \text{ Kg/m}^2$
2. Etanchéité multicouche = 12 "
3. Forme de pente 1% (10cm) :  $0,1 \times 2000 = 200 \text{ "}$
4. Papier craft : = 7 "
5. Liège (4cm) : = 7 "
6. Film polyane : = 7 "
7. Dalle pleine en B.A (16cm) :  $0,16 \times 2500 = 400 \text{ "}$
8. Enduit au plâtre (1,5cm) :  $0,015 \times 1400 = 21 \text{ "}$

---

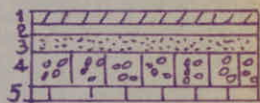
$$G = 730 \text{ Kg/m}^2$$





- Plancher étage courant :

1. Carrelage (1,5 cm) :  $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$
2. Mortier de pose (1 cm) :  $0,01 \times 2000 = 20 \text{ ''}$
3. Sable (3 cm) :  $0,03 \times 1700 = 51 \text{ ''}$
4. Dalle en B.A (16 cm) :  $0,16 \times 2500 = 400 \text{ ''}$
- cloisons :  $= 75 \text{ ''}$
5. Enduit au plâtre (1 cm) :  $= 14 \text{ ''}$



---

$$G = 593 \text{ Kg/m}^2$$

- Loggia et sechoirs :

Plancher identique à celui de l'étage courant soit,

$$G = 593 \text{ Kg/m}^2$$

- Escaliers :

\* Palier : (Niveau étage courant)

- Carrelage (1,5 cm) :  $33 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier de pose (1 cm) :  $20 \text{ ''}$
- Sable (3 cm) :  $51 \text{ ''}$
- Dalle en B.A (16 cm) :  $400 \text{ ''}$

---

$$G = 504 \text{ Kg/m}^2$$

\* Palier : (Niveau R.d.c)

- Carrelage (1,5 cm) :  $33 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier de pose (1 cm) :  $20 \text{ Kg/m}^2$
- Sable (3 cm) :  $51 \text{ ''}$
- Prédalle en B.A (16 cm) :  $400 \text{ ''}$

---

$$G = 504 \text{ Kg/m}^2$$

- Plancher R.d.c :

- Carrelage (1,5 cm) :  $33 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier de pose (1 cm) :  $20 \text{ ''}$
- Sable (3 cm) :  $51 \text{ ''}$
- Prédalle en B.A (16 cm) :  $400 \text{ ''}$
- cloisons :  $75 \text{ ''}$

---

$$G = 579 \text{ Kg/m}^2$$



- Escaliers (suite) :

\*\* Volée :

a/ Niveau R.d.c :

- Poids propre Paillasse ( $e=15\text{cm}$ ) :  $\frac{0,15 \times 2500}{\cos\alpha} = 471,11 \text{ Kg/m}^2$
  - " " des marches :  $\frac{0,178 \times 2200}{2} = 195,8 \text{ Kg/m}^2$
  - Mortier de pose (2cm) :  $0,02 \times 2000 = 40 \text{ "}$
  - Revêtement :  $= 66 \text{ "}$
  - Garde-corps :  $= 100 \text{ "}$
- 
- $G = 872,91 \text{ Kg/m}^2$

b/ Niveau Etage courant :

- Poids propre Paillasse ( $e=8\text{cm}$ ) :  $\frac{0,08 \times 2500}{\cos\alpha} = 245,57 \text{ Kg/m}^2$
  - " " des marches :  $\frac{0,158 \times 2200}{2} = 173,8 \text{ Kg/m}^2$
  - Mortier de pose (2cm) :  $= 40 \text{ "}$
  - Revêtement :  $= 66 \text{ "}$
  - Garde-corps :  $= 100 \text{ "}$
- 
- $G = 625,37 \text{ Kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible :  $= 100 \text{ Kg/m}^2$
- Plancher courant :  $= 175 \text{ Kg/m}^2$
- Escalier, palier :  $= (250, 300) \text{ Kg/m}^2$
- Loggia :  $= 300 \text{ Kg/m}^2$
- Acrotère :  $= 100 \text{ Kg/m}^2$



Surfaces des voiles :

a/ voiles longitudinaux :

Voiles	$V_{L1} = V_{L1}'$	$V_{L2} = V_{L2}'$	$V_{L3} = V_{L3}'$	$V_{L4} = V_{L4}'$	$V_{L4}''$	$V_{L5} = V_{L5}'$
$S (m^2)$	16,559	12,485	22,051	26,361	1,734	13,912

b/ voiles transversaux :

Voiles	$V_{T1}$	$V_{T2}$	$V_{T3}$	$V_{T4}$	$V_{T5}$	$V_{T6}$	$V_{T7}$
$S (m^2)$	16,559	12,485	13,912	22,051	21,675	25,403	21,675

$V_{T8}$	$V_{T9}$	$V_{T10}$	$V_{T11}$
22,051	13,912	12,485	16,559



Surfaces des façades :

Façade	$f_1 = f_1'$	$f_2 = f_2'$	$f_3 = f_3'$	$f_4 = f_4'$	$f_5 = f_5'$	$f_6 = f_6'$	$f_7$
S (m <sup>2</sup> )	14,789	7,007	5,977	7,007	14,789	5,977	6,736

Poids des voiles :

a/ voiles longitudinaux :

Voiles	$V_{L1} = V_{L1}'$	$V_{L2} = V_{L2}'$	$V_{L3} = V_{L3}'$	$V_{L4}$	$V_{L4}'$	$V_{L4}''$	$V_{L5} = V_{L5}'$
M <sub>i</sub> (t)	3,31	6,34	9,968	10,876	10,876	0,668	5,805

b/ Voiles transversaux :

voiles	$V_{T1}$	$V_{T2}$	$V_{T3}$	$V_{T4}$	$V_{T5}$	$V_{T6}$	$V_{T7}$
M <sub>i</sub> (t)	6,623	4,994	5,565	8,820	10,424	10,161	10,424

$V_{T8}$	$V_{T9}$	$V_{T10}$	$V_{T11}$
8,820	5,565	4,994	6,623

Poids des façades :

$$f_1 = f_1' = f_5 = f_5' = 14,789 \times 2,5 \times 0,16 = 5,916 \text{ t}$$

$$f_2 = f_2' = f_4 = f_4' = 7,007 \times 2,5 \times 0,16 = 2,803 \text{ t}$$

$$f_3 = f_3' = f_6 = f_6' = 5,977 \times 2,5 \times 0,16 = 2,391 \text{ t}$$

$$f_7 = 6,736 \times 2,5 \times 0,16 = 2,694 \text{ t}$$

Poids des garde-corps : (Préfabriqué en B.A)

a/ Niveau R.d.C : (Protections)

$$g_1 = g_1' = g_3 = g_3' = 1,407 \text{ t}$$

$$g_2 = g_2' = g_4 = g_4' = 1,260 \text{ t}$$



b/ Niveau étage courant : (gardes-corps + protections)

$$g_1 = g'_1 = g_3 = g'_3 = 2,079 t$$

$$g_2 = g'_2 = g_4 = g'_4 = 1,782 t$$

c/ Niveau terrasse : (protections + acrotère)

$$g_1 = g'_1 = g_3 = g'_3 = 1,253 t$$

$$g_2 = g'_2 = g_4 = g'_4 = 1,074 t$$

Surfaces de plancher revenant aux voiles :

a/ voiles longitudinaux :

voiles		$V_{L1} = V'_{L1}$	$V_{L2} = V'_{L2}$	$V_{L3} = V'_{L3}$	$V_{L4} = V'_{L4}$	$V''_{L4}$	$V_{L5} = V'_{L5}$
$\left(\frac{N}{E}\right)$	Terra.	8,276	15,851	24,921	27,191	1,668	14,512
$\cup$	Étag. crt.	8,276	15,851	24,921	26,307	1,614	14,512

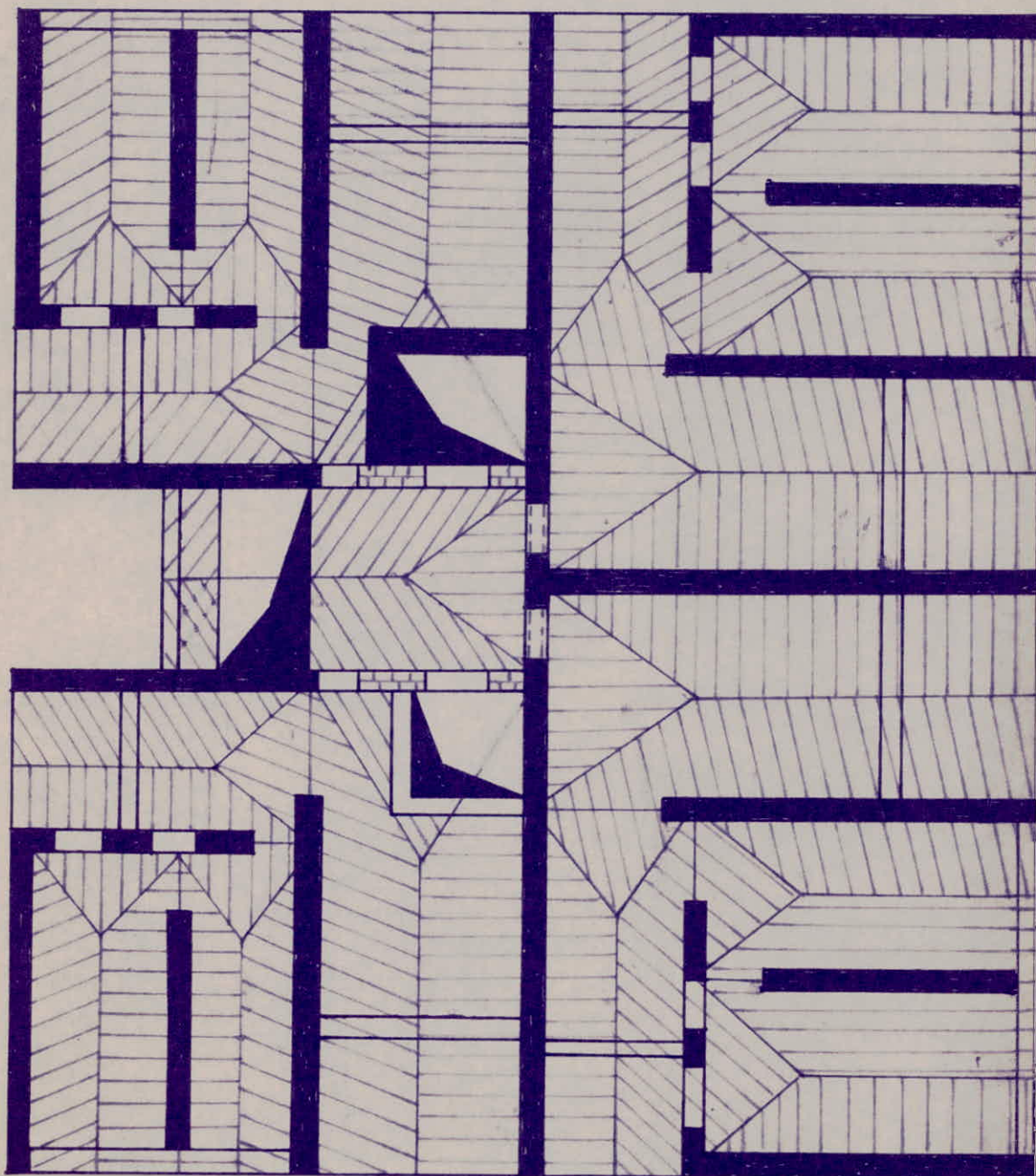
b/ voiles transversaux :

voiles		$V_{T1}$	$V_{T2}$	$V_{T3}$	$V_{T4}$	$V_{T5}$	$V_{T6}$	$V_{T7}$
$\left(\frac{N}{E}\right)$	Terr.	8,276	15,851	14,512	24,921	21,486	29,188	21,486
$\cup$	Étag. crt.	8,276	15,851	14,512	24,921	18,553	29,188	18,416

$V_{T8}$	$V_{T9}$	$V_{T10}$	$V_{T11}$
24,921	14,512	15,851	8,276
24,921	14,512	15,851	8,276



Surfaces de Plancher revenant  
aux voiles





Surcharges d'exploitation revenant à chaque voile  
(avec dégression) [t]

Niveaux Voiles	Terr.	8	7	6	5	4	3	2	1	R.d.c
V <sub>L1</sub>	0,828	1,448	1,303	1,158	1,014	0,869	0,724	"	"	"
V <sub>L1</sub> '	0,828	1,448	1,303	1,158	1,014	0,869	0,724	"	"	"
V <sub>L2</sub>	1,585	2,774	2,497	2,219	1,942	1,664	1,387	"	"	"
V <sub>L2</sub> '	1,585	2,774	2,497	2,219	1,942	1,664	1,387	"	"	"
V <sub>L3</sub>	2,492	4,361	3,925	3,489	3,053	2,617	2,181	"	"	"
V <sub>L3</sub> '	2,492	4,361	3,925	3,489	3,053	2,617	2,181	"	"	"
V <sub>L4</sub>	2,72	4,604	4,143	3,683	3,223	2,762	2,302	"	"	"
V <sub>L4</sub> '	2,72	4,604	4,143	3,683	3,223	2,762	2,302	"	"	"
V <sub>L4</sub> "	0,167	0,283	0,255	0,226	0,198	0,170	0,142	"	"	"
V <sub>L5</sub>	1,451	2,54	2,286	2,032	1,778	1,524	1,27	"	"	"
V <sub>L5</sub> '	1,451	2,54	2,286	2,032	1,778	1,524	1,27	"	"	"
V <sub>T1</sub>	0,828	1,448	1,303	1,158	1,014	0,869	0,724	"	"	"
V <sub>T2</sub>	1,585	2,774	2,497	2,219	1,942	1,664	1,387	"	"	"
V <sub>T3</sub>	1,451	2,54	2,286	2,032	1,778	1,524	1,27	"	"	"
V <sub>T4</sub>	2,492	4,361	3,952	3,489	3,053	2,617	2,181	"	"	"
V <sub>T5</sub>	2,149	3,247	2,922	3,008	2,598	1,948	1,624	"	"	"
V <sub>T6</sub>	2,919	5,108	4,597	4,086	3,576	3,065	2,554	"	"	"
V <sub>T7</sub>	2,149	3,223	2,90	2,578	2,256	1,934	1,612	"	"	"
V <sub>T8</sub>	2,492	4,361	3,925	3,489	3,053	2,617	2,181	"	"	"
V <sub>T9</sub>	1,451	2,54	2,286	2,032	1,778	1,524	1,27	"	"	"
V <sub>T10</sub>	1,585	2,774	2,497	2,219	1,942	1,664	1,387	"	"	"
V <sub>T11</sub>	0,828	1,448	1,303	1,158	1,014	0,869	0,724	"	"	"



Charge revenant à chaque voile :

- Plancher terrasse :

a/ voiles longitudinales :

\* voiles  $V_{L1}$  et  $V'_{L1}$  : - Plancher :  $8,276 \times 0,730 = 6,042 \times 2$   
- Acrotère :  $(5,73 + 1,695) \times 0,62 \times 0,16 \times 2,5 = 1,841 \times 2$

$\Sigma = 7,883t \times 2$

\* voiles  $V_{L2}$  et  $V'_{L2}$  : - Plancher :  $15,851 \times 0,730 = 11,571 \times 2$   
- Acrotère :  $3,22 \times 0,62 \times 0,16 \times 2,5 = 0,799 \times 2$

$\Sigma = 12,37t \times 2$

\* voiles  $V_{L3}$  et  $V'_{L3}$  : - Plancher :  $24,921 \times 0,730 = 18,192 \times 2$   
- Acrotère :  $1,695 \times 0,62 \times 0,16 \times 2,5 + \frac{1,253}{2} = 1,044 \times 2$

$\Sigma = 19,236 \times 2$

\* voiles  $V_{L4}$  et  $V'_{L4}$  : - Plancher :  $27,191 \times 0,730 = 19,849 \times 2$   
- Acrotère :  $\frac{1,253}{2} + \frac{1,074}{2} = 1,164 \times 2$

$\Sigma = 21,013t \times 2$

\* voile  $V''_{L4}$  : - Plancher :  $1,668 \times 0,730 = 1,219t$

\* voiles  $V_{L5}$  et  $V'_{L5}$  : - Plancher :  $14,512 \times 0,730 = 10,594 \times 2$   
- Acrotère :  $\frac{1,074}{2} = 0,537 \times 2$

$\Sigma = 11,131t \times 2$

b/ voiles transversales :

\* voile  $V_{T1}$  : - Plancher :  $8,276 \times 0,730 = 6,042$   
- Acrotère :  $(5,73 + 1,695) \times 0,62 \times 0,16 \times 2,5 = 1,841$

$\Sigma = 7,883t$

\* voile  $V_{T2} \equiv V_{L2}$  :  $\Sigma = 12,37t$



\* Voile  $V_{T_3} \equiv V_{L_5} : \Sigma = 11,131t$

\* Voile  $V_{T_4} \equiv V_{L_3} : \Sigma = 19,236t$

\* Voile  $V_{T_5}$  : - Plancher :  $21,486 \times 0,730 = 15,685$   
 - Acrotère :  $\frac{1,074}{2} + (3,46 + \frac{2,58}{2}) \times 0,62 \times 0,16 \times 2,5 = 1,715$   
 $\Sigma = 17,4t$

\* Voile  $V_{T_6}$  : - Plancher :  $29,188 \times 0,730 = 21,307$   
 - Acrotère :  $= 1,253$   
 $\Sigma = 22,56t$

\* Voile  $V_{T_7} \equiv V_{T_5} : \Sigma = 17,4t$

\* Voile  $V_{T_8} \equiv V_{T_4} : \Sigma = 19,236t$

\* Voile  $V_{T_9} \equiv V_{T_3} : \Sigma = 11,131t$

\* Voile  $V_{T_{10}} \equiv V_{T_2} : \Sigma = 12,37t$

\* Voile  $V_{T_{11}} \equiv V_{T_1} : \Sigma = 7,883t$

- Plancher d'étage courant :

a/ voiles longitudinales :

\* Voile  $V_{L_1}$  : - Plancher :  $8,276 \times 0,593 = 4,908$   
 - Façade :  $f_5/4 = 1,479$   
 - Poids du voile :  $= 3,310$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,537$   
 $\Sigma = 10,234$

\* Voile  $V_{L_1}' \equiv V_{L_1} : \Sigma = 10,234t$

\* Voiles  $V_{L_2}$  et  $V_{L_2}'$  : - Plancher :  $15,851 \times 0,593 = 9,399$   
 - Façade :  $f_5/2 = 2,958$   
 - Poids du voile :  $= 6,340$   
 $\Sigma = 18,697t \times 2$

\* Voiles  $V_{L_3}$  et  $V_{L_3}'$  : - Plancher :  $24,921 \times 0,593 = 14,778$   
 - Façade :  $f_5/4 + f_4/2 = 2,980$   
 - Poids du voile :  $= 9,968$   
 - garde-corps :  $g_3/2 = 1,039$   
 $\Sigma = 28,665t \times 2$



\* Voiles  $V_{L4}$  et  $V'_{L4}$  :

- Plancher :  $26,307 \times 0,593 = 15,6$
- Façade :  $f_4/2 + f_3/2 = 2,597$
- Poids du voile :  $= 10,876$
- garde-corps :  $g_2/2 + g_3/2 = 1,931$

---

$\Sigma = 31,004 t \times 2$

\* Voile  $V''_{L4}$  :

- Plancher :  $1,614 \times 0,593 = 0,957$
- Poids du voile :  $= 0,668$

---

$\Sigma = 1,625 t$

\* voiles  $V_{L5}$  et  $V'_{L5}$  :

- Plancher :  $14,512 \times 0,593 = 8,606$
- Façade :  $f_3/2 = 1,195$
- Poids du voile :  $= 5,805$
- garde-corps :  $g_2/2 = 0,891$

---

$\Sigma = 16,497 t \times 2$

b/ voiles transversaux :

\* Voile  $V_{T1}$  :

- Plancher :  $8,276 \times 0,593 = 4,908$
- Façade :  $F_5/4 = 1,479$
- Poids du voile :  $= 3,310$
- garde-corps :  $g_4/2 = 0,537$

---

$\Sigma = 10,234 t$

\* Voile  $V_{T2} \equiv V_{L2}$  :  $\Sigma = 18,697 t$

\* Voile  $V_{T3} \equiv V_{L5}$  :  $\Sigma = 16,497 t$

\* Voile  $V_{T4} \equiv V_{L3}$  :  $\Sigma = 28,665$

\* Voile  $V_{T5}$  :

- Plancher :  $(18,553 - 3,349) \times 0,593 = 9,016$
- Façade :  $f'_6/2 + f_7/2 = 2,542$
- Poids du voile :  $= 10,424$
- garde-corps :  $g'_4/2 = 0,891$
- Palier intermédiaire :  $(1,52 \times \frac{2,58}{2}) \times 0,504 = 0,988$
- Palier :  $(2,96 \times \frac{2,58}{2}) \times 0,504 = 1,924$
- Volée :  $(2,00 \times \frac{2,58}{2}) \times 0,625 = 1,612$

---

$\Sigma = 27,397 t$

\* Voile  $V_{T6}$  :

- Plancher :  $29,188 \times 0,593 = 17,308$
- Façade :  $f_2/2 + f'_2/2 = 2,803$
- Poids du voile :  $= 10,161$
- garde-corps :  $g_1/2 + g'_1/2 = 2,079$

---

$\Sigma = 32,351 t$



\* Voile  $V_{T7}$  : - Plancher :  $(18,416 - 3,349) \times 0,593 = 8,934$   
 -----  
 - Façade :  $f_6/2 + f_7/2 = 2,542$   
 - Poids du voile :  $= 10,424$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,891$   
 - Palier intermédiaire :  $= 0,988$   
 - Palier :  $= 1,924$   
 - Volée :  $= 1,612$   
 -----  
 $\Sigma = 27,311t$

\* Voile  $V_{T8} \equiv V_{T4} : \Sigma = 28,665t$

\* Voile  $V_{T9} \equiv V_{T3} : \Sigma = 16,497t$

\* Voile  $V_{T10} \equiv V_{T2} : \Sigma = 18,697t$

\* Voile  $V_{T11} \equiv V_{T1} : \Sigma = 10,234t$

- Plancher R.d.C :

a/ voiles longitudinales :

\*  $V_{L1}$  et  $V_{L1}'$  : - Plancher :  $8,276 \times 0,579 = 4,792$   
 -----  
 - Façade :  $F_5/4 = 1,479$   
 - Poids du voile :  $= 3,310$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,630$   
 -----  
 $\Sigma = 10,211t \times 2$

\*  $V_{L2}$  et  $V_{L2}'$  : - Plancher :  $15,851 \times 0,579 = 9,177$   
 -----  
 - Façade :  $F_5/2 = 2,958$   
 - Poids du voile :  $= 6,340$   
 -----

\*  $V_{L3}$  et  $V_{L3}'$  : - Plancher :  $24,92 \times 0,579 = 14,429$   
 -----  
 - Façade :  $f_5/4 + f_4/2 = 2,880$   
 - poids du voile :  $= 9,968$   
 - garde-corps :  $g_3/2 = 0,703$   
 -----  
 $\Sigma = 27,98t \times 2$

\*  $V_{L4}$  et  $V_{L4}'$  : - Plancher :  $26,307 \times 0,579 = 15,232$   
 -----  
 - Façade :  $f_4/2 + f_3/2 = 2,597$   
 - Poids du voile :  $= 10,876$   
 - garde-corps :  $g_2/2 + g_3/2 = 1,334$   
 -----  
 $\Sigma = 30,038t \times 2$



\* voile  $V_{L4}''$  : - Plancher :  $1,614 \times 0,579 = 0,935$   
 - Poids du voile :  $= 0,668$   


---

 $\Sigma = 1,603 t$

\*  $V_{L5}$  et  $V_{L5}'$  : - Plancher :  $14,512 \times 0,579 = 8,402$   
 - Façade :  $f_3/2 = 1,195$   
 - Poids du voile :  $= 5,805$   
 - garde-corps :  $g_2/2 = 0,630$   


---

 $\Sigma = 16,032 t \times 2$

b/ Voiles transversaux :

\*  $V_{T1}$  : - Plancher :  $8,276 \times 0,579 = 4,792$   
 - Façade :  $f_5/4 = 1,479$   
 - Poids du voile :  $= 3,310$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,630$   


---

 $\Sigma = 10,21 t$

\*  $V_{T2}$  :  $\equiv V_{L2}$  :  $\Sigma = 18,475 t$

\*  $V_{T3}$  :  $\equiv V_{L5}$  :  $\Sigma = 16,032 t$

\*  $V_{T4}$  :  $\equiv V_{L3}$  :  $\Sigma = 27,98 t$

\*  $V_{T5}$  : - Plancher :  $(18,553 - 3,349) \times 0,579 = 8,803$   
 - Façade :  $f_6/2 = 1,195$   
 - Poids du voile :  $= 10,424$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,630$   
 - Palier :  $(6,48 - \frac{2,58}{2} - 0,80^2) \times 0,299 = 2,308$   


---

 $\Sigma = 23,36 t$

\*  $V_{T6}$  : - Plancher :  $29,198 \times 0,579 = 16,899$   
 - Façade :  $f_2/2 + f_2'/2 = 2,803$   
 - Poids du voile :  $= 10,161$   
 - garde-corps :  $g_1/2 + g_1'/2 = 1,407$   


---

 $\Sigma = 31,27 t$

\*  $V_{T7}$  : - Plancher :  $(18,416 - 3,349) \times 0,579 = 8,724$   
 - Façade :  $f_6/2 = 1,195$   
 - Poids du voile :  $= 10,424$   
 - garde-corps :  $g_4/2 = 0,630$   
 - Palier :  $(6,48 - \frac{2,58}{2} - 0,80^2) \times 0,299 = 2,308$   
 - Volée :  $(3,75 \times \frac{2,58}{2}) \times 0,873 = 4,223$   


---

 $\Sigma = 27,51 t$



$$* \underline{V_{T8}} : \equiv V_{T4} : \Sigma = 27,98t$$

$$* \underline{V_{T9}} : \equiv V_{T3} : \Sigma = 16,032t$$

$$* \underline{V_{T10}} : \equiv V_{T2} : \Sigma = 18,475t$$

$$* \underline{V_{T11}} : \equiv V_{T1} : \Sigma = 10,21t$$

### - Charges permanentes au niveau des fondations :

#### a/voiles longitudinaux :

$$* \underline{V_{L_I}} : \begin{array}{l} \text{Venant des voiles } V_{L1} + V_{L1}' : = 199,932 \\ \text{" du mur sous-sol : } (20,36 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 10,18 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 210,112t}$$

$$* \underline{V_{L2}} : \begin{array}{l} \text{Venant du voile } V_{L2} : = 180,421 \\ \text{" " mur sous-sol : } (4,32 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 2,16 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 182,581t}$$

$$* \underline{V_{L2}'} : \equiv V_{L2} : \Sigma = 182,581t$$

$$* \underline{V_{L3} \text{ et } V_{L3}'} : \begin{array}{l} \text{Venant de } V_{L3} : = 276,536 \\ \text{" du mur sous-sol : } (7,63 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 3,815 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 280,351t \times 2}$$

$$* \underline{V_{L4}} : \begin{array}{l} \text{Venant de } V_{L4} : (2,89 \times 9) \times 1,40 \times 0,16 \times 2,5 + \frac{7,5}{2} = 17,065t \\ \text{" " mur sous-sol : } (1,40 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 0,70 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 17,765t}$$

$$* \underline{V_{L4}, V_{L4}' \text{ et } V_{L4}''} : \begin{array}{l} \text{Venant des voiles } V_{L4} + V_{L4}' + V_{L4}'' : = 682,542 \\ \text{" du mur sous-sol : } (20,16 \times 0,80 - 2 \times 0,93 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 \\ = 9,15 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 637,692t}$$

$$* \underline{V_{L5}} : \begin{array}{l} \text{Venant de } V_{L5} : = 159,139 \\ \text{" du mur sous-sol : } (5,44 \times 0,80 - 0,73 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 2,355 \end{array}$$

$$\underline{\Sigma = 161,494t}$$

$$* \underline{V_{L5}'} : \equiv V_{L5} : \Sigma = 161,494t$$

$$* \underline{V_{L_{II}}} : \text{Venant du mur sous-sol : } \Sigma = 6,515t$$



b/ Voiles transversaux :

$$* \underline{V_{T_I}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_1} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } (18,99 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 9,495 \end{array} \begin{array}{l} = 99,965 \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 109,46 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_2}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_2} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } (4,39 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 2,195 \end{array} \begin{array}{l} = 180,421 \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 182,616 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_3}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_3} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } (5,44 \times 0,80 - 0,73 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 2,355 \end{array} \begin{array}{l} = 159,139 \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 161,494 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_4}} : \equiv V_{L_3} : \Sigma = 280,351 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_5}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_5} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } (10,26 \times 0,80 - 0,93 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 4,25 \end{array} \begin{array}{l} = 259,936 \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 264,186 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_6}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_6} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } (8,79 \times 0,80) \times 0,25 \times 2,5 = 4,395 \end{array} \begin{array}{l} = 312,638 \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 317,033 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_7}} : \equiv V_{T_5} : \Sigma = 264,186 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_8}} : \equiv V_{T_4} : \Sigma = 280,351 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_9}} : \equiv V_{T_3} : \Sigma = 161,497 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_{10}}} : \equiv V_{T_2} : \Sigma = 182,616 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{a_T}} : \equiv V_{a_L} : \Sigma = 17,765 \text{ t}$$

$$* \underline{V_{T_{II}}} : \begin{array}{l} \text{-- Venant de } V_{T_{II}} : \\ \text{-- " " mur sous-sol : } = 6,076 \end{array} \begin{array}{l} = 99,965 \text{ t} \\ \hline \end{array}$$

$$\Sigma = 106,041 \text{ t}$$

D'où le poids propre total du bâtiment :

$$\underline{\underline{G = 4082,94 \text{ t}}}$$







- II -

CARACTERISTIQUES

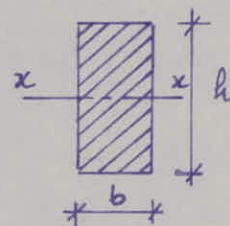
GEOMETRIQUES



## Calcul des Inerties

1/ Refends Pleins : Le calcul des inerties des refends pleins ne pose aucune difficulté. On emploie la formule utilisée pour les sections rectangulaires, c'est à dire :

$$I^{xx} = \frac{bh^3}{12}$$



2/ Refends avec ouvertures :

Pour le calcul des inerties des refends avec ouvertures, on utilise un artifice de calcul qui consiste à considérer ce genre de refends comme des refends fictifs pleins en employant la notion d' "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 réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture. La flèche de ce refend est :  $f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8EI_e}$

- Notations :

$H_0$  : Effort tranchant à la base du refend

$Z$  : Hauteur total du bâtiment

$m$  : Moment statique de chacune des éléments de refend par

rapport au c.d.g de l'ensemble :  $m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$

$\Omega_i$  : aires des éléments de refend.

$I_i$  : Inerties " " " " "

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



$I$ : Inertie totale du refend :  $I = \sum I_i + 2mC$

$C$ : Demi-distance entre les C.d.r des deux éléments de refends (En supposant qu'il y'ait 2 éléments de refends (1) et (2))

$\Psi$ : coefficient tabulé donné dans M. DIVER (abaque B23b)

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

$\alpha = \omega z$ : degré de monolithisme (ou de concordance).

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

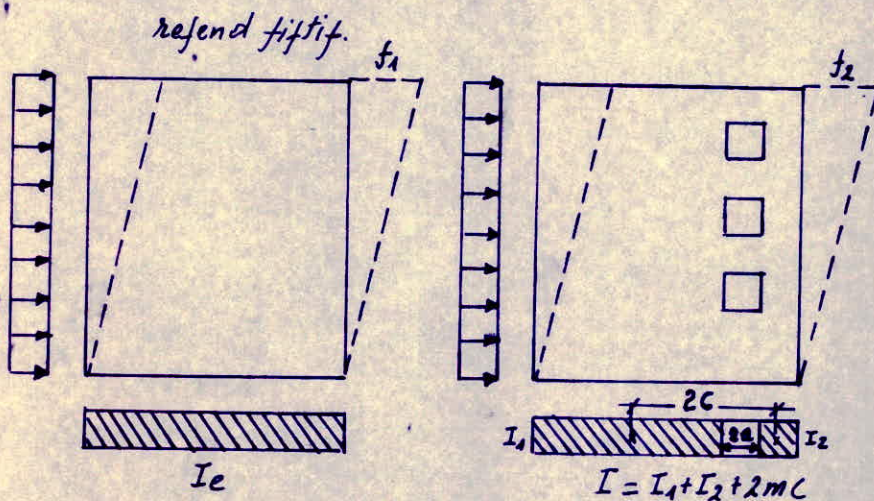
$E'$ : coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau ( $E = E'$ )

$l$ : hauteur d'un étage.

$i$ : Inertie du linteau.

$a$ : Demi-portée de l'ouverture.

a/ Refends avec une file d'ouvertures:



$$f_1 = f_2 \Rightarrow I_e = I$$

la flèche au sommet d'un refend avec une série d'ouvertures est donnée par la formule :

$$f_0 = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mC}{I} \cdot \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

) donc  $f = f_0 \Leftrightarrow \frac{H_0 z^3}{8EI_e} = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mC}{I} \cdot \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$



D'où : 
$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$
 ;  $\psi_0$  :  $\psi$  à la côte 0 .

b) Refends à plusieurs files d'ouvertures :

La flèche au sommet est évaluée approximativement par :

$$f_0 = \frac{H_0 z^3}{E \sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

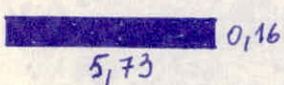
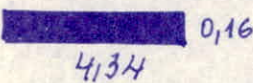


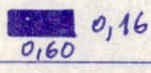
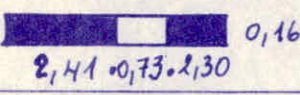
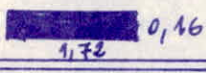
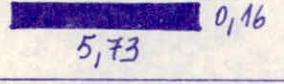
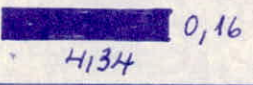
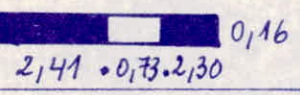
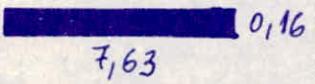
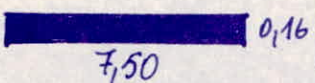
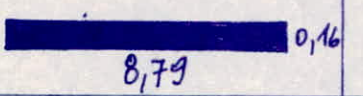
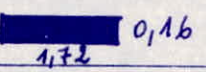
donc  $f = f_0 \Leftrightarrow \frac{H_0 z^3}{8EI_e} = \frac{H_0 z^3}{E \sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$

D'où : 
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Nota :  $m_i$  est le moment statique de l'élément de refend (ou des éléments de refend) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau pris en considération. Il est calculé par rapport au c.d.g de l'ensemble des éléments.

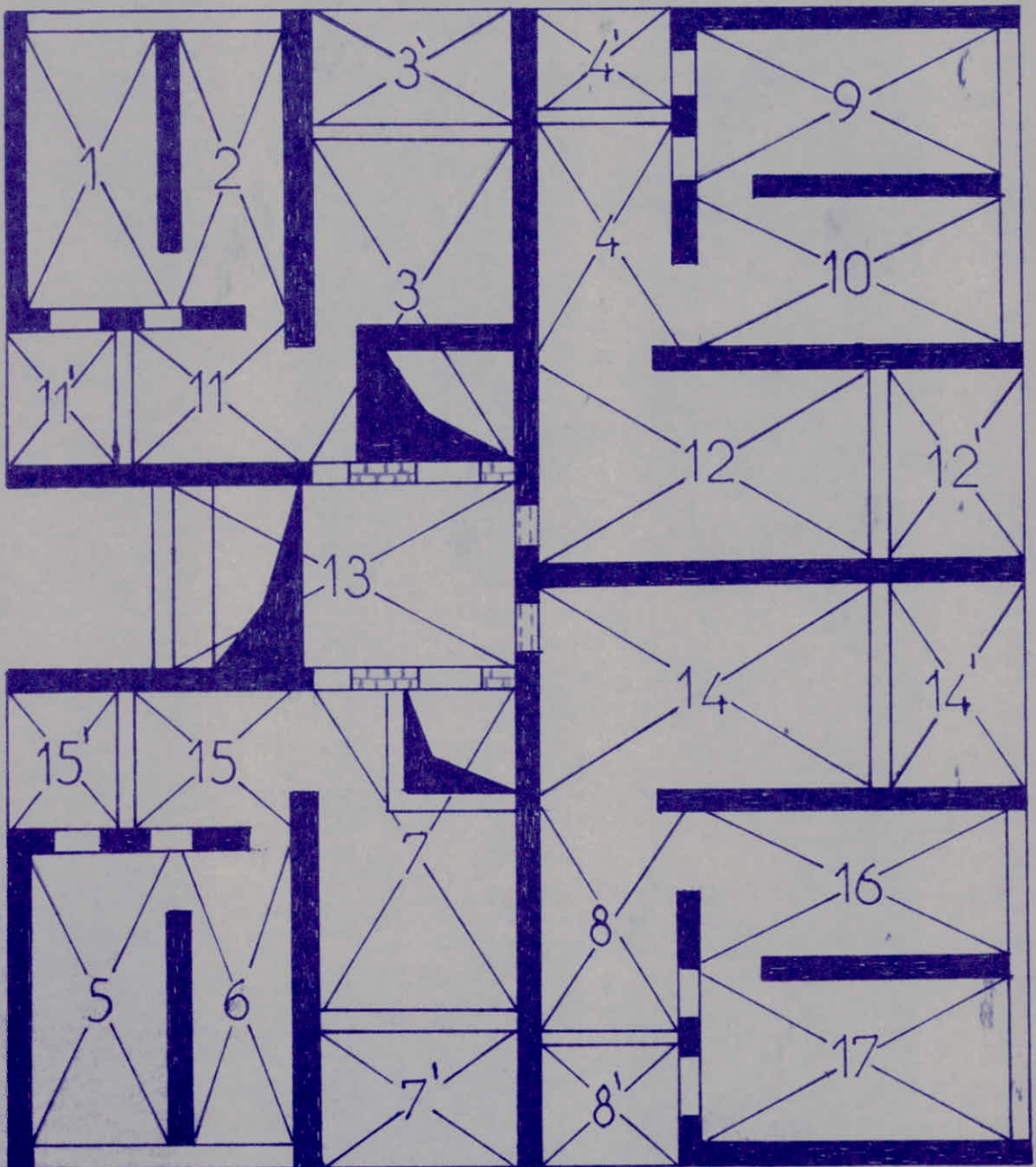


## Calcul des inerties

	voiles	Dimensions (m)	$m(m^3)$	$I(m^4)$	$w$	$\alpha$	$\varphi_0$	$I_e(m^4)$
R. Longitudinaux	$V_{L1}$ et $V'_{L1}$	 5,73 0,16		2,508				
	$V_{L2}$ et $V'_{L2}$	 4,34 0,16		1,089				
	$V_{L3}$ et $V'_{L3}$	 7,63 0,16		5,923				
	$V_{L4}$ et $V'_{L4}$	 8,85 0,16		9,242				
	$V''_{L4}$	 0,60 0,16		0,003				
	$V_{L5}$ et $V'_{L5}$	 2,41 0,16 0,73 2,30	0,5809	2,141	1,689	44,0	0,67	2,131
	$V_{aL}$	 1,72 0,16		0,068				
R. Transversaux	$V_{T1}$ et $V'_{T1}$	 5,73 0,16		2,508				
	$V_{T2}$ et $V'_{T2}$	 4,34 0,16		1,089				
	$V_{T3}$ et $V'_{T3}$	 2,41 0,16 0,73 2,30	0,5809	2,141	1,689	44,0	0,67	2,131
	$V_{T4}$ et $V'_{T4}$	 7,63 0,16		5,923				
	$V_{T5}$ et $V'_{T5}$	 7,50 0,16		5,625				
	$V_{T6}$	 8,79 0,16		9,055				
	$V_{aT}$	 1,72 0,16		0,068				



Identification des Panneaux de dalles du Plancher





## Calcul du CdG des elements horizontaux (sous G+1,2P)

a / Plancher terrasse :  $G = 0,730 \text{ t/m}^2$   
 $P = 0,100 \text{ t/m}^2$

\* charge unitaire :  $W_u = 0,730 + 1,2 \times 0,1 = 0,850 \text{ t/m}^2$

Elem <sup>B</sup>	Surface $S_i$ (m <sup>2</sup> )	Poids $W_i = W_u \cdot S_i$	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$W_i X_i$	$W_i Y_i$
1	17,100	14,535	1,695	17,575	24,637	254,900
2	16,989	14,440	4,915	17,575	70,973	253,783
3	30,555	25,972	8,350	15,995	216,866	415,422
4	19,320	16,422	11,760	17,140	193,123	281,422
5	17,100	14,535	1,695	2,785	24,637	40,48
6	16,989	14,440	4,915	2,785	70,973	40,215
7	30,555	25,972	8,350	4,365	216,866	113,368
8	19,320	16,422	11,760	3,220	193,123	52,879
9	17,100	14,535	16,205	18,665	235,540	271,285
10	16,989	14,440	16,205	15,445	234,000	223,026
11	19,320	16,422	3,220	13,130	52,875	215,621
12	30,555	25,972	14,625	12,010	379,841	311,924
13	17,131	14,562	6,780	10,180	98,730	148,241
14	30,555	25,972	14,625	8,350	379,841	216,866
15	19,320	16,422	3,220	7,230	52,879	18,731
16	16,989	14,440	16,205	4,915	234,000	70,973
17	17,100	14,535	16,205	1,695	235,540	24,637
$\Sigma$		300,038			2914,445	3053,824

$$* X_G = \frac{\Sigma W_i \cdot X_i}{\Sigma W_i}$$

$$= 9,71 \text{ m}$$

$$* Y_G = \frac{\Sigma W_i \cdot Y_i}{\Sigma W_i}$$

$$= 10,18 \text{ m}$$



b/ Etage Courant :  $G = 0,593 \text{ t/m}^2$

$P = \begin{cases} 0,175 \text{ t/m}^2 & \text{dalle courante} \\ 0,300 \text{ t/m}^2 & \text{loggia, sechoir} \end{cases}$

Charge unitaire :  $\begin{cases} W_u = 0,593 + 1,2 \cdot 0,175 = 0,803 \text{ t/m}^2 \\ W_u^0 = 0,593 + 1,2 \cdot 0,300 = 0,953 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

Elan <sup>s</sup>	Suff. S <sub>i</sub> (m)	Poids W <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
1	17,1	13,731	1,695	17,575	23,275	241,322
2	16,989	13,642	4,915	17,575	67,051	239,758
3	24,115	19,364	8,35	15,075	161,689	291,912
3'	6,44	6,137	8,35	19,44	51,244	119,303
4	11,91	9,564	11,76	16,775	112,473	160,436
4'	4,8	4,574	11,76	19,56	53,79	89,272
5	17,1	13,731	1,695	2,785	23,275	38,247
6	16,989	13,642	4,915	2,785	66,166	37,993
7	24,115	19,364	8,35	5,285	201,36	102,339
7'	6,44	6,137	8,35	0,92	51,244	5,646
8	14,04	11,274	11,76	3,94	132,582	44,420
8'	4,8	4,574	11,76	0,80	53,79	3,650
9	17,1	13,731	16,205	18,665	222,516	256,289
10	16,989	13,642	16,205	15,445	221,069	210,701
11	14,52	11,660	4,02	13,13	46,873	153,096
11'	4,8	4,574	0,80	13,13	3,659	60,057
12	24,115	19,364	12,785	12,01	247,569	232,562
12'	6,44	6,137	13,07	12,01	110,196	73,705
13	17,131	13,756	6,78	10,18	93,226	140,036
14	24,115	19,364	12,785	8,35	247,569	161,689
14'	6,44	6,137	18,07	8,35	110,896	51,244
15	14,52	11,66	4,02	7,23	46,873	84,302
15'	4,8	4,574	4,574	7,23	3,659	33,07
16	16,989	13,642	13,642	4,915	221,071	67,050
17	17,1	13,731	16,205	1,695	222,516	23,274
Σ		287,706			2796,775	2921,357

$$* X_G = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} = 9,72 \text{ m}$$

$$* Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i} = 10,15 \text{ m}$$



## Calcul du C.d.G des elements verticaux

Refonds	$M_i$ [t]	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$M_i X_i$ [tm]	$M_i Y_i$ [tm]
$V_{L1}$	3,310	0,08	17,495	0,265	57,909
$V_{L1}'$	"	"	2,865	"	9,483
$V_{L2}$	6,34	3,31	18,03	20,985	114,31
$V_{L2}'$	"	"	2,33	"	14,772
$V_{L3}$	9,968	6,44	16,545	64,194	164,921
$V_{L3}'$	"	"	3,815	"	38,028
$V_{L4}$	10,876	10,18	16,935	110,718	173,310
$V_{L4}'$	"	"	4,425	"	48,126
$V_{L4}''$	0,668	"	10,08	6,800	6,733
$V_{L5}$	5,805	13,34	17,64	77,439	102,400
$V_{L5}'$	"	"	2,72	"	15,790
$V_{aL}$	1,803	8,62	12,41	15,542	22,375
$V_{T1}$	6,623	16,125	0,08	106,796	0,530
$V_{T2}$	4,994	16,820	3,310	83,999	16,530
$V_{T3}$	5,565	2,72	5,65	15,137	31,442
$V_{T4}$	8,820	15,175	6,52	57,506	133,844
$V_{T5}$	10,424	5,13	8,81	53,476	45,195
$V_{T6}$	10,161	14,545	10,18	147,792	103,439
$V_{T7}$	10,424	5,13	11,55	53,475	120,397
$V_{T8}$	8,820	15,175	13,840	133,844	122,069
$V_{T9}$	5,565	2,72	14,71	15,137	81,861
$V_{T10}$	4,994	16,820	17,05	83,999	85,148
$V_{T11}$	6,623	16,125	20,28	106,796	134,314
$V_{aT}$	1,803	9,32	13,11	16,804	23,637
$\Sigma$	159,885			1444,305	1666,563

$$* X_G = \frac{\Sigma M_i X_i}{\Sigma M_i} = 9,03 \text{ m}$$

$$* Y_G = \frac{\Sigma M_i Y_i}{\Sigma M_i} = 10,42 \text{ m}$$



## Centre des inerties

Refends	$I_{x_i} (m^4)$	$I_{y_i} (m^4)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$I_{x_i} \cdot x_i (m^5)$	$I_{y_i} \cdot y_i (m^5)$
$V_{L1}$	2,508	/	0,08	/	0,20	/
$V'_{L1}$	"	/	"	/	"	/
$V_{L2}$	1,090	/	3,31	/	3,61	/
$V'_{L2}$	"	/	"	/	"	/
$V_{L3}$	5,923	/	6,44	/	38,14	/
$V'_{L3}$	"	/	"	/	"	/
$V_{L4}$	9,242	/	10,18	/	94,08	/
$V'_{L4}$	"	/	"	/	"	/
$V''_{L4}$	0,1003	/	"	/	0,03	/
$V_{L5}$	2,144	/	13,34	/	22,34	/
$V'_{L5}$	"	/	"	/	"	/
$V_{aL}$	0,068	/	8,62	/	0,63	/
$V_{T1}$	/	2,508	/	0,08	/	0,20
$V_{T2}$	/	1,090	/	3,31	/	3,61
$V_{T3}$	/	2,144	/	5,65	/	9,46
$V_{T4}$	/	5,923	/	6,52	/	38,62
$V_{T5}$	/	5,625	/	8,81	/	76,47
$V_{T6}$	/	9,055	/	10,18	/	92,18
$V_{T7}$	/	5,625	/	11,55	/	100,25
$V_{T8}$	/	5,923	/	13,84	/	81,97
$V_{T9}$	/	2,144	/	14,71	/	24,64
$V_{T10}$	/	1,090	/	17,05	/	18,58
$V_{T11}$	/	2,508	/	20,28	/	50,86
$V_{aT}$	/	0,068	/		/	0,96
$\Sigma$	40,947	42,701			317,40	497,80

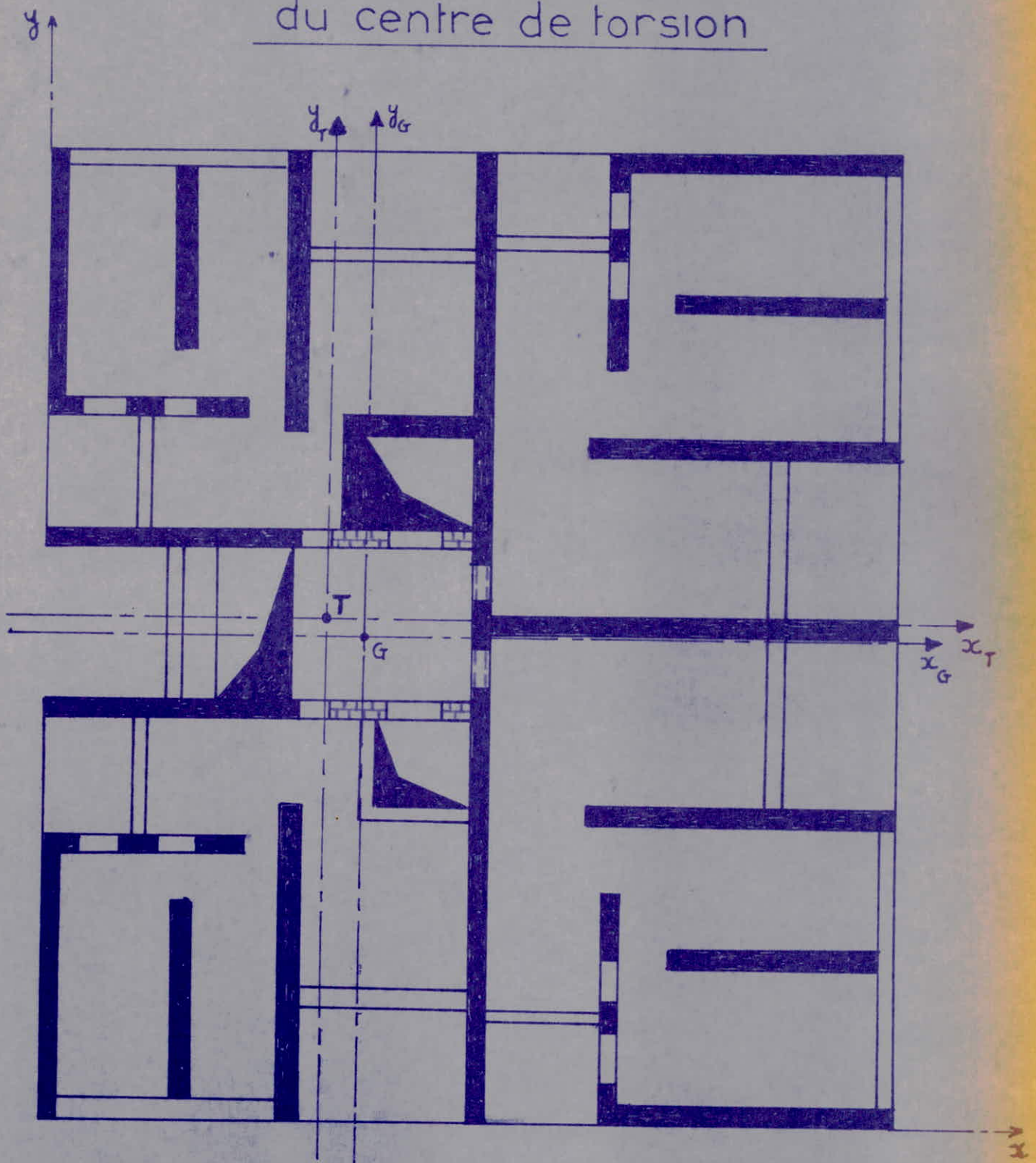
D'où le centre de torsion :

$$* X_I = \frac{\Sigma I_{x_i} \cdot x_i}{\Sigma I_{x_i}} = 7,751 \text{ m}$$

$$* Y_I = \frac{\Sigma I_{y_i} \cdot y_i}{\Sigma I_{y_i}} = 10,20 \text{ m}$$



Positions du centre de masse et  
du centre de torsion



$T$ : centre de torsion ;  $G$ : centre de masse



C.D.G des masses supposées concentrées aux  
Niveaux des planchers.

1/ Plancher terrasse :

	$M_i (t)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$M_i \cdot x_i (tm)$	$M_i \cdot y_i (tm)$
P.terrasse	300,038	9,71	10,18	2913,37	3054,39
Acrotère	10,77	9,71	10,18	104,58	109,64
1/2 voile inf.	78,14	9,03	10,42	705,61	814,22
$\Sigma$	388,95			3723,56	3978,25

$$\left\{ \begin{aligned} x_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot x_i}{\Sigma M_i} = 9,57 m \\ y_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot y_i}{\Sigma M_i} = 10,23 m \end{aligned} \right.$$

2/ Plancher étage courant :

	$M_i (t)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$M_i \cdot x_i (tm)$	$M_i \cdot y_i (tm)$
P.étage crt.	287,706	9,72	10,15	2796,50	2920,22
voile	156,28	9,03	10,42	1411,21	1628,44
$\Sigma$	443,99			4207,71	4548,66

$$\left\{ \begin{aligned} x_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot x_i}{\Sigma M_i} = 9,48 m \\ y_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot y_i}{\Sigma M_i} = 10,25 m \end{aligned} \right.$$



## Calcul des excentricités

\* sens longitudinal :  $e_y = y_G - y_I$

\* sens transversal :  $e_x = x_G - x_I$

avec

$$\begin{cases} x_I = 7,75 \text{ m} \\ y_I = 10,20 \text{ m} \end{cases}$$

### Excentricités théoriques :

	terrasse	étage crt	R.d.c
$x_G$ (m)	3,57	9,48	9,48
$y_G$ (m)	10,23	10,25	10,25
$e_x$ (m)	1,82	1,73	1,73
$e_y$ (m)	0,03	0,05	0,05

### Excentricité accidentelle :

Les règles du complément C.T.C au P.569 prévoient une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment. Dans notre cas :  $e_a = \frac{5}{100} \times 20,36 = 1,018 \text{ m}$

Toujours selon le complément C.T.C. au P.569 :

Pour chaque structure comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- \* 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.
- \*\* excentricité théorique résultant des plans.

$$\text{D'où : } \begin{cases} e_x = \max \{ 1,82 ; 1,73 ; 1,018 \} = 1,82 \text{ m} \\ e_y = \max \{ 0,03 ; 0,05 ; 1,018 \} = 1,02 \text{ m} \end{cases}$$



- III -

ETUDE DYNAMIQUE



## Introduction

L'étude dynamique d'une structure sera nécessaire que lorsque celle-ci présente un élargissement important ou une dimension en plan importante.

- En ce qui concerne notre structure, nous avons des dimensions en plan importantes (20,36 x 18,99) et une hauteur de 26,01 m; Celle-ci nécessite une étude dynamique. mais pas d'une manière impulsive.

- Ainsi notre étude dynamique consistera à déterminer la période  $T$  des vibrations de notre structure.

La connaissance (cinématique) de la réponse d'une structure à une excitation donnée permet la connaissance de l'état de contrainte à tout instant dans cette structure. Cette connaissance n'est pas toujours évidente.

Pour notre cas on suppose la structure élastique. (Proportionnalité entre déformation et sollicitation) et linéaire (Déformation proportionnelle aux forces appliquées indépendamment des changements susceptibles d'intervenir dans la géométrie de la structure.)

### Choix du modèle mathématique (Modélisation)

Pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs, on a intérêt à choisir un modèle aussi proche que possible du système réel.



.. Pour les ouvrages ayant une dimension en plan importante  $\geq 40m$ , on a intérêt à choisir un modèle mathématique à deux travées.

- Pour les ouvrages verticalement ébauchés tels que : pylône, chateau d'eau, on adopte comme modèle une console (encastrée à une extrémité) avec un système de masses uniformément répartie sur toute la hauteur.

Le système présente une infinité de degré de liberté.

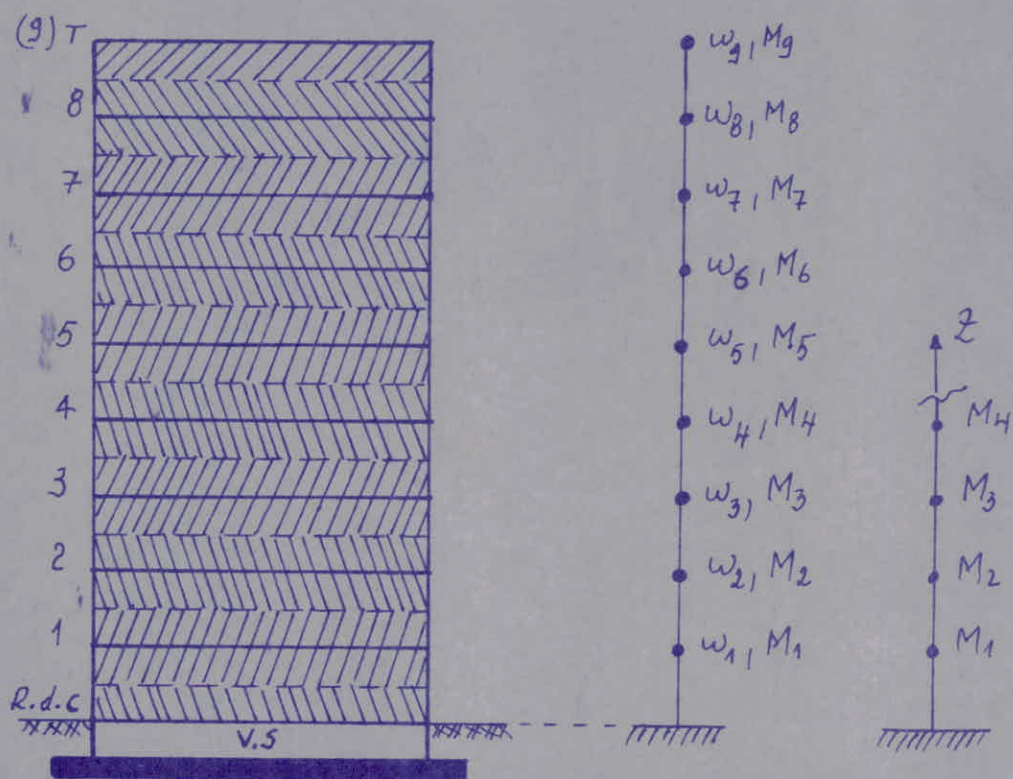
- Pour les bâtiments à étages on pourra choisir un système de masses concentrées  $M_1, M_2, M_3 \dots$

Ces masses  $M_i$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) ne sont autres que les masses des planchers que nous supposons rigides (ce qui est admissible vis à vis des composants horizontales du bâtiment), nous supposons aussi que les masses des étages sont concentrées au niveau du centre de gravité de ces planchers ce qui nous ramène ainsi à un système avec un nombre fini de degré de liberté. Si nous négligeons les effets des rotations de ces masses autour d'axes verticaux et horizontaux, les déplacements verticaux des éléments soumis à une excitation horizontale ou ébauchés à un schéma dans lequel la structure est représentée sous forme de  $N$  masses effectuant des oscillations planes.



Les déplacements se réduisent donc à des translations horizontales dans le plan de la figure. Le système présente alors autant de degrés de liberté que de masses en oscillations ( $n$  au lieu de  $6n$ ).

Modèle mathématique :





Méthode de Rayleigh (ou énergétique)

Cette méthode approchée ramène l'étude de la structure réelle à une structure ne possédant qu'un seul degré de liberté. Elle est essentiellement utilisée pour la première pulsation propre.

La méthode de Rayleigh repose sur le principe de conservation d'énergie, l'énergie totale d'un système non amorti et libre de se mouvoir est constante

$$E = E_c + E_p$$

Considérons le mode fondamental de vibration et supposons que les vibrations de toutes les masses soient en phase.

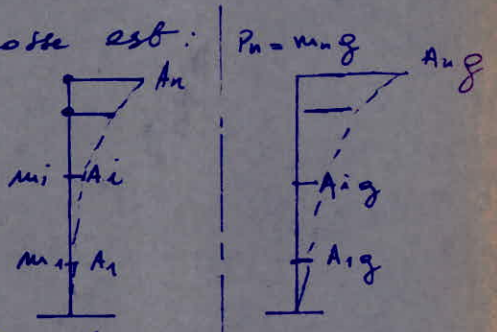
Écrivons l'oscillation de la  $i^{\text{ème}}$  masse :

$$x_i = A_i \sin(\omega t + \varphi)$$

Donc la vitesse de la  $i^{\text{ème}}$  masse est :

$$\dot{x}_i = A_i \omega \cos(\omega t + \varphi)$$

À l'instant où toutes les masses passent par la position d'équilibre



$x_i$  s'annule et la vitesse  $\dot{x}_i$  passe par

son maximum, c'est-à-dire, l'énergie cinétique du système passe par son maximum.

$$E_c = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} m_i \dot{x}_i^2 = \frac{\omega^2}{2} \sum_{i=1}^n m_i A_i^2$$

L'énergie potentielle élastique du système est alors nulle

À l'instant où les déviations des masses de la position d'équilibre sont maximales.



L'énergie cinétique s'annule, mais en revanche l'énergie potentielle du système est maximale.  $E_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i A_i$   
 en vertu de la conservation de l'énergie :

$$E_c = E_p \Rightarrow \omega^2 = \frac{2E_p}{\sum_{i=1}^n m_i A_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n m_i A_i^2}$$

Pour calculer la pulsation avec cette formule, il faut connaître la forme de la déformée du système (les valeurs  $A_i$ ). Cependant la déformée ne peut être déterminée que par la solution de son équation différentielle, c'est à dire par des méthodes précises exigeant de gros calculs. Il est possible de diminuer la pulsation non pas pour la déformée exacte du système, mais pour une ligne qui en diffère peu.

Pour établir la formule approchée on suppose que la déformée est affine à celle obtenue en appliquant une force unité au sommet du système ou l'on prend pour déplacements  $A_i$  les déplacements  $A_{g_i}$  en imaginant des forces statiques horizontales au niveau des masses ayant pour intensité :  $P_i = m_i g$   
 La période fondamentale est alors donnée par :

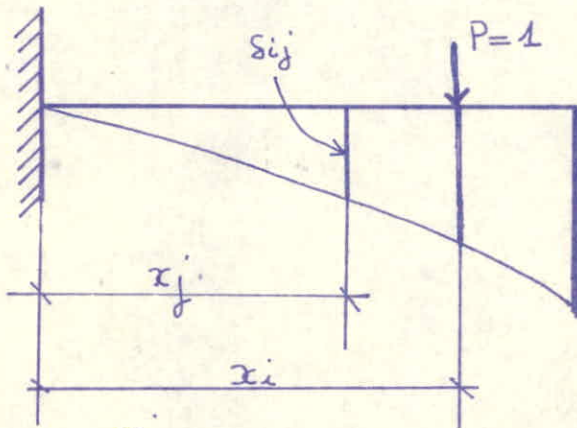
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i A_{g_i}}{g \sum_{i=1}^n m_i A_{g_i}}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i A_{g_i}^2}{g \sum_{i=1}^n P_i A_{g_i}}}$$

les déplacements statiques qui en résultent sont :

$$\underline{\underline{S_{ij} = \sum_{j=1}^n P_j S_{ij}}}$$

-  $S_{ij}$  étant les déplacements en  $j$  résultant d'une force unitaire en  $i$





$$S_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{M_j M_i}{EI} dx \quad \text{avec: } M_i: \text{mom. fléchissant dû à une force unitaire en } j.$$

$$\rightarrow M_i = (x_i - x) \cdot 1$$

$$\text{et: } M_j = (x_j - x) \cdot 1 \quad \text{si } EI = \text{cste} \Rightarrow S_{ij} =$$

$$S_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} (x_i - x)(x_j - x) dx.$$

$$\Rightarrow S_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left( x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad \text{de plus } S_{ij} = S_{ji} \quad (\text{th. de Maxwell})$$

Etapes de calcul:

- on calcul les  $S_{ij}$

- on détermine les déplacements statiques:

$$S_{ij} = \sum_{j=1}^n P_i S_{ij} \quad \text{on pose } S_{stj} = x_{0j}$$

La précision des résultats obtenus avec la Méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie.

Procédé itératif:

a) Calcul le coefficient adimensionnel  $e$

$$e_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0i}} \quad \text{avec } x_{0i}: \text{flèche au sommet de la console}$$



b) La première correction consiste à calculer une nouvelle force  $F$ .

$$F_{1j} = e_{1j} P_j \quad \text{tel que : } 1: \text{ correspond à la 1}^{\text{ère}} \text{ correction}$$

$j$ : côté à laquelle on veut avoir  $e$  ou  $F$

c) Avec les nouvelles forces on calcul les déplacements  $x_{1j}$

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \delta_{ij} \rightarrow e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

a) La deuxième correction consiste à calculer une nouvelle force  $F_{2j}$ . telle que  $F_{2j} = e_{2j} P_j$

b) Avec les nouvelles forces on calcul les déplacements

$$x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \delta_{ij}$$

Le processus itératif est rapidement convergent, le nombre d'itération dépend de la précision voulue les opérations seront arrêtées lorsque :  $e_{mj} \approx e_{(m-1)j}$

### Détermination de la pulsation :

D'après la méthode de la déformée statique pour le système à plusieurs degrés de liberté.

Systèmes à plusieurs masses concentrées (notre cas).

- Energie potentielle :  $W_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j \delta_{stj}$

- Energie cinétique :  $W_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n \delta_{stj}^2$

En choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie  $F_{mj}$  qui représentent une approximation des forces réelles.



L'énergie potentielle sera donc :

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj}$$

L'énergie cinétique :  $W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2$

$$W_p^{\max} = W_c^{\max} \quad \leadsto \quad \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_{mj} = e_{mj} P_j \\ x_{mj} = e_{mj} x_{mn} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n P_j e_{mj}^2 x_{mn}}{\sum_{j=1}^n P_j e_{mj}^2 x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

$$\text{or : } T = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow \boxed{T = \frac{2\pi}{g} \sqrt{x_{mn}}}$$

ETUDE DU 2<sup>ème</sup> MODE : (Vianello - Stodola) :

- 1) On connaît le 1<sup>er</sup> mode de vibration (fondamental)
  - 2) Soit  $x_{zj}$  une expression approximative pour le 2<sup>ème</sup> mode elle peut être écrite sous la forme :  $x_{zj}^0 = x_{zj} + a_1 x_{1j}$  (1)
- $x_{zj}$  : représente la forme exacte du 2<sup>ème</sup> mode (à déterminer)
- $x_{1j}$  : la forme exacte du 1<sup>er</sup> mode (connu). On multiplie la relation (1) avec  $P_j x_{1j}$  et l'on fait la somme des produits ainsi obtenus.

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{zj} \cdot x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{zj} \cdot x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

or la propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{zj} x_{1j} = 0 \quad \text{d'où} \quad a_1 = - \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{zj}^0}{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2}$$



3) On calcule ensuite les ordonnées du 2<sup>ème</sup> mode :

$$x_{2j}^{(1)} = x_{2j}^0 - a_1 x_{1j}$$

et les forces  $N_{2j}^{(1)} = M_j x_{2j}^{(1)} = \frac{P_j}{d} x_{2j}^{(1)}$

4) On détermine les déplacements :  $x_{2j}^{(1)} = \sum_{k=1}^n M_{2k}^{(1)} \delta_{jk}$

5)  $\bar{\omega}_2^2 = \frac{x_{2j}^{(1)}}{x_{2j}^{(2)}}$  ou encore  $\bar{\omega}_2^2 = \frac{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(2)}}$

tel que :  $\bar{\omega}_2^2 \leq \omega_2^2 \leq \bar{\omega}_2^2$

On considère une expression approximative du 2<sup>ème</sup> mode (Hypothétique).

$$x_{2j}^0 = x_{2j} + a_1 x_{1j} (*) \text{ avec}$$

•  $x_{2j}^0$  : expression du 2<sup>ème</sup> mode.

•  $x_{2j}$  : forme exacte du 2<sup>ème</sup> mode (à déterminer)

•  $x_{1j}$  : forme exacte du 1<sup>er</sup> mode connue (RAYLEIGH)

On utilise la propriété d'orthogonalité en multipliant (\*) par  $P_1 x_{1j}$  et on fait la somme des produits ainsi obtenus

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^0 \cdot x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} \cdot x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

$$\text{or } \sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{2j} = 0 \text{ d'où } a_1 = \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{2j}^0}{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2}$$

Les valeurs de  $x_{2j}$  sont données dans un tableau

À la place de considérer une déformée arbitraire on considère la déformée du 2<sup>ème</sup> mode déterminée à un facteur près, pour cela on s'aidera du tableau de PETROVICI qui donne les ordonnées de la forme réduite du 2<sup>ème</sup> mode :  
 Pour les valeurs  $x_{1j}$ , on considère plutôt les termes (adimensionnel)



Calcul des  $K_{Sij}$  ;  $K = EI$ .

$K_{Sij}$ NIVEAU $g$	$K_{S1j}$	$K_{S2j}$	$K_{S3j}$	$K_{S4j}$	$K_{S5j}$	$K_{S6j}$	$K_{S7j}$	$K_{S8j}$	$K_{S9j}$
1	8,05	20,11	32,18	44,25	56,32	68,39	80,46	92,53	104,59
2		64,37	112,64	160,92	209,19	277,47	305,74	354,02	402,29
3			272,24	328,85	434,48	543,09	651,71	760,09	868,95
4				514,98	708,09	901,20	1094,31	1287,42	1480,53
5					1005,79	1307,51	1609,22	1910,94	2212,65
6						1737,93	2172,41	2606,89	3041,38
7							2759,85	3351,22	3942,61
8								4119,70	4892,11
9									5865,43



DEPLACEMENTS STATIQUES

1<sup>ère</sup> Iteration.

$P_j = W_j = F_{0j}$	$K \delta_{st} = K X_{0j}$	$e_{1j} = \frac{X_{0j}}{X_{1j}}$
405,019	9238872,1	1
448,681	8479666,9	0,91782
"	6992185,1	0,75682
"	5536861,5	0,59930
"	3338306,7	0,36133
"	2859658	0,30953
"	1757443,5	0,19022
"	828984,09	0,08973
"	222860,82	0,02412

$F_{1j} = e_{1j} \cdot P_j$	$K X_{1j}$	$e_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{2j}}$
405,019	7202642,7	1
411,81	6085618,3	0,84491
339,57	4979867,1	0,69139
268,89	3905643,1	0,54225
162,12	2888629	0,40105
138,88	1964818,4	0,27279
85,35	1176196,1	0,16330
40,26	550460,71	0,07643
10,82	145696,24	0,02015

2<sup>ème</sup> Iteration.

$F_{2j} = e_{2j} \cdot P_j$	$K X_{2j}$	$e_{3j} = \frac{X_{2j}}{X_{3j}}$
405,019	6850912,9	1
379,09	5787066,7	0,84471
310,21	4734373,2	0,69106
243,29	3454235,2	0,50420
179,94	2745052,5	0,40068
122,40	1866649,9	0,27247
73,27	1116634,8	0,16299
34,29	522604,5	0,07628
9,04	137706,8	0,02010

3<sup>ème</sup> Iteration.

$F_{3j} = e_{3j} \cdot P_j$	$K X_{3j}$	$e_{4j} = \frac{X_{3j}}{X_{4j}}$
405,019	6797271,5	1
379,0	5741098,8	0,84462
310,07	4696069,4	0,69088
226,22	3680963,8	0,50451
179,78	2721944,3	0,40054
122,25	1850780,7	0,27228
73,13	1107040,7	0,16287
34,23	518057,1	0,07622
9,02	136498,3	0,02008



### DEPLACEMENTS (1<sup>er</sup> Mode)

$$E = 2,1 \cdot 10^4 \sqrt{\sigma_j'} \quad \text{Module d'élasticité'}$$

$\sigma_j'$  : Résistance du béton à la compression au j<sup>ème</sup> jour exprimé en bars.

$$\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28} \quad (\text{béton à base de ciment classe 325})$$

$$\sigma_{28} = 270 \text{ bars} \quad (\text{béton dosé à } 350 \text{ Kg/m}^3)$$

$$\text{Donc : } E = 21000 \sqrt{1,2 \times 270} = 378 \cdot 10^3 \text{ Kg/cm}^2 = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

On prend en considération les déplacements de la dernière iteration.

$$\frac{K X_{0j}}{K} \quad \text{avec } K = EI$$

### DEPLACEMENTS LONGITUDINAUX

$$K_x = E \sum I_{xx} = 378 \cdot 10^4 \times 40,816 = 154,28 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

### DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX

$$K_y = E \sum I_{yy} = 378 \cdot 10^4 \times 42,701 = 161,41 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

### PERIODES :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{X_{3n}} = \frac{6,28}{\sqrt{9,81}} \sqrt{X_{3n}} = 2,005 \sqrt{X_{3n}}$$

$X_j$	HAUTEUR (m)	DEPLAC. LONG. (m)	DEPLAC. TRANS (m)
$X_9$	26,01	$4,41 \cdot 10^{-2}$	$3,68 \cdot 10^{-2}$
$X_8$	23,12	$3,72 \cdot 10^{-2}$	$3,12 \cdot 10^{-2}$
$X_7$	20,23	$3,04 \cdot 10^{-2}$	$2,55 \cdot 10^{-2}$
$X_6$	17,34	$2,39 \cdot 10^{-2}$	$2,00 \cdot 10^{-2}$
$X_5$	14,45	$1,76 \cdot 10^{-2}$	$1,48 \cdot 10^{-2}$
$X_4$	11,56	$1,20 \cdot 10^{-2}$	$1,01 \cdot 10^{-2}$
$X_3$	8,67	$0,72 \cdot 10^{-2}$	$0,60 \cdot 10^{-2}$
$X_2$	5,78	$0,34 \cdot 10^{-2}$	$0,28 \cdot 10^{-2}$
$X_1$	2,89	$0,09 \cdot 10^{-2}$	$0,07 \cdot 10^{-2}$

D'où les périodes :

$$\text{* Sens longitudinal : } T = 2,005 \sqrt{4,41 \cdot 10^{-2}} = 0,421 \text{ s}$$

$$\text{* Sens transversal : } T = 2,005 \sqrt{3,68 \cdot 10^{-2}} = 0,385 \text{ s}$$



D'ou les Períodes :

SENS LONGITUDINAL :  $T = 2,005 \sqrt{4,41 \cdot 10^{-2}} = 0,427 \text{ s}$ .

SENS TRANSVERSAL :  $T = 2,005 \sqrt{3,68 \cdot 10^{-2}} = 0,385 \text{ s}$ .

2eme Mode :

E/h	$\chi_{2j}^0$	$P_j$	$\chi_{1j}$	$P_j \chi_{1j} \chi_{2j}^0$	$P_j \chi_{1j}^2$	$\chi_{2j}^{(1)}$	$M_{2j}^{(1)}$	$K \chi_{2j}^{(2)}$
1	-1	405,019	1	-405,019	405,019	-0,4907	-20,26	-13120,60
0,89	-0,8686	448,681	0,84471	-329,20	320,15	-0,4384	-20,05	-4327,47
0,78	-0,5090	"	0,69106	-157,82	210,27	-0,1570	-7,18	3903,29
0,67	-0,0157	"	0,50420	-3,55	114,06	0,2411	11,03	10644,39
0,56	0,4818	"	0,40068	86,62	72,03	0,6859	31,37	14817,07
0,45	0,8526	"	0,27247	104,23	33,31	0,9910	45,35	15625,01
0,33	0,9999	"	0,16299	73,12	11,90	1,0829	49,53	15720,78
0,22	0,8607	"	0,07628	29,46	2,61	0,8995	41,14	7948,58
0,11	0,4955	"	0,02010	4,47	0,18	0,5057	23,13	2583,31
$\Sigma$				-597,69	1173,55			

$$a_1 = \frac{\sum_j P_j \cdot \chi_{1j} \cdot \chi_{2j}^0}{\sum_j P_j \cdot \chi_{1j}^2} = -0,5093$$

$$\chi_{2j}^{(1)} = \chi_{2j}^0 - a_1 \chi_{1j}$$

$$K \cdot \chi_{2j}^{(2)} = \sum_{k=1}^4 M_{2k}^{(1)} \cdot \delta_{jk}$$

$$M_{2j}^{(1)} = M_j \cdot \chi_{2j}^{(1)} \quad \text{avec} \quad M_j = \frac{P_j}{g} = \frac{P_j}{9,81}$$

DEPLACEMENTS (2eme Mode).

On a deja trouve' :  $K_x = 154,28 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$  (Longitudin.)

$K_y = 161,41 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$  (TRANSVERS.)



$X_j$	(M) DEPLACEMENT. LONGITUD.	(M) DEPLAC. TRANSVERS.
$X_9$	$-0,85 \cdot 10^{-4}$	$-0,71 \cdot 10^{-4}$
$X_8$	$-0,28 \cdot 10^{-4}$	$-0,23 \cdot 10^{-4}$
$X_7$	$0,25 \cdot 10^{-4}$	$0,22 \cdot 10^{-4}$
$X_6$	$0,69 \cdot 10^{-4}$	$0,58 \cdot 10^{-4}$
$X_5$	$0,96 \cdot 10^{-4}$	$0,80 \cdot 10^{-4}$
$X_4$	$1,01 \cdot 10^{-4}$	$0,85 \cdot 10^{-4}$
$X_3$	$1,02 \cdot 10^{-4}$	$0,86 \cdot 10^{-4}$
$X_2$	$0,52 \cdot 10^{-4}$	$0,43 \cdot 10^{-4}$
$X_1$	$0,17 \cdot 10^{-4}$	$0,10 \cdot 10^{-4}$

Pulsations

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_2^{-2} = \frac{X_{2j}^{(1)}}{X_{2j}^{(2)}} \\ \bar{\omega}_2^2 = \frac{\sum X_{2j}^{(1)}}{\sum X_{2j}^{(2)}} \end{array} \right. \quad \text{tg } \bar{\omega}_2^{-2} \leq \omega_2^2 \leq \bar{\omega}_2^2$$

	SENS LONGITUD.	SENS TRANSV.
$\omega_2 = \bar{\omega}_2$	64,08 rad/s	79,49 rad/s
$\bar{T}_2 = \bar{T}_2$	0,098	0,079

REMARQUE : La valeur de la période  $T$  peut être calculée selon la formule empirique donnée par le RPA 81 (Art. 3.3.4)

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} H: \text{Hauteur du Bâtiment} \\ L: \text{Dimension du Bât. dans le sens de l'action sismique} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\# \text{ SENS LONGITUDINAL : } T = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{18,99}} = 0,537 \text{ s.}$$



\* sens transversal :  $T = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{20,36}} = 0,519 \text{ s.}$

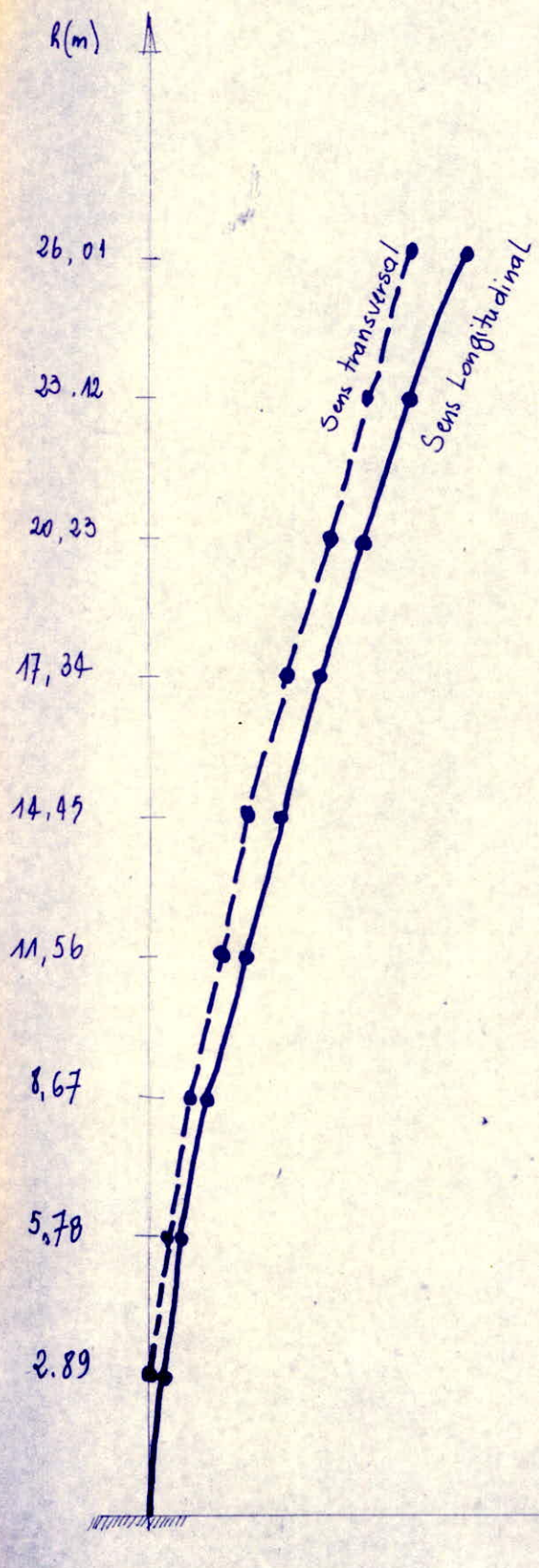
Néanmoins le RPA 81 préconise de prendre en compte pour calcul sismique la valeur de la période  $T$  trouvée au moyen de méthodes analytiques plus précises, ce qui nous place dans la sécurité vis à vis du séisme.

C'est ainsi que nous prendrons en compte, pour le calcul du séisme, les valeurs des périodes du Mode fondamental (calculé par la méthode de RAYLEIGH) et qui sont :

- sens transversal :  $T = 0,385 \text{ s}$
- sens longitudinal :  $T = 0,421 \text{ s}$

Il est à noter que  $T < 0,50$ , donc on n'avait pas besoin de passer au 2<sup>ème</sup> Mode, mais on l'a fait à la demande de notre promoteur, ce dernier jugeant cela intéressant d'un point de vue pédagogique.







Sens Longitudinal.  
Sens transversal.

2<sup>eme</sup> MODE :

$h$  (m)



1m  
 $10^{-4}$  m

Displacement









## I. a. INTRODUCTION :

L'étude au séisme a pour but de prémunir tout ouvrage contre les néfastes effets d'un séisme éventuel, toutefois celle-ci ne sera pas pour autant efficace que si les règles normales de construction n'ont pas été négligées.

En effet l'expérience montre que tout ouvrage mal conçu (Mauvaise projection - Mauvaise exécution) a de fortes chances de ne pas supporter des secousses même de faibles intensités quand bien même celui-ci a fait l'objet d'une sérieuse étude parasismique.

## b. GENERALITES :

Jusqu'à un passé récent les actions sismiques à prendre en compte dans une étude sismique ont toujours été données par le "RÈGLEMENT PARASMIQUE 1969".

Mais depuis un certain temps et principalement après les séismes qui ont affectés le pourtour méditerranéen (Algérie, Italie, ...) le Règlement fait l'objet d'une révision.

Ces règles ne sont obligatoires que pour des immeubles de grande hauteur, mais doivent être prises en considération lorsque le D.F.U est mentionné dans les documents particuliers du Marché.

En Algérie nous vivons la même situation réglementaire sauf que depuis un certain temps le C.T.C exige pour les constructions qu'il contrôle que ces Règles "RS 69" soient effectivement appliquées. Il a par la suite produit un règlement parasismique algérien "R.P.A 81" qui a été envoyé pour approbation à toutes les structures et organismes intéressés.

Il demeure évident que la réglementation parasismique en vigueur est valable simultanément avec le RPA 81 durant une période transitoire jusqu'à l'OFFICIALIZATION.

## c. RÈGLEMENT UTILISÉ : RPA 81.

Dans notre étude sismique nous envisageons l'utilisation du RPA 81. (Règlement parasismique Algérien)

Le but du RPA 81 est de fournir 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 seront considérées appliquées successivement suivant deux directions perpendiculaires caractéristiques choisies par le projecteur dans le cas général ces deux directions sont des axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

## II Action sismique :

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

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

1. Définitions et Valeurs des Coefficients A, B, D, Q, W :

1. A : Coefficient d'accélération des zones :

groupe d'usage 2 et 3 → A = 0,15  
zone II

2. D : Facteur d'amplification dynamique :

D est fonction de la période c'est à dire :  $D = f(T)$

avec  $D \leq 2$

T étant déterminée par la méthode de RAYLEIGH (1<sup>er</sup> mode de vibration).

\* SENS TRANSVERSAL :

$$T = 0,385 A$$

$$D = 2 \sqrt{0,5/T} \quad (\text{sol moule})$$

$$\Rightarrow D = 2 \sqrt{0,5/0,385} = 2,28 \text{ on prendra } D = 2.$$

\* SENS LONGITUDINAL :

$$T = 0,421 D$$

$$\Rightarrow D = 2 \sqrt{0,5/0,421} = 2,18 \text{ on prendra aussi } D = 2$$



### 3. B: FACTEUR DE COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE

Nous avons une structure à voiles porteurs (CATEGORIE 4).  
(Rectification apportée au RPA 81 : version 83).  
Donc :  $B = 1/4$ .

### 4. Q: FACTEUR DE QUALITE

Q est le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure, il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de la régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la construction, sa valeur est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec  $P_q$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non, de critères de qualité  $q$ .

- si le critère est observé,  $P_q = 0$
- sinon,  $P_q = 0,1$ .

- Critère des fils porteurs : observé donc  $P_1 = 0$ .  
ex: Trameau du voile  $V_{TS} = \frac{b}{l} = \frac{2,89}{7,50} = 0,39 < 0,67$ .
- Critère de surabondance en plan : non observé donc  $P_2 = 0,1$ .
- Critère du système en plan:
  - sens LONGITUDINAL  $\rightarrow L_x = 18,99 \text{ m} \rightarrow 15\% L_x = 2,85 \text{ m}$ .
  - sens TRANSVERSAL  $\rightarrow L_y = 20,36 \text{ m} \rightarrow 15\% L_y = 3,05 \text{ m}$ .

Puisque l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion est inférieur à 15% à la dimension effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction des forces latérales appliquées.

( $e_x = 1,20 \text{ m}$  •  $e_y = 1,018 \text{ m}$ .)  
donc le critère est observé  $P_3 = 0$ .

- Critère de la régularité en élévation : observé :  $P_4 = 0$
- Critère de contrôle de la qualité des matériaux : non observé :  $P_5 = 0,1$ .
- Critère de la qualité de la construction : non observé :  $P_6 = 0,1$

J'ou :  $Q = 1 + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6$   
 $= 1 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,3 \Rightarrow Q = 1,3$



S/W : Poids de la structure.

W doit comprendre la totalité des charges permanentes, poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, etc....

On prendra :  $W = e + P/S$

$$W = 4082,94 + 114,024 = 4196,964 \text{ t.}$$

- Action sismique longitudinale :

$$V_L = A_{0,8} B W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,3 \times 4196,964$$

$$V_L = 409,2 \text{ t.}$$

- Action sismique transversale :

$$V_T = A_{0,8} B W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,3 \times 4196,964$$

$$V_T = 409,2 \text{ t.}$$

On remarque :  $V_L = V_T = 409,2 \text{ t.}$

## II. 2/ Distribution des forces latérales en hauteur.

Les forces latérales  $V_L$  et  $V_T$  sont distribuées sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$V = F_E + \sum_{i=1}^n \frac{g}{h_i} F_i$$

tel que :  $F_E$  = force concentrée au sommet de la structure dont la valeur est  $F_E = 0,07 T.V$  (T en secondes), et plus le RPA stipule que  $F_E$  peut être prise égale à zéro lorsque  $T \leq 0,70$ , ce qui est notre cas, donc  $F_E = 0 \Rightarrow V = \sum_{i=1}^n \frac{g}{h_i} F_i$ , et de ce fait l'effort

horizontal total  $V$  sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

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

Remarque : On a supposé l'encastrement du bâtiment au niveau du R.C, du fait de la rigidité des niveaux bas du R.C (vitrail sanitaire de boeuf de hauteur) qui forme une brise rigide avec les vitres périphériques.



64

Niv.	SENS LONGITUDINAL					SENS TRANSVERSAL				
	W <sub>K</sub>	h <sub>K</sub>	W <sub>K</sub> · h <sub>K</sub>	F <sub>K</sub>	F <sub>K</sub> CUMULÉ	W <sub>K</sub>	h <sub>K</sub>	W <sub>K</sub> · h <sub>K</sub>	F <sub>K</sub>	F <sub>K</sub> CUMULÉ
T=9	405,019	26,01	10534,54	75,32	75,32	405,019	26,01	10534,54	75,32	75,32
8	448,681	23,12	10373,50	74,17	149,39	448,681	23,12	10373,50	74,17	149,39
7	"	20,23	9076,82	64,90	214,29	"	20,23	9076,82	64,90	214,29
6	"	17,34	7780,13	55,63	269,92	"	17,34	7780,13	55,63	269,92
5	"	14,45	6483,44	46,36	316,28	"	14,45	6483,44	46,36	316,28
4	"	11,56	5186,75	37,09	353,37	"	11,56	5186,75	37,09	353,37
3	"	8,67	3890,06	27,81	381,18	"	8,67	3890,06	27,81	381,18
2	"	5,78	2593,38	18,54	399,72	"	5,78	2593,38	18,54	399,72
1	"	2,89	1296,69	9,27	408,99	"	2,89	1296,69	9,27	408,99
Σ			57215,31					57215,31		



- V -

ÉTUDE DU CONTREVENT-  
EMENT



## Introduction:

L'étude du contreventement constitue un des problèmes les plus délicats posés par le calcul de la structure des bâtiments. Cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte de ce problème nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et les planchers, mais ce calcul est trop long ; de plus l'assimilation des refends et des planchers à des poutres à plans moyens respectivement verticaux et horizontaux, ne peut donner qu'un ordre de grandeur des contraintes.

Il est à noter que nous avons eu des problèmes avec certains voiles. En effet, nous avons un voile ( $V_{L4}$  initialement) dans le sens longitudinal qui fait 20,20 m de longueur, et qui reprendait environ 80% de l'effort horizontal. De ce fait, la contrainte admissible de l'effort tranchant dans les linteaux est largement dépassée. De plus, nous avons rencontrés les mêmes problèmes avec les voiles  $V_{T5}$  et  $V_{T7}$ . En accord avec notre promoteur, nous avons optés pour les deux solutions suivantes :

- Les linteaux du voile  $V_{L4}$  seront supposés articulés au lieu d'être encastrés, donc les trumeaux seront supposés comme des refends pleins indépendants, c'est à dire qu'on accepte le risque de fissuration des linteaux en question lors d'un séisme. Cette fissuration ne peut être importante du que les planchers solidarisent l'ensemble de la structure.

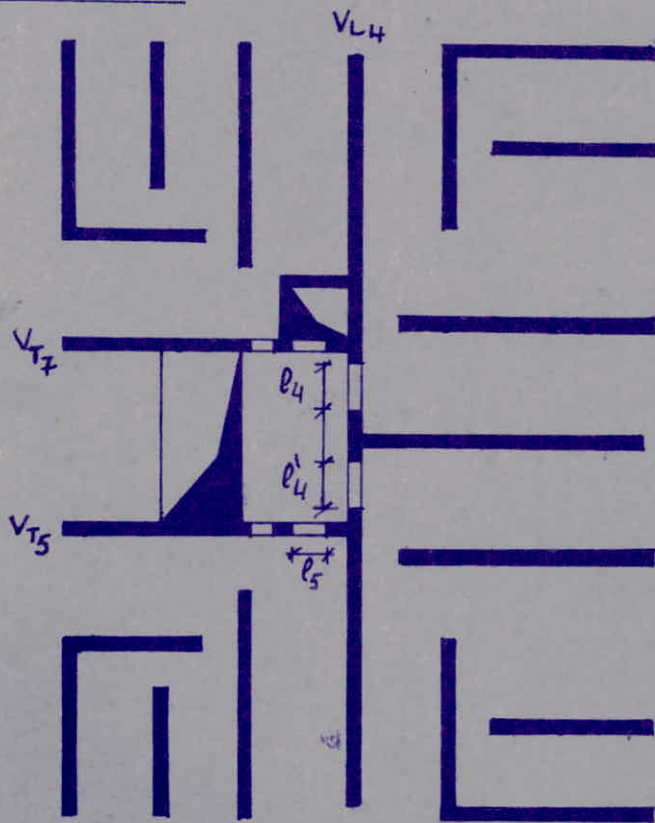


- Pour les voiles  $V_{T5}$  et  $V_{T7}$ , nous avons carrément supprimés les linteaux et les trumeaux correspondants en les remplaçant par des murs en maçonnerie.

Soient :  $A_i$  : pourcentage de reprise de l'effort horizontal par le voile "i"

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement dans le linteau.

Disposition initiale :



\* voile  $V_{L4}$  :  $A_4 = \frac{I_e^x}{\Sigma I_e^x} + \frac{I_e^x \cdot e_n \cdot x'}{J} = 0,82 \rightarrow 82\%$

- Linteau  $l_4$  :  $\tau_b = 76 \text{ Kg/cm}^2 \nless \bar{\tau}_b = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$

\* voile  $V_{T5}$  :

- Linteau  $l_5$  :  $\tau_b = 38 \text{ Kg/cm}^2 \nless \bar{\tau}_b$

\* voile  $V_{T7}$  :

- Linteau  $l_7$  :  $\tau_b = 42 \text{ Kg/cm}^2 \nless \bar{\tau}_b$



Pour les sollicitations horizontales, le problème qui se pose est :

\* Connaissant les efforts extérieurs, déterminer la répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés, les contraintes sont obtenues par les formules habituelles de la théorie des poutres.

Hypothèses pour l'étude de ces systèmes :

- 1/ Les planchers sont indéformables horizontalement.
- 2/ Les refends sont parfaitement encastrés à leurs bases.
- 3/ L'Inertie des refends est constante sur toutes les hauteurs, ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Distribution des sollicitations d'ensemble aux refends :

- Sollicitations horizontales :

On suppose que les déformées de tous les refends sont des courbes affines et que, par conséquent, la distribution des sollicitations horizontales peut être effectuée à n'importe quel niveau, le pourcentage de l'effort tranchant d'ensemble équilibré par chaque refend reste constant sur toute la hauteur du bâtiment.

On utilisera la méthode du centre de torsion.

Méthode du centre de torsion :

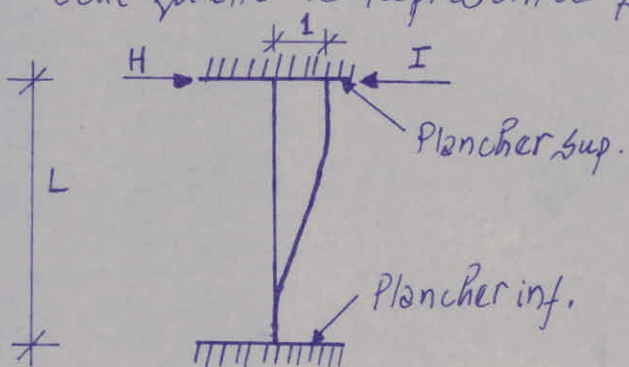
Le centre T de torsion d'un groupe de refends est le point ayant les caractéristiques suivantes :

- 1/ Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation des refends. Le sens de la rotation étant le même que celui du moment.



2/ Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation étant le même que celui du moment.

La rigidité à la flexion  $I$  d'un refend et la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quant une force (ou un couple) extérieur  $H$  produit une translation (ou une rotation) unitaire telle qu'elle est représentée sur la figure :



$$I = \frac{12 E \bar{I}}{L^3}$$

$I$  : rigidité

$\bar{I}$  : Mom<sup>t</sup> d'inertie.

Puisque tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis, il est donc possible de simplifier les calculs et remplacer partout la rigidité par le moment d'inertie.

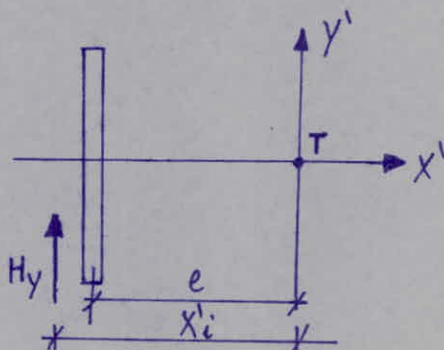
• Étapes de calcul :

a/ Soient  $xx'$  et  $yy'$  les axes parallèles aux refends et passant par le centre de torsion du groupe.

b/ La réduction de la force extérieure  $H$  (appliquée au c.d.g de l'ensemble) par rapport au centre de torsion, fournit  $H_x$ ,  $H_y$  et  $M = H \cdot e$

$$* H'_y = \frac{H_y \cdot I_x}{\sum I_x}$$

$$* H'_x = \frac{H_x \cdot I_y}{\sum I_y}$$





N.B :  $H_y^1$  et  $H_x^1$  sont les forces provenant des translations

C/ Les forces provenant des rotations deviennent :

$$* H_y'' = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J} \quad ; \quad * H_x'' = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J}$$

$$. J = \sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot y'^2$$

$x', y'$  : distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque refend.

Les forces finales distribuées dans les refends sont, en définitive :

$$* H_x = H_x^1 + H_x'' \quad ; \quad * H_y = H_y^1 + H_y''$$

donc la force sismique sur chaque refend s'exprimera par la relation :

$$\begin{cases} H_i^x = H^x \left( \frac{I_i^y}{\sum I_i^y} + \frac{e \cdot y_i' \cdot I_i^x}{J} \right) = H^x \cdot A_{ix} \\ H_i^y = H^y \left( \frac{I_i^x}{\sum I_i^x} + \frac{e \cdot x_i' \cdot I_i^y}{J} \right) = H^y \cdot A_{iy} \end{cases}$$

Les coefficients  $A_{ix}$  et  $A_{iy}$  sont reportés dans le tableau ci-dessous ainsi que les forces revenant à chaque voile à la base du bâtiment.



Ref.	$I_{x_i}/\Sigma I_x$	$I_{y_i}/\Sigma I_y$	$X'_i$	$Y'_i$	$\frac{e_x \cdot x'_i \cdot I_{x_i}}{J}$	$\frac{e_y \cdot y'_i \cdot I_{y_i}}{J}$	$A_{ix}$	$A_{iy}$
$V_{L1}$	0,061	—	-7,67	—	-0,024	—	0,037	✓
$V_{L1}'$	—	—	—	—	—	—	—	—
$V_{L2}$	0,027	—	-4,44	—	—	—	—	—
$V_{L2}'$	—	—	—	—	-0,006	—	0,021	✓
$V_{L3}$	0,145	—	-1,31	—	-0,006	—	—	—
$V_{L3}'$	—	—	—	—	-0,010	—	0,135	✓
$V_{L4}$	0,226	—	+2,43	—	+0,020	—	—	—
$V_{L4}'$	—	—	—	—	+0,028	—	0,254	✓
$V_{L4}''$	0,00007	—	—	—	—	—	—	—
$V_{L5}$	0,041	—	+5,59	—	+9,10 <sup>-6</sup>	—	8,10 <sup>-5</sup>	✓
$V_{L5}'$	—	—	—	—	+0,012	—	0,053	✓
$V_{L6}$	0,0016	—	+0,87	—	—	—	—	—
$V_{L6}'$	—	—	—	—	+8,10 <sup>-5</sup>	—	0,0021	✓
$V_{T1}$	—	0,059	—	-10,12	—	-0,018	—	0,041
$V_{T2}$	—	0,025	—	-6,89	—	-0,005	—	0,020
$V_{T3}$	—	0,039	—	-4,55	—	—	—	0,034
$V_{T4}$	—	0,139	—	-3,68	—	-0,015	—	0,124
$V_{T5}$	—	0,132	—	-1,39	—	-0,009	—	0,123
$V_{T6}$	—	0,212	—	-0,02	—	-0,0001	—	0,211
$V_{T7}$	—	0,132	—	+1,35	—	+0,008	—	0,140
$V_{T8}$	—	0,139	—	+3,64	—	+0,045	—	0,154
$V_{T9}$	—	0,039	—	+4,51	—	+0,055	—	0,044
$V_{T10}$	—	0,025	—	+6,85	—	—	—	0,030
$V_{T11}$	—	0,059	—	+10,08	—	+0,018	—	0,077
$V_{T12}$	—	0,0016	—	+2,91	—	+0,0002	—	0,002

$$J = \Sigma I_{x_i} \cdot X_i'^2 + \Sigma I_{y_i} \cdot Y_i'^2 = 1434,11 \text{ m}^6$$



Distribution des efforts tranchants dans  
les refends (non cumulés)

Niv. Ref.	9	8	7	6	5	4	3	2	1
V <sub>L1</sub>	2,77	2,74	2,40	2,06	1,72	1,37	1,03	0,69	0,34
V <sub>L1'</sub>	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L2</sub>	1,58	1,56	1,36	1,17	0,97	0,78	0,58	0,39	0,19
V <sub>L2'</sub>	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L3</sub>	10,17	10,01	8,76	7,51	6,26	5,01	3,75	2,50	1,25
V <sub>L3'</sub>	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4</sub>	19,13	18,84	16,48	14,13	11,78	9,42	7,06	4,71	2,35
V <sub>L4'</sub>	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4''</sub>	0,006	0,0059	0,005	0,0044	0,0037	0,003	0,0022	0,0015	0,001
V <sub>L5</sub>	3,99	3,93	3,44	2,95	2,48	1,97	1,47	0,98	0,49
V <sub>L5'</sub>	"	"	"	"	"	"	"	"	0,49
V <sub>La</sub>	0,158	0,155	0,136	0,117	0,097	0,078	0,058	0,039	0,019
V <sub>T1</sub>	3,09	3,04	2,66	2,28	1,90	1,52	1,14	0,76	0,38
V <sub>T2</sub>	1,51	1,48	1,30	1,11	0,93	0,74	0,56	0,37	0,18
V <sub>T3</sub>	2,56	2,52	2,20	1,89	1,57	1,26	0,95	0,63	0,32
V <sub>T4</sub>	9,33	9,20	8,05	6,89	5,75	4,60	3,45	2,30	1,15
V <sub>T5</sub>	9,26	9,13	7,98	6,84	5,70	4,56	3,42	2,28	1,14
V <sub>T6</sub>	15,88	15,65	13,69	11,74	9,78	7,82	5,87	3,91	1,96
V <sub>T7</sub>	10,54	10,38	9,08	7,79	6,49	5,19	3,89	2,60	1,30
V <sub>T8</sub>	11,59	11,42	9,99	8,57	7,14	5,71	4,28	2,86	1,43
V <sub>T9</sub>	3,31	3,26	2,85	2,44	2,04	1,63	1,22	0,82	0,41
V <sub>T10</sub>	2,25	2,22	1,95	1,67	1,39	1,11	0,83	0,56	0,28
V <sub>T11</sub>	5,80	5,71	5,00	4,28	3,57	2,85	2,14	1,43	0,71
V <sub>Ta</sub>	0,15	0,14	0,13	0,11	0,09	0,074	0,06	0,04	0,02



Distribution des efforts tranchants dans  
les refends (cumulés)

Niv. Ref.	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.d.c
V <sub>L1</sub>	2,77	5,53	7,93	9,99	11,70	13,07	14,11	14,79	15,13	15,13
V <sub>L1</sub> '	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L2</sub>	1,58	3,14	4,50	5,67	6,64	7,42	8,00	8,39	8,59	8,59
V <sub>L2</sub> '	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L3</sub>	10,17	20,17	28,93	36,44	42,70	47,71	51,46	53,96	55,21	55,21
V <sub>L3</sub> '	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4</sub>	19,13	37,95	54,43	68,56	80,34	89,76	96,82	101,53	103,88	103,88
V <sub>L4</sub> '	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4</sub> "	0,006	0,012	0,017	0,022	0,025	0,028	0,031	0,032	0,033	0,033
V <sub>L5</sub>	3,99	7,92	11,36	14,31	16,76	18,73	20,20	21,19	21,68	21,68
V <sub>L5</sub> '	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>La</sub>	0,158	0,314	0,450	0,570	0,66	0,74	0,80	0,84	0,86	0,86
V <sub>T1</sub>	3,09	6,13	8,79	11,07	12,97	14,49	15,63	16,39	16,77	16,77
V <sub>T2</sub>	1,51	2,99	4,29	5,40	6,33	7,07	7,63	8,00	8,18	8,18
V <sub>T3</sub>	2,56	5,08	7,28	9,17	10,74	12,00	12,95	13,58	13,90	13,90
V <sub>T4</sub>	9,33	18,53	26,58	33,47	39,22	43,82	47,27	49,57	50,72	50,72
V <sub>T5</sub>	9,26	18,39	26,37	33,21	38,91	43,47	46,89	49,17	50,31	50,31
V <sub>T6</sub>	15,88	31,53	45,22	56,96	66,74	74,56	80,43	84,34	86,30	86,30
V <sub>T7</sub>	10,54	20,92	30,00	37,79	44,28	49,47	53,36	55,96	57,26	57,26
V <sub>T8</sub>	11,59	23,01	34,49	43,06	49,20	53,91	57,19	58,05	58,48	58,48
V <sub>T9</sub>	3,31	6,57	9,42	11,86	13,90	15,53	16,75	17,57	17,98	17,98
V <sub>T10</sub>	2,25	4,47	6,42	8,09	9,48	10,59	11,42	11,98	12,26	12,26
V <sub>T11</sub>	5,80	11,51	16,51	20,79	24,36	27,21	29,35	30,78	31,49	31,49
V <sub>Ta</sub>	0,15	0,29	0,42	0,53	0,62	0,69	0,75	0,79	0,81	0,81



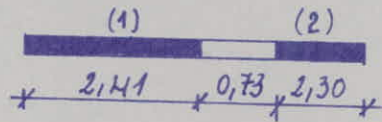
Distribution des moments fléchissants dans  
les refends

Niv. Ref.	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.d.C	Fond.
V <sub>L1</sub>	0	8,01	23,93	46,80	75,60	109,39	147,13	187,85	231,78	274,76	286,36
V <sub>L1</sub> '	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L2</sub>	0	4,56	13,64	26,65	43,03	62,22	83,66	106,79	131,03	145,74	162,69
V <sub>L2</sub> '	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L3</sub>	0	29,39	87,71	171,36	276,69	400,13	538,04	686,78	842,76	1002,34	1046,58
V <sub>L3</sub> '	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4</sub>	0	55,29	165,02	322,39	520,27	752,83	1012,28	1292,15	1586,9	1885,9	1969,02
V <sub>L4</sub> '	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>L4</sub> ''	0	0,017	0,052	0,10	0,16	0,24	0,32	0,40	0,49	0,59	0,61
V <sub>L5</sub>	0	11,53	34,42	67,25	108,61	157,14	211,35	269,81	331,11	393,82	409,37
V <sub>L5</sub> '	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V <sub>La</sub>	0	0,46	1,36	2,66	4,29	6,21	8,35	10,66	13,08	15,56	15,94
V <sub>T1</sub>	0	8,93	26,65	52,05	84,04	121,53	163,40	208,12	255,56	304,1	317,82
V <sub>T2</sub>	0	4,36	13,00	25,40	41,01	59,30	79,74	101,56	124,76	148,11	155,1
V <sub>T3</sub>	0	7,40	22,08	43,12	69,62	100,66	134,89	172,39	211,70	251,93	263,3
V <sub>T4</sub>	0	26,96	80,51	157,33	254,06	367,41	492,44	629,28	772,76	919,58	961,07
V <sub>T5</sub>	0	26,76	79,91	156,92	252,10	364,55	488,58	624,32	766,34	912,27	953,43
V <sub>T6</sub>	0	45,89	137,01	267,70	432,32	625,19	837,93	1070,77	1314,90	1566,26	1635,3
V <sub>T7</sub>	0	30,46	90,92	177,62	286,83	414,80	555,95	711,98	873,70	982,32	1085
V <sub>T8</sub>	0	34,50	102,00	195,36	315,50	456,27	611,55	783,19	961,10	1143,14	1193,53
V <sub>T9</sub>	0	9,57	28,56	55,78	90,05	130,22	174,54	223,51	274,29	326,25	340,64
V <sub>T10</sub>	0	6,50	19,42	37,98	61,36	88,31	118,97	152,36	186,98	224,09	232,22
V <sub>T11</sub>	0	16,76	50,02	97,74	157,02	227,08	305,86	391,68	480,64	571,64	596,83
V <sub>Ta</sub>	0	0,43	1,27	2,49	4,02	5,78	7,79	9,99	12,29	14,41	15,29



voiles  $V_{L5}$  et  $V'_{L5}$  :

\*  $H_0 = 21,68 \text{ t}$



$\frac{s_0}{s_e} = 10\%$

	$\xi$	$\Psi$	$1-\xi$	$(2+\xi)$	$1-\xi^2$	$\pi$	$M_1$	$M_2$	$N_1$	$N_2$
9	1	0	0	3	0	0	0	0	0	0
8	0,89	0,012	0,11	2,89	0,21	3,53	0,512	0,445	3,53	-3,53
7	0,78	0,049	0,22	2,78	0,39	6,66	1,18	1,03	10,19	-10,19
6	0,67	0,090	0,33	2,67	0,55	9,37	6,64	5,77	19,56	-19,56
5	0,56	0,17	0,44	2,56	0,67	11,67	6,94	6,03	31,24	-31,24
4	0,45	0,25	0,55	2,45	0,78	13,56	11,47	9,96	44,79	-44,79
3	0,33	0,35	0,67	2,33	0,89	15,15	16,90	14,68	59,94	-59,94
2	0,22	0,45	0,78	2,22	0,95	16,18	22,33	19,40	76,12	-76,12
1	0,11	0,56	0,89	2,11	0,99	16,80	26,55	23,08	92,92	-92,92
0	0	0,66	1	2	1	16,90	34,395	29,86	109,82	-109,82

$m = 0,5809 \text{ m}^3$   
 $I = 2,1408 \text{ m}^4$   
 $\alpha = 43,93$   
 $I_1 = 0,1866 \text{ m}^4$   
 $I_2 = 0,1622 \text{ m}^4$   
 $\frac{2cm}{I} = 0,837$

\*  $\pi = H_0 \cdot \frac{m l}{I} (1-\xi^2)$

\*  $M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 z \left[ \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi \right]$

\*  $M_2 = M_1 \cdot \frac{I_2}{I_1}$

\*  $N_1 = \sum \pi$

\*  $N_2 = -N_1$

- Vérification (à la base du bâtiment) :

(\*\*)  $M_1 + M_2 + 2NC = 403,05 \text{ t.m}$

(\*)  $M_{\text{ext}} = 393,82 \text{ t.m}$

•  $\text{erreur} = 2,2\%$



Voile  $V_{Tg}$  :

\*  $H_0 = 17,98 \text{ t}$

- Mêmes caractéristiques géométriques que  $V_{L5}$ .

	$\xi$	$\psi$	$1-\xi$	$2+\xi$	$1-\xi^2$	$\pi$	$M_1$	$M_2$	$N_1$	$N_2$
9	1	0	0	3	0	0	0	0	0	0
8	0,89	0,012	0,11	2,89	0,21	2,93	0,425	0,369	2,93	-2,93
7	0,78	0,049	0,22	2,78	0,39	5,52	0,976	0,841	8,45	-8,45
6	0,67	0,090	0,33	2,67	0,55	7,77	5,504	4,783	16,22	-16,22
5	0,56	0,17	0,44	2,56	0,67	9,68	5,754	5,00	25,9	-25,9
4	0,45	0,25	0,55	2,45	0,78	11,24	9,507	8,262	37,14	-37,14
3	0,33	0,35	0,67	2,33	0,89	12,56	14,011	12,176	49,7	-49,7
2	0,22	0,45	0,78	2,22	0,95	13,42	18,514	16,09	63,12	-63,12
1	0,11	0,56	0,89	2,11	0,99	13,93	22,016	19,14	77,05	-77,05
0	0	0,66	1	2	1	14,01	28,52	24,76	91,06	-91,06

- Vérification (à la base du bâtiment) :

(\*\*)  $M_1 + M_2 + 2NC = 334,20 \text{ tm}$

(\*)  $M_{ext} = 326,25 \text{ tm}$

• Erreur  $\approx 2,3\%$  :



Voile  $V_{T3}$  :

$H_0 = 13,90t$

- Mêmes caractéristiques géométriques que  $V_{L5}$ .

	$\xi$	$\psi$	$1-\xi$	$2+\xi$	$1-\xi^2$	$\pi$	$M_1$	$M_2$	$N_1$	$N_2$
9	1	0	0	3	0	0	0	0	0	0
8	0,89	0,012	0,11	2,89	0,21	2,26	0,328	0,285	2,26	-2,26
7	0,78	0,049	0,22	2,78	0,39	4,27	0,754	0,650	6,53	-6,53
6	0,67	0,090	0,33	2,67	0,55	6,01	4,25	3,69	12,54	-12,54
5	0,56	0,17	0,44	2,56	0,67	7,48	4,45	3,86	20,02	-20,02
4	0,45	0,25	0,55	2,45	0,78	8,69	7,35	6,39	28,71	-28,71
3	0,33	0,35	0,67	2,33	0,89	9,71	10,83	9,41	38,42	-38,42
2	0,22	0,45	0,78	2,22	0,95	10,37	14,31	12,44	48,79	-48,79
1	0,11	0,56	0,89	2,11	0,99	10,77	17,02	14,79	59,56	-59,56
0	0	0,66	1	2	1	10,83	22,05	19,14	70,39	-70,39

- Vérification (à la base du bâtiment) :

(\*\*)  $M_1 + M_2 + 2NC = 258,34 tm$

(\*)  $M_{ext} = 251,93 tm$

• Erreur  $\approx 2,4\%$ .



Voile  $V_{Tg}$  : \* N.B: Pour les voiles avec fils d'ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les trumeaux suivant leurs longueurs:  $F_{vi} = F_v \frac{l_i}{l}$

		Combinaisons	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
TRUM.(1)	N(t)	G	5,68	14,1	22,52	30,94	39,36	47,78	56,20	64,62	73,04	81,22
		Q	0,74	2,04	3,21	4,24	5,15	5,92	6,56	7,20	7,84	8,48
		E	0	2,93	8,45	16,22	25,90	37,14	49,70	63,12	77,05	91,06
		G+Q+E	6,42	19,07	34,18	51,40	70,41	90,84	112,46	134,94	157,93	180,76
		0,8G+E	4,54	14,21	26,46	40,97	57,39	75,36	94,66	114,82	135,48	156,04
		0,8G-E	4,54	8,35	9,56	8,53	5,59	1,08	-4,74	-11,42	-18,62	-26,08
	M(tm)	M (du à SH)	0	0,425	0,976	5,504	5,754	9,507	14,011	18,514	22,016	28,52
TRUM.(2)	N(t)	G	5,45	13,53	21,61	29,69	37,77	45,85	53,93	62,01	70,09	77,95
		Q	0,71	1,95	3,07	4,07	4,94	5,69	6,31	6,93	7,55	8,17
		E	0	2,93	8,45	16,22	25,90	37,14	49,70	63,12	77,05	91,06
		G+Q+E	6,16	18,41	33,13	49,98	68,61	88,68	109,94	132,06	154,69	177,18
		0,8G+E	4,36	13,75	25,74	39,97	56,12	73,82	92,84	112,73	133,12	153,42
		0,8G-E	4,36	7,89	8,34	7,53	4,32	-0,46	-6,56	-13,51	-20,98	-28,70
	M(tm)	M (du à SH)	0	0,369	0,841	4,783	5,00	8,262	12,176	16,088	19,135	24,76

\*  $F_v$ : charge verticale ;  $l_i$ : longueur du trumeau (i) +  $\frac{1}{2}$  longueur du linteau.  
 $l$ : longueur totale du voile.

Distribution des charges verticales  
 Sur les trumeaux.



voiles  $V_{L5}$  et  $V'_{L5}$ :

		Combinaisons <sup>2</sup>	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
TRUM.(1)	N(t)	G	5,68	14,1	22,52	30,94	39,36	47,78	56,20	64,62	73,04	81,22
		Q	0,74	2,04	3,21	4,24	5,15	5,92	6,56	7,20	7,84	8,48
		E	0	3,53	10,19	19,56	31,24	44,79	59,94	76,12	92,92	109,82
		G+Q+E	6,42	19,67	35,92	54,74	75,75	98,49	122,70	147,94	173,80	199,52
		0,8G+E	4,54	14,81	28,21	44,31	62,73	83,01	104,90	127,82	151,35	174,80
		0,8G-E	4,54	7,75	7,83	5,19	0,25	-6,56	-14,98	-24,42	-34,49	-44,84
	M(tm)	M(du à 5H)	0	0,512	1,18	6,64	6,94	11,47	16,90	22,30	26,55	34,395
TRUM.(2)	N(t)	G	5,45	13,53	21,61	29,69	37,77	45,85	53,93	62,01	70,09	77,95
		Q	0,71	1,95	3,07	4,07	4,94	5,69	6,31	6,93	7,55	8,17
		E	0	3,53	10,19	19,56	31,24	44,79	59,94	76,12	92,92	109,82
		G+Q+E	6,16	19,01	34,87	53,32	73,95	96,33	120,18	145,06	170,56	195,94
		0,8G+E	4,36	14,35	27,48	43,31	61,45	81,47	103,08	125,73	148,99	172,18
		0,8G-E	4,36	7,29	7,09	4,19	-1,03	-8,11	-16,79	-26,51	-36,85	-47,46
	M(tm)	M(du à 5H)	0	0,445	1,03	5,77	6,03	9,96	14,68	19,40	23,08	29,86



voie  $V_{T_3}$ :

		Combinais <sup>2</sup>	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
TRUM.(1)	N(t)	G	5,68	14,1	22,52	30,94	39,36	47,78	56,20	64,62	73,04	81,22
		Q	0,74	2,04	3,21	4,24	5,15	5,92	6,56	7,20	7,84	8,48
		E	0	2,26	6,53	12,54	20,02	28,71	38,42	48,79	59,56	70,39
		G+Q+E	6,42	18,40	32,26	47,72	64,53	82,41	101,18	120,61	140,44	160,09
		0,8G+E	4,54	13,54	24,55	37,29	51,51	66,93	83,38	100,48	117,99	135,36
		0,8G-E	4,54	9,02	11,48	12,21	11,46	9,51	6,54	2,91	-1,13	-5,41
	M(tm)	M(dû à S <sub>H</sub> )	0	0,328	0,754	1,25	1,45	7,35	10,83	14,31	17,02	22,05
TRUM.(2)	N(t)	G	5,45	13,53	21,61	29,69	37,77	45,85	53,93	62,01	70,09	77,95
		Q	0,71	1,95	3,07	4,07	4,94	5,69	6,31	6,93	7,55	8,17
		E	0	2,26	6,53	12,54	20,02	28,71	38,42	48,79	59,56	70,39
		G+Q+E	6,16	17,74	31,21	46,30	62,73	80,25	98,66	117,73	137,20	156,51
		0,8G+E	4,36	13,08	23,82	36,29	50,24	65,39	81,56	98,40	115,63	132,75
		0,8G-E	4,36	8,56	10,76	11,21	10,10	7,97	4,72	0,82	-3,49	-8,03
	M(tm)	M(dû à S <sub>H</sub> )	0	0,285	0,650	3,69	3,86	6,39	9,41	12,44	14,79	19,14



# SUPERPOSITION DES EFFORTS

COMBINAISONS A PRENDRE EN COMPTE (RPI7.)

$G + Q + E$

$0,8G + E$

$0,8G - E$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} G: \text{charges permanente} \\ Q: \text{" d'exploitation.} \\ E: \text{" DUE AU SEISME HORIZONTAL.} \end{array} \right.$

VOILES PLEINS

VOILES  $V_{L1}$  et  $V_{L2}$

niv.	G	Q	G+Q+E	M	$0,8G \pm E$
9	7,883	0,828	8,711	0	6,31
8	18,117	2,276	20,393	8,01	14,49
7	28,351	3,579	31,93	23,93	22,68
6	38,585	4,737	43,322	46,80	30,87
5	48,119	5,751	53,87	75,60	38,49
4	59,053	6,62	65,673	109,39	47,24
3	69,287	7,344	76,631	147,13	55,43
2	79,521	8,068	87,589	187,85	63,62
1	89,755	8,792	98,547	231,78	71,80
0	99,989	9,516	109,505	274,26	79,99

voiles  $V_{L3}$  et  $V'_{L3}$

niv.	G	Q	G+Q+E	M	$0,8G \pm E$
9	19,236	2,492	21,728	0	15,389
8	47,901	6,853	54,754	29,39	38,321
7	76,566	10,78	87,346	87,71	61,253
6	105,231	14,267	119,498	171,36	84,185
5	133,896	17,32	151,216	276,69	107,117
4	162,561	19,94	182,501	400,13	130,049
3	191,226	22,12	213,346	538,04	152,981
2	248,	24,30	244,191	686,78	175,913
1	248,556	26,48	275,036	842,76	198,845
0	276,536	28,66	305,196	1002,34	221,228



VOILES  $V_{L2}$  et  $V'_{L2}$ .

niv	G	Q	G + Q + E	M	$0,8G \pm E$
9	12,37	1,585	13,955	0	9,896
8	31,067	4,359	35,426	4,56	24,854
7	49,764	6,856	56,62	13,64	39,811
6	68,461	9,075	77,536	26,65	54,769
5	87,158	11,017	98,175	43,03	69,726
4	105,855	12,681	118,536	62,22	84,684
3	124,552	14,068	138,62	83,66	99,64
2	143,249	15,455	158,704	106,79	114,59
1	161,946	16,842	178,788	131,03	129,56
0	180,620	18,229	198,842	145,74	144,50

VOILES  $V_{L4}$  et  $V'_{L4}$ .

niv.	G	Q	G + Q + E	M	$0,8G \pm E$
9	21,013	2,72	23,733	0	16,810
8	53,635	7,324	60,959	55,29	42,908
7	86,257	11,467	97,724	165,02	69,006
6	118,879	15,150	134,029	322,39	95,103
5	151,501	18,373	169,874	520,27	121,209
4	184,123	21,135	205,258	752,83	147,298
3	216,745	23,437	240,182	1012,28	173,396
2	249,367	25,739	275,106	1292,15	199,494
1	281,989	28,041	310,030	1585,63	225,591
0	313,645	30,343	343,988	1885,90	250,96



VOILE  $V_{L4}$  :

niv.	G	Q	G+Q+E	M	0,8 G ± E
9	21, 013	2, 72	23, 733	0	16, 810.
8	53, 635	7, 324	60, 959	55, 29	42, 908.
7	86, 257	11, 467	97, 724	165, 02	69, 006.
6	118, 879	15, 150	134, 029	322, 39	95, 103.
5	157, 501	18, 373	169, 874	520, 27	121, 209.
4	184, 123	21, 135	205, 258	752, 83	147, 298.
3	216, 745	23, 437	240, 182	1012, 28	173, 396.
2	249, 367	25, 739	275, 106	1292, 15	199, 494.
1	281, 989	28, 041	310, 030	1585, 63	225, 591
0	313, 645	30, 343	343, 988	1885, 90	250, 916.

VOILE  $V_{T2}$  :

niv.	G	Q	G+Q+E	M	0,8 G ± E
9	7, 883	0, 828	8, 711	0	6, 310.
8	18, 117	2, 276	20, 393	8, 93	14, 49.
7	28, 351	3, 579	31, 930	26, 65	22, 68.
6	38, 585	4, 737	43, 322	52, 05	30, 87
5	48, 119	5, 751	53, 87	84, 04	38, 49.
4	59, 053	6, 620	65, 673	121, 53	47, 24.
3	69, 287	7, 344	76, 631	163, 40	55, 43.
2	79, 251	8, 068	87, 589	208, 12	63, 62
1	89, 755	8, 792	98, 547	255, 56	71, 80.
0	99, 989	9, 516	109, 505	304, 10	79, 99.



VOILE VT<sub>2</sub>.

niv.	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	12,37	1,585	13,955	0	9,896.
8	31,067	4,359	35,426	4,36	24,854.
7	49,764	6,856	56,620	13,00	39,811
6	68,461	9,075	77,536	25,40	54,759.
5	87,158	11,017	98,175	41,01	69,726.
4	105,855	12,681	118,536	59,30	84,684.
3	124,552	14,068	138,620	79,74	99,640
2	143,249	15,455	158,704.	101,56	114,59.
1	161,946	16,842	178,788	124,72	129,56.
0	180,620	18,229	198,849.	148,4	144,56.

VOILE VT<sub>4</sub>.

niv.	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	19,236	2,492	21,728	0	15,389.
8	47,901	6,853	54,754.	26,96	38,321.
7	76,566	10,78	87,346	80,51	61,253.
6	105,231	14,267	119,498	157,33	84,185
5	133,896	17,32	151,216	254,06	107,117
4	162,561	19,94	182,501	367,41	130,049.
3	191,226	22,12	213,346	492,44	152,981
2	219,891	24,30	244,191	629,28	175,913.
1	248,556	26,48	275,036	772,76	198,845
0	276,536	28,66	305,196	919,58	221,229.



Voile  $V_{T5}$

niv.	G	Q	G + Q + E	M	$0,8G \pm E$
9	17,40	2,149	19,549	0	13,92
8	44,797	5,396	50,193	26,76	35,84.
7	72,194	8,318	80,512	79,91	57,76.
6	99,591	11,326	110,917	156,12	79,96
5	126,988	13,924	140,912	282,10	101,59.
4	154,385	15,872	170,257	364,55	123,51
3	181,782	17,496	199,278	488,58	145,43.
2	209,179	19,12	228,299	624,32	167,34.
1	236,576	20,744	257,320	766,64	189,26.
0	259,936	22,368	282,304	912,27	207,95.

Voile  $V_{T6}$

niv.	G	Q	G + Q + E	M	$0,8G \pm E$
9	22,56	2,919	25,479	0	18,048.
8	54,911	8,027	62,938	45,89	69,809.
7	87,262	12,624	99,886	137,01	69,809.
6	119,613	16,71	136,323	267,70	95,690.
5	151,964	20,286	172,250	432,32	121,571
4	184,315	23,351	207,666	625,14	147,452
3	216,666	25,905	242,571	837,93	173,333.
2	249,017	28,459	277,476	1070,77	199,214.
1	281,368	31,013	312,381	1314,90	225,094.
0	312,638	33,567	346,205.	1566,26	250,110.



VOILE VT7 :

NIV	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	17,40	2,149	19,549	0	13,92
8	44,711	5,372	50,083	30,46	35,769
7	72,022	8,272	80,294	90,92	57,618
6	99,333	10,85	110,183	177,62	79,466
5	126,644	13,106	139,75	286,83	101,315
4	153,955	15,04	168,995	414,80	123,164
3	181,266	16,652	197,918	555,95	145,013
2	208,577	18,264	226,841	711,98	166,862
1	235,888	19,876	255,764	873,70	188,710
0	263,398	21,488	284,886	982,32	210,718

VOILE VT8 :

NIV	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	19,236	2,492	21,728	0	15,389
8	47,901	6,853	54,754	34,50	38,321
7	76,566	10,78	87,346	102,00	61,253
6	105,231	14,267	119,498	195,36	84,185
5	133,896	17,32	151,216	315,50	107,117
4	162,561	19,94	182,501	456,27	130,049
3	191,226	22,12	213,346	611,55	152,981
2	219,891	24,30	244,191	783,19	175,913
1	248,556	26,48	275,036	961,10	198,845
0	276,536	28,66	305,196	1143,14	221,229



VOILE VT10.

NIV.	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	12,37	1,585	13,955	0	9,896
8	31,067	4,359	35,426	6,50	24,854.
7	49,765	6,856	56,620	19,42	39,811
6	68,461	9,075	77,536	37,98	54,769
5	87,158	11,017	98,175	61,36	69,726
4	105,855	12,681	118,536	88,31	84,684.
3	124,552	14,068	138,620	118,97	99,640.
2	149,249	15,455	158,704	152,36	114,59
1	161,946	16,842	178,788	186,98	129,59
0	180,620	18,220	198,849	224,09	144,50.

VOILE VT11.

NIV.	G	Q	G+Q+E	M	0,8G ± E
9	7,883	0,828	8,711	0	6,310.
8	18,117	2,276	20,393	16,76	14,49.
7	28,351	3,579	31,930	50,02	22,68.
6	38,585	4,737	43,322	97,74	30,87
5	48,119	5,751	53,87	157,82	38,49
4	59,053	6,620	65,673	227,08	47,24.
3	69,287	7,344	76,631	305,86	55,48.
2	79,251	8,068	87,589	391,68	63,62.
1	89,755	8,792	98,547	480,64	71,80.
0	99,989	9,516	109,505	571,64	79,99.



- VI -

CALCUL DES VOILES



# ETUDE ET CALCUL DES REFENDS

## INTRODUCTION

ETUDIER UN REFENDS C'EST CALCULER LES CHARGES HORIZONTALES ET VERTICALES QUI LE SOLLICITE ET SOUS L'EFFET DE CES DIFFERENTES CHARGES DETERMINER LE FERRAILLAGE NECESSAIRE POUR DES SECTIONS DONNEES.

## A. REFENDS SANS OUVERTURES (Voiles pleins)

LE CALCUL D'UN REFEND SANS OUVERTURES REVIENT A CELUI D'UN MUR EN BETON ARME DE SECTION RECTANGULAIRE VIS A VIS DES ELEMENTS DE REDUCTION (M, N, T) DES CHARGES VERTICALES ET EFFORTS SIMILAIRES. LES CONTRAINTES SERONT DONNEES PAR LES FORMULES DE FLEXION COMPOSEE.

## B. REFENDS AVEC OUVERTURES

1) REFEND A UNE SEULE FILE D'OUVERTURES.

a) Sollicitations horizontales  
Hypotheses:

1. LES EFFORTS LOCALISEES TRANSMIS PAR LES LINTEAUX PEUVENT ETRE CONSIDERES COMME REPARTIS LE LONG DE LA FIBRE MOYENNE DE CHAQUE ELEMENT DE REFEND.

2. LES ELEMENTS DE REFENDS SUBISSENT LE MEME DEPLACEMENT HORIZONTAL DU NIVEAU DE CHAQUE ETAGE.

ON PEUT REMARQUER DE D'APR LES DEUX HYPOTHESES QUE DU POINT DE VUE DE LA RESISTANCE, QUE LES REFENDS AVEC UNE OUVERTURES SONT ASSIMILES A UNE STRUCTURE CONSTITUEE PAR DEUX ELEMENTS DE REFENDS LIES PAR DES LINTEAUX UNIFORMEMENT DISTRIBUES SUR LA HAUTEUR DU BATIMENT, VIS A VIS DES EFFORTS HORIZONTAUX.

DE PLUS ON ADMETTRA : (Hypotheses verifiees).

- LA HAUTEUR D'ETAGE CONSTANTE.
- LES LINTEAUX D'UNE FILE D'OUVERTURES ONT TOUTS LES MEMES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
- LES LINTEAUX ONT UNE INERTIE TRANSVERSALE FAIBLE VIS A VIS DE CHACUN DES ELEMENTS DE REFEND.
- LE BATIMENT EST ELEVE (NOMBRE D'ETAGE AU MOINS EGAL A 7)
- LES REFENDS PRESENTENT SUR TOUTE LA HAUTEUR DU BATIMENT DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIKES CONSTANTES.
- LES SECTIONS DE BASE APPARTENANT A CHACUN DES ELEMENTS DE REFENDS RESSENT DANS UN MEME PLAN APRES APPLICATION DES EFFORTS HORIZONTAUX.



## EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL

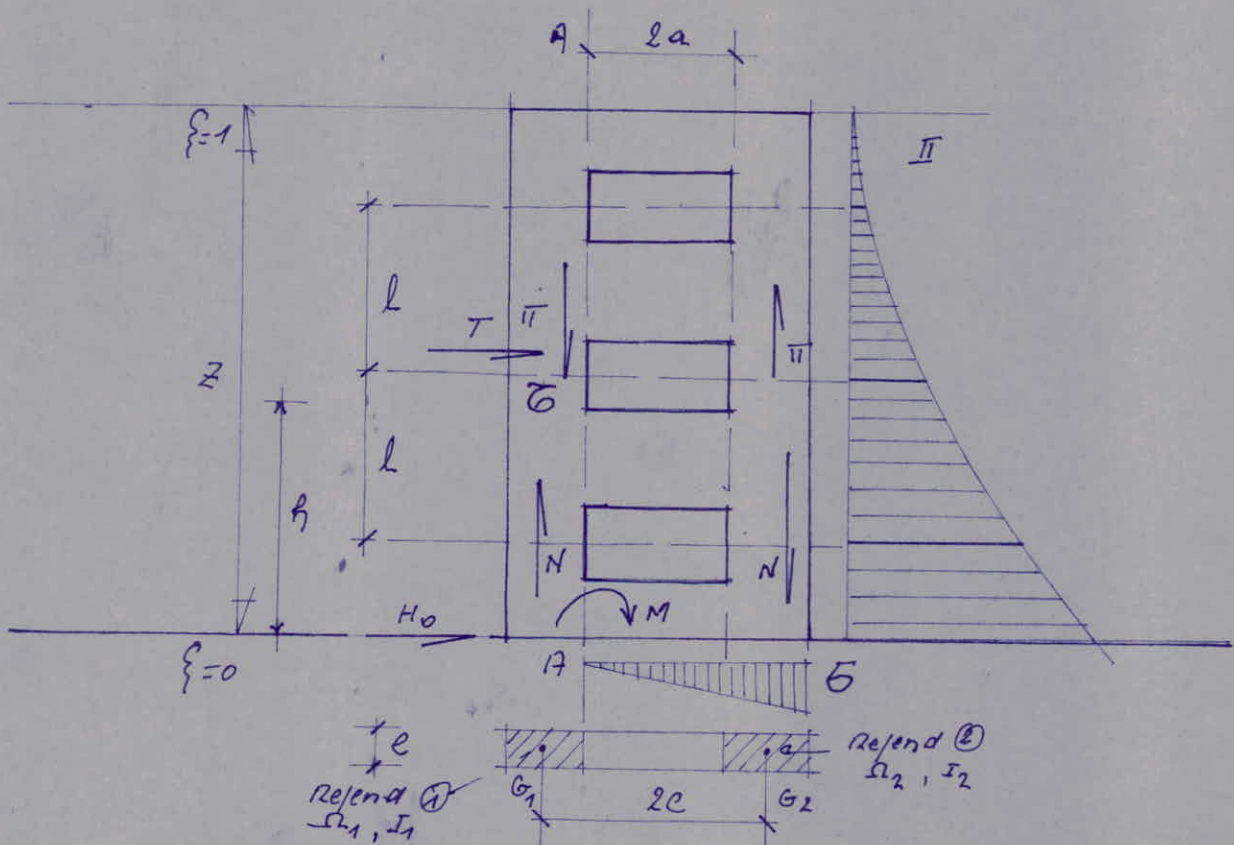
En fonction du paramètre  $\alpha = W \cdot Z$  qui permet de déterminer le degré de monolithisme d'un Refend donné, on classe les Refends à une file d'ouvertures en trois catégories.

- 1) L'EFFORT TRANCHANT  $\pi$  dans un linteau donné est égale à la somme des contraintes de cisaillement agissant dans le plan A-A. (Perpendiculaire au plan de figure) SUR LA HAUTEUR DE L'ETAGE CORRESPONDANT.

$$\pi \int x(xl) = T \times \frac{m}{I} \cdot e \cdot l.$$

$$\pi = \frac{T \cdot m \cdot l}{I}$$

T : effort tranchant horizontal moyen au niveau du linteau.



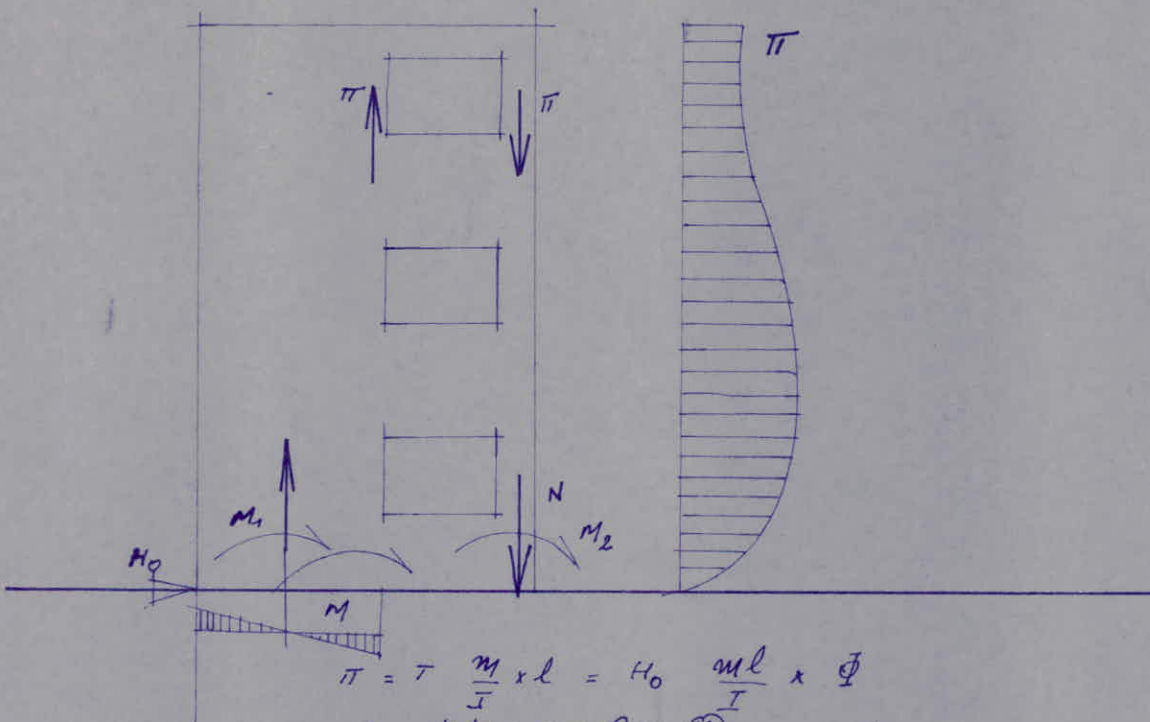


- les moments dans les trumeaux sont nuls.  
 $M_1 = M_2 = 0$ .

REMARQUE = LA FORMULE DONNÉE PAR M. DIVERS EST VALABLE SEULEMENT POUR LE CAS D'UNE RÉPARTITION UNI-FORME DE H (VENT)

- 2)  $1 < q < 10$  : ouvertures de moyennes dimensions.

DANS CE CAS LA RÉPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT N'EST PLUS PARABOLIQUE ET PRÉSENTE LA FORME DONNÉE PAR LA FIGURE CI-DESSOUS ET DONT LES VARIATIONS SONT DONNÉES PAR LE COEFFICIENT  $\Phi$  (donné par l'abaque B.23A du M. DIVERS)  
 $T = H_0 \times \Phi$



$$T = \tau \frac{m}{I} \times l = H_0 \frac{ml}{I} \times \Phi$$

ou détermine que  $\Phi$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \times H_0 \times z \left( \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - 2MCH \right)$$

$$M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1}$$

$$N = \sum T \quad \psi \text{ (M. divers abaque B.23b.)}$$

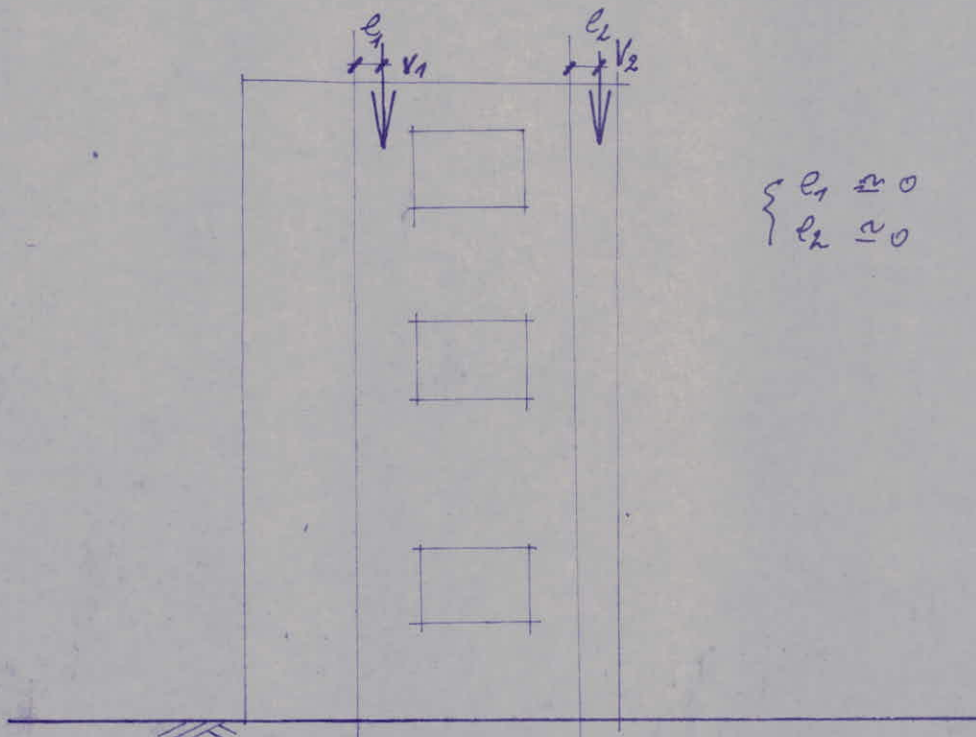


5- Sollicitations verticales:

Theoriquement d'après M. DAVIDOVICI si les ouvertures sont disposées de manière asymétriques par rapport à leurs axes alors les charges verticales (charges permanentes et d'exploitation) se trouvent excentrées. Comme le montre le schéma. Le transport de ces charges de leurs points d'application, jusqu'aux fondations s'effectue avec l'intervention des linéaux souaris de ce fait aux efforts.

De plus la redistribution des efforts dans les éléments se reflète également sur moments  $M_1$  et  $M_2$  ainsi que les forces axiales  $N_1$  et  $N_2$ .

Mais du fait que les moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, on négligera pratiquement cet excentrement des charges verticales et on aura donc à tenir compte que de l'effort normal de compression sur les traversaux qui on suppose d'ailleurs proportionnel à leur longueur.



• L'EFFORT TRANCHANT  $\pi$ , peut être donné en fonction de l'effort tranchant total appliqué à la base  $H_0$  par la formule.

$$\pi = \frac{H_0 \eta l (1 - \xi^2)}{I}$$

avec  $T = H_0 (1 - \xi^2)$  ;  $\xi = \frac{h}{Z}$  ;  $N = \sum \pi = \frac{M}{2C}$

\* LA RÉPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT EST PARABOLIQUE IL EST MAXIMUM AU R.O.C.



b) Sollicitations verticales:

- On les calculera de la même manière que pour une seule file d'ouvertures.

COMBINAISONS DE CHARGES ET SURCHARGES.

D'après le RPA art. 3.3.2 les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges et surcharges suivantes:

$$S_1 = G + Q + E \quad \text{ou} \quad G: \text{charge permanente.}$$

$$S_2 = 0,8G \pm E \quad Q: \text{" d'exploitation non pondérées.}$$

E: Effets du séisme évalué par la Formule  $V = ADBQW$ .

- On utilisera  $S_1$  pour la détermination des charges verticales max. et  $S_2$  pour la détermination des charges verticales minimales. (qui pourrait être une traction).

- Puisque l'excentrement des charges permanentes et des surcharges d'exploitations dans les voiles et néglige le seul moment à prendre en compte et celui du séisme.

3) Art. 7.1. CAS DE GRANDES OUVERTURES:

Dans ce cas, on considère que les deux parties du rez-de-chaussée sont simplement entretoisées (Assujetties donc aux mêmes déformations horizontales.)

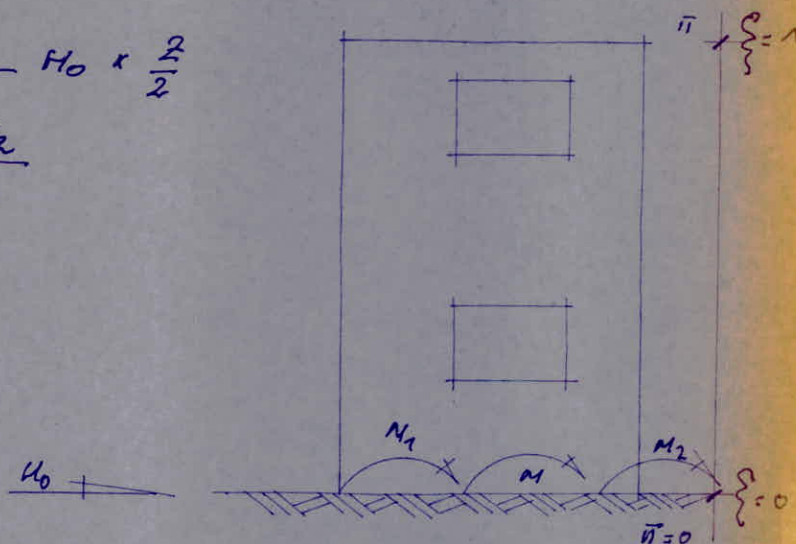
Tous avons donc:

$$M = 0$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \times \frac{2}{2}$$

$$M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1}$$

$$N = 0.$$





2) REFENDS A PLUSIEURS FICES D'OUVERTURES:

a) Sollicitations horizontales.

On peut generaliser la methode utilisee pour le calcul de Refends a une seule fice d'ouverture au calcul des refends a plusieurs fices d'ouvertures.

Dans ce cas on aura a calculer

$$\frac{S_0}{S_T} \text{ ou } \begin{cases} S_0: \text{surfaces d'ouvert. (prises en elevation)} \\ S_T: \text{ " totale du refend. (prise en elevation).} \end{cases}$$

Si.  $\frac{S_0}{S_T} < 10\%$   $\rightarrow$  refends a tres petites ouvertures.

$$- M_i = H_0 m_i \frac{1 - \xi^2}{I}$$



(REPARTITIONS TRIANGULAIRES).

$$- N_i = \xi \pi_i - \xi \pi_{i-1}$$

L'elevation de  $M_1$  et  $M_2$  est sans objet.

Ou a:  $M = 2N_1 (C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + \dots$   
 $m_i$ : Mt statique de l'element de refend (ou des elements de refend) qui tend ou qui tendent a glisser par rapport au linteau pris en Consideration.

$10\% \leq \frac{S_0}{S_T} \leq 25\%$   $\rightarrow$  Refends a petites ouvertures.

(repartition entre  et )

$$\rightarrow M_i^* = H_0 l \frac{i_i C_i}{2 \alpha_i^3 \left( \xi \frac{i_i C_i}{\alpha_i^2} \right)}$$

$$\rightarrow M_i^{**} = H_0 m_i l \left( \frac{1 - \xi^2}{I} \right) \quad \rightarrow M_i = \frac{\pi_i^* + \pi_i^{**}}{2}$$

$$\rightarrow N_i = \xi \pi_i - \xi \pi_{i-1}$$

$$\rightarrow M_i = \frac{J_i}{\xi J_i} H_0 \cdot 2 \left( \frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - 4 \right)$$

Avec  $i_i =$  Inertie du linteau  $i$ .

REMARQUE: Si les ouvertures sont de grandes dimensions on traitera ce refend comme un portique pluri-etage.



- VII -

FERRAILLAGE DES

VOILES



Notre ferrailage sera réalisé conformément aux règlements préconisés par le R.P.A 81.

Art. 4.3.2: la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1<sup>er</sup> genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à  $\sigma_{en}$ .

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

$$\begin{aligned}\bar{T} &= 1,4T \\ N &= 0 \\ \bar{\sigma}_b &= 0,12 \sigma_{28}' \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}.\end{aligned}$$

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens d'action peuvent altérer.

Art. 4.3.2.5: la vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec:

$$\begin{aligned}\bar{T} &= 1,4T ; M: \text{calculé à partir de la valeur de } T \\ \bar{\sigma}_b &= 0,12 \sigma_{28}' ; \bar{\sigma}_b' = 0,75 \cdot \sigma_{28}' \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}.\end{aligned}$$

Disposition des armatures:

Art. 4.3.3.1: Les armatures de la section transversale résistante à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule:  $w_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100$  avec  $\tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot l}$



Art. 4.3.3.2 : Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe, et ceci dans chaque direction :

$$w = 0,15\% \text{ pour } \tau_b \leq 0,025 \cdot \sigma_{28}'$$

$$w = 0,25\% \text{ pour } 0,025 \cdot \sigma_{28}' \leq \tau_b \leq 0,12 \cdot \sigma_{28}'$$

Art. 4.3.3.3 : Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures ; le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5% . .

Art. 4.3.3.4 : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs :

$$t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1,5b \end{cases} \quad (b : \text{épaisseur du voile}) .$$

Dispositions à prendre pour le ferrailage :

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au même carré .  
Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur .
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .



- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $50\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  dans le cas contraire.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les ariers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}}$

• Les voiles seront calculés en flexion composée.

• Pour ferrailer les voiles de notre bâtiment, on divisera ce dernier en 3 niveaux :

\* Niveau ① : 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>.

\* Niveau ② : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>.

\* Niveau ③ : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>.

• Les combinaisons préconisées par le R.P.A :  $G+D+E$  et  $0,8G \pm E$  nous permettent de calculer  $N_{max}$  et  $N_{min}$ .

• On calcul les armatures avec  $(N_{min}, M)$ , et on vérifiera les contraintes :  
$$\begin{cases} \sigma_a \text{ sous } N_{min} \\ \sigma'_b, \sigma'_a \text{ sous } N_{max} \end{cases}$$



## Applications:

a) Ferraillage du voile le plus sollicité :  $V_{LH}$  (voile sans ouvertures)

D'après l'article 4.3.1.1, c'est un voile de contreventement, en effet :

- $h_t = 885 \text{ cm} > \frac{h_e}{8} = \frac{289}{8} = 144,5 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$ .
- $h_t > 5b = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$ .
- $b = 16 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{289}{20} = 14,45 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$ .

\* Niveau ① :

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 1885,9 + 2,5 \times 3,475 = 1894,6 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 343,99 + 2,5 = 346,5 \text{ t} \\ N_{\min} = 250,92 + 2,5 \times 0,8 = 252,92 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{1894,6}{252,92} = 7,49 \text{ m} \\ e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{8,85}{6} = 1,475 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$d = \frac{h_t}{10} = \frac{885}{10} \approx 89 \text{ cm}$$

Pour une section P.C (ou P.T) soumise à la flexion composée, la méthode que nous allons utiliser pour son calcul est celle du moment fictif.

### Exposé théorique de la méthode :

Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée, soumise à un effort normal  $N$  (effort excentré), on calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif égal au moment de l'effort normal par rapport au C.d.G. des armatures tendues :  $M_b = N \cdot f = M_0 + N \cdot a$

( $M_0$  = moment de flexion par rapport à un point  $o$  de la section ;  $a$  : distance du point  $o$  au C.d.G. des armatures tendues).



la section d'armatures comprimées dans la section réelle sera égale à la section des armatures fictives ainsi calculées (cette section pouvant être nulle). la section d'armatures tendues dans la section réelle sera égale à la section des armatures tendues fictives ainsi calculées, diminuée (resp. augmentée) de  $\frac{N}{\sigma_a}$  (respectivement si effort de traction), c'est à dire :

- si  $N'$ : effort de compression ;  $A' = A'_1$  et  $A = A_1 - \frac{N'}{\sigma_a}$

- si  $N$ : " " traction ;  $A' = A'_1$  et  $A = A_1 + \frac{N}{\sigma_a}$

Pour cela, nous allons utiliser les tableaux dans le livre de P. CHARON.

Le moment fictif est :

$$M_b = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 1894,6 + 252,92 \left( \frac{8,85}{2} - 0,89 \right) = 2788,7 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_b}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 2788,7 \cdot 10^5}{4200 \times 16 \times 796^2} = 0,09824 \xrightarrow{\text{tableau P. CHARON}} \begin{cases} \epsilon = 0,8752 \\ \kappa = 25,05 \\ \alpha = 0,3745 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{4200}{25,05} = 167,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 205,6 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_b}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{2788,7 \cdot 10^5}{4200 \times 0,875 \cdot 796} = 95,31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \alpha h = 0,3745 \times 796 = 298,1 \text{ cm}$$

$$\text{d'où la zone tendue } l_t = h_t - y_1 = 885 - 298,10 = 586,9 \text{ cm}$$

$$\text{D'autre part : } A_{\text{min}} = \frac{0,15}{100} b l_t = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 586,9 = 46,35 \text{ cm}^2 > A = 35,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{min}} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etant donné que la zone tendue est importante par rapport à la section totale du voile ( $l_t > h_t/2$ ), donc cette dernière sera complètement tendue si on prend en compte l'inversement du séisme.



De ce fait, le ferrailage sera symétrique. Pour cela, on ferraillera symétriquement notre voile par rapport à l'axe transversal médian avec  $A_{min} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On prendra : 10 HA12/ml en deux nappes espacées de  $e = 24 \text{ cm}$ .  
 or le R.P.A préconise de réduire l'espacement de moitié sur une longueur  $h_t/10$ . Donc le ferrailage sera repartit comme suit :

\* Sur  $h_t/10 = 87 \text{ cm}$  : 4 HA14 (Potelet) + 12 HA12 avec  $e = 12 \text{ cm}$  (la 2 nappes comprises).

\* Sur  $h_t/2 - h_t/10$  : 10 HA12/ml avec  $e = 24 \text{ cm}$

Soit  $A = 53,66 \text{ cm}^2$ .

- Reprise de coulage :

Le long des joints de reprise de coulage, les sections d'acier tendues

se voient ajouter :  $A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 103,88 \cdot 10^3}{4200 \times 8,85} = 4,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prendra  $A_{vj} = \frac{9,25}{100} \times 16 \times 100 = 8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 12 \text{ HA} 10/\text{ml} (e = 20 \text{ cm})$

- Zone courante :

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{2(3,08 \times 7,5 + 6,78 \times 5,7 + 19,96 \times 2,55)}{2(26,83)} = 222,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 103,88 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 662,2} = 15,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 0,025 \sigma_{28} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_b = 15,68 < 0,12 \sigma_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{or } A_c = \frac{9,25}{100} \times 16 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml} < 8 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc}$$

le ferrailage précédent est bon.

- Armatures Horizontales :

$$\bar{w}_t = \frac{(\sigma - \sigma)}{\sigma_{en}} \times 100 \text{ étant le \% d'aciers résistant à } T.$$



$$\bar{\omega}_t = \frac{15,68 - 8}{4200} \times 100 = 0,18\%$$

on prendra :  $A_H = \frac{0,25}{100} \times 16 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 10 \text{ HA8/ml}$   
 (5 HA8 Pm/face).

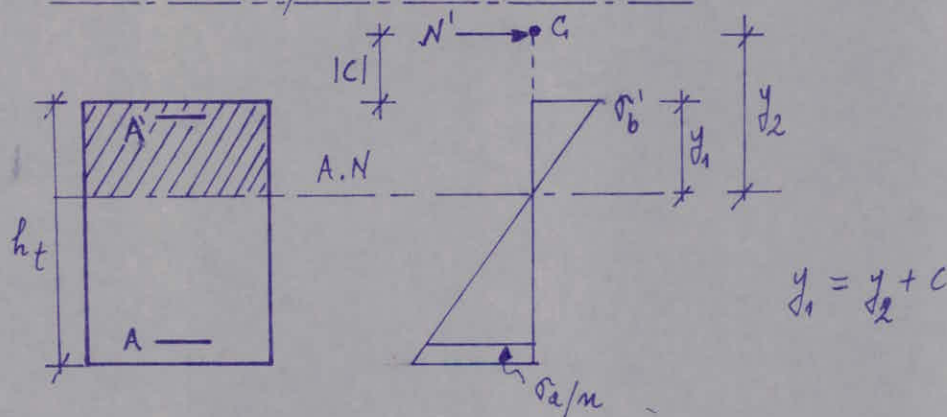
- Armatures transversales :

- 5 épingles  $\phi 6$  par  $\text{m}^2$ .
- 1 cadre HA6 pour les potelets ( $e \leq 16 \text{ cm}$ )

- longueurs de recouvrement :

- \* Les barres horizontales sont munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$  (Art. 4.3.3.9).
- \* Seules les barres verticales du dernier niveau ont des crochets. (Art. 4.3.3.10)
- \* longueurs de recouvrement :  $\left\{ \begin{array}{l} - l_r = 50\phi = 50 \times 12 = 600 \text{ mm} \\ - l_r = 20\phi \text{ en zone comprimée.} \end{array} \right.$

- Calcul et vérification des contraintes :



- $c$  est compté positivement si le point  $C$  tombe à l'intérieur de la section.
- Pour déterminer  $y_2$  et par la suite  $y_1$ , nous écrivons que  $M + M_i = 0$ ,  $M$  étant le moment des forces extérieures par rapport au point  $C$  ;
- comme la résultante des forces extérieures  $N'$  passe par  $C$ , donc  $M = 0$ .
- Nous sommes donc ramenés à écrire que  $M_i = 0$  ( $M_i$  étant le moment des forces internes par rapport au point  $C$ ).



Et on aboutit à une équation du 3<sup>ème</sup> degré en  $y_2$  :

$$* y_2^3 + P y_2 + q = 0 *$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} A = A' \\ d = d' \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P = -3c^2 - \frac{6nA}{b} (2c - h_t) \\ q = -2c^3 - \frac{6nA}{b} [(c-d)^2 + (h-l)^2] \end{cases}$$

- contraintes maximales pour le béton et l'acier sont obtenues :

$$\begin{cases} \sigma_b' = K y_1 \\ \sigma_a' = nK (y_1 - d') \\ \sigma_a = nK (h - y_1) \end{cases} \text{ avec } K = \frac{N y_2}{I}$$

\* Vérification sous  $N_{min}$  (0,84 - E) :

$$h_t = 885 \text{ cm} ; A = A' = 53,66 \text{ cm}^2 ; d = 222,8 \text{ cm}$$

$$|c| = e_0 - \frac{h_t}{2} = 749 - \frac{885}{2} = 306,5 \text{ cm} \rightarrow c = -306,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} P = 170329,57 \\ q = -3,1 \cdot 10^8 \end{cases} \rightarrow y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad (1)$$

- Résolution de l'équation (1) au moyen d'abaque :

$$\text{Posons } y_2 = nt \Rightarrow (1) \text{ devient : } t^3 + \frac{P}{n^2} t + \frac{q}{n^3}$$

$$\text{donc on aura : } t^3 + P_1 t + q_1 = 0 \text{ avec } \begin{cases} P_1 = P/n^2 \\ q_1 = q/n^3 \end{cases}$$

$$n = 320 \Rightarrow \begin{cases} P_1 = 1,66 \\ q_1 = -9,47 \end{cases} \Rightarrow t^3 + 1,66 t - 9,47 = 0$$

En utilisant l'abaque 0 (P. CHARON) :  $t = 1,85$

$$\text{d'où } \frac{y_2}{n} = nt = 320 \times 1,85 = 592 \text{ cm}$$

$$\frac{y_1}{n} = \frac{y_2}{n} + c = 592 - 306,5 = 285,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + nA [(y_1 - d)^2 + (h - y_1)^2] = 4,8 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow K = \frac{N y_2}{I} = \frac{252,92 \cdot 10^3 \cdot 592}{4,8 \cdot 10^8} = 0,32$$



$$\text{D'où } \sigma_a = 15K(h - y_1) = 15 \times 0,32 (662,2 - 285,5) = 1808,16 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

\* Vérification sous  $N_{\max} (G+B+E)$ :

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 5,47 \text{ m} > e_1 = 1,475 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$|c'| = 547 - 442,5 = 104,5 \text{ cm} \Rightarrow c = -104,5 \text{ cm}$$

$$A' = A = 53,66 \text{ cm} ; d = 222,8 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} P = 297452,21 \\ q = -207482640,5 \end{cases}$$

$$m = 280 \rightarrow \begin{cases} P_1 = 3,79 \\ q_1 = -9,45 \end{cases} \rightarrow \text{abaque 0 : } t = 1,55$$

$$\Rightarrow y_2 = mt = 280 \times 1,55 = 434 \text{ cm}$$

$$y_1 = 434 - 104,5 = 329,5 \text{ cm}$$

$$I = 2,89 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 0,52$$

$$\text{D'où : } * \sigma_b' = K y_1 = 171,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \sigma_a' = 15K(y_1 - d) = 832,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} * \text{Niveau ② : } & \left\{ \begin{aligned} M &= 1012,28 + 2,5 \times 3,475 = 1020,97 \text{ tm} \\ N_{\max} &= 240,182 + 2,5 = 242,68 \text{ t} \\ N_{\min} &= 173,396 + 2,5 \times 0,8 = 175,40 \text{ t} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 5,82 \text{ m} > e_1 = 1,475 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M' = M + N \left( \frac{ht}{2} - d \right) = 1020,97 + 175,4 \left( \frac{8,85}{2} - 0,89 \right) = 1641 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1641 \cdot 10^5}{4200 \times 16 \times 796^2} = 0,0578 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9 \\ K = 35 \\ \alpha = 0,3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_b' = \frac{4200}{35} = 120 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205,6 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{1641 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9 \times 796} = 54,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A = 54,54 - \frac{175,4 \cdot 10^3}{4200} = 12,78 \text{ cm}^2$$



$$y_1 = \alpha h = 0,3 \times 796 = 238,8 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } l_t = 885 - 238,8 = 646,2 \text{ cm} > h_t/2$$

$$\text{D'autre part : } A_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 646,2 = 51,96 \text{ cm}^2 > A = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\min} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on adoptera le même ferrailage qu'au niveau ①

\* Verification sous  $N_{\min}$  (0,8G-E):

$$h_t = 885 \text{ cm} ; A = A' = 53,66 \text{ cm}^2 ; d = 222,8 \text{ cm}.$$

$$|C| = 582 - 885/2 = 139,5 \text{ cm} \rightarrow C = -139,5 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} P = 292961,01 \\ q = -2,28 \cdot 10^8 \end{cases} \rightarrow m = 290 \rightarrow \begin{cases} p_1 = 3,48 \\ q_1 = -9,35 \end{cases} \rightarrow t = 1,55$$

$$y_2 = 290 \cdot 1,55 = 449,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_1 = 449,5 - 139,5 = 310 \text{ cm}$$

$$I = 2,65 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 0,30$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 1584,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Verification sous  $N_{\max}$ :

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 4,21 \text{ m} > e_1 = 1,475 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$|C| = 421 - 442,5 = -21,5 \text{ cm} \rightarrow C = +21,5 \text{ cm}.$$

$$A = A' = 53,66 \text{ cm}^2 ; d = 222,8 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} P = 252762,53 \\ q = -1,37 \cdot 10^8 \end{cases} \Rightarrow m = 240 \rightarrow \begin{cases} p_1 = 4,39 \\ q_1 = -9,91 \end{cases} \rightarrow t = 1,50$$

$$\Rightarrow y_2 = 240 \times 1,50 = 360 \text{ cm}$$

$$y_1 = 360 + 21,5 = 381,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I = 3,8 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 0,23$$



$$A_{\min} = 95/100 \times b \times h_t = 95/100 \times 16 \times 241 = 19,28 \text{ cm}^2 \\ \approx 2 \times 9,58 = 19,16 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\min} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- on concentrera les armatures de traction aux extrémités du trumeau (R.P.A), ce qui va nous donner une zone courante que l'on ferraillera forfaitairement.

on adoptera le ferrailage suivant :

• 4 HA 14 (Potelet),  $e = 14 \text{ cm} + 6 \text{ HA } 10$ ,  $e = 24 \text{ cm}$

Soit  $A = 10,86 \text{ cm}^2$

- Zone courante :

$$\sigma_b = \frac{1,4 \cdot 21,68 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 207,2} = 10,46 \text{ kg/cm}^2$$

avec  $d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 33,8 \text{ cm}$

$$0,025 \sigma_{28}' = 6,875 < \sigma_b = 10,46 < 0,12 \sigma_{28}' = 33$$

$$\Rightarrow A_c = 0,25/100 \times 16 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6 HA 8 (2 maps) avec  $e = 16 \text{ cm}$ .

- Reprise de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 21,68 \cdot 10^3}{4200 \times 2141} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ T } 10/\text{ml}$$

- Armatures horizontales :

$$\bar{\omega}_t = \frac{10,46 - 8}{4200} \times 100 = 0,06\%$$

$\Rightarrow$  on adoptera le minimum réglementaire :

$$A_H = 9,15/100 \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra : 12 T 6/ml soit 6 T 6 /face/ml ( $e = 20 \text{ cm}$ ).



D'où : \*  $\sigma'_b = k y_1 = 87,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{h_c}\right) \times 1,5 = 200,6 \text{ kg/cm}^2$

\*  $\sigma'_a = 15 k (y_1 - d) = 547,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

Donc toutes les contraintes ont diminuées, on adoptera aussi le même ferrailage au niveau ③.

b/ Ferraillage du voile le plus sollicité:  $v_{L5}$  (et  $v'_{L5}$ )

(voile avec ouvertures)

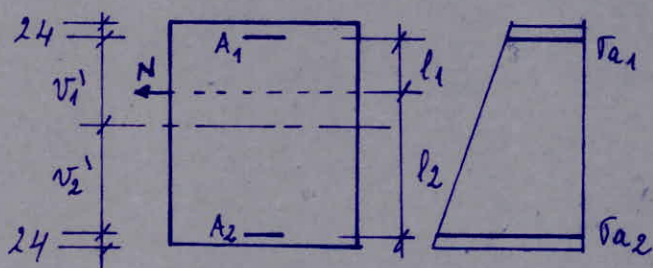
\* Tronçon (1) :  $\left\{ \begin{array}{l} M = 34,395 \text{ tm} \\ N_{\max} = 199,52 \text{ t} \\ N_{\min} = -44,84 \text{ t} \end{array} \right.$

- Niveau ① :

$$e_0 = \frac{34,4}{44,84} = 0,767 \text{ m} > e_1 = \frac{2141}{6} = 0,402 \text{ m}$$

$$d = h_c/10 = 24 \text{ cm}$$

$N_{\min}$  étant un effort de traction et passe entre les armatures, donc c'est une section entièrement tendue.



$$l_2 = v'_2 + e_0 = 96,5 + 76,7 = 173,2 \text{ cm}$$

$$l_1 = Z - l_2 = 193 - 173,2 = 19,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{N \cdot l_2}{Z \cdot \bar{\sigma}_2} = \frac{44,8 \cdot 10^3 \times 173,2}{193 \times 4200} = 9,58 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 \cdot \frac{l_1}{l_2} = 9,58 \cdot \frac{19,8}{173,2} = 1,095 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A = \max(A_1, A_2) = 9,58 \text{ cm}^2$  car le prisme est susceptible de changer de signe.



\* Vérification des contraintes sous  $N_{min}$  :

$$\begin{cases} \sigma_{1a} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_2 \cdot z} \\ \sigma_{2a} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M}{A_2 \cdot z} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{1a} = \frac{N}{2A} + \frac{M}{AZ} = \frac{-44,84 \cdot 10^3}{21,72} + \frac{34,4 \cdot 10^5}{10,86 \cdot 181,3} = -317,31 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{2a} = \frac{N}{2A} - \frac{M}{AZ} = -3707,21 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Donc  $|\sigma_{2a}| = 3707,21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

\* Vérification des contraintes sous  $N_{max}$  :

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,172 \text{ m} = 17,2 \text{ cm} < e_1 = 40,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B'_0 = B' + 15A' = 16 \times 241 + 15 \times 2 \times 10,86 = 4181,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{b h^3}{12} + 2n A' \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{16 \times 241^3}{12} + 325,8 \left(\frac{241}{2} - 33,8\right)^2 = 2,11 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_{b_1} = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M N'_z}{I_x} = \frac{122,52 \cdot 10^3}{4181,8} + \frac{34,4 \cdot 10^5 \times 241}{2,11 \cdot 10^7 \times 2} = 67,36 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b_2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M N'_z}{I_x} = 28,07 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

- Niveau ② :

$$\begin{cases} M = 16,90 \text{ tm} \\ N_{max} = 122,70 \text{ t} \\ N_{min} = -14,98 \text{ t} \end{cases}$$

$$e_0 = 16,9 / 14,98 = 1,13 \text{ m} > e_1 = 0,402 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.T}$$

$$eM = 16,90 - 14,98 \left(\frac{241}{2} - 0,24\right) = 2,44 \text{ tm}$$



$$\mu = \frac{15 \times 2144 \cdot 10^5}{4200 \times 16 \times 217^2} = 0,0012 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9841 \\ K = 300 \\ \alpha = 0,0476 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_b' = \frac{4200}{300} = 14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 199,2 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{2144 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9841 \times 217} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,27 + \frac{14198 \cdot 10^3}{4200} = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \alpha h = 0,0476 \times 217 = 10,33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 214 - 10,33 = 203,67 \text{ cm} > \frac{h_t}{2}$$

(zone tendue importante)

$$A_{\min} = 0,15/100 \times 16 \times 203,67 = 16,29 \text{ cm}^2 > 3,84 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera  $A_{\min} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$  en ferrillant symétriquement par rapport à l'axe transversal médian de la section du voile.

Néanmoins, on gardera le même ferraillage qu'au niveau ①, il en est de même pour le niveau ③.

\* Ferraillage (2):

$$\text{Niveau ①: } \begin{cases} M = 29,86 \text{ tm} \\ N_{\min} = 47,46 \text{ t} \\ N_{\max} = 125,94 \text{ t} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{29,86}{47,46} = 0,629 \text{ m} > e_1 = \frac{2130}{6} = 0,383 \text{ m}$$

N est 1 effort de traction et passe entre les armatures  $\Rightarrow$  S.E.T

$$d = h_t/10 = 23 \text{ cm}$$

$$l_2 = r_2' + e_0 = 93 + 62,9 = 155,9 \text{ cm}$$

$$l_1 = l - l_2 = 186 - 155,9 = 30,1 \text{ cm}$$



$$A_1 = \frac{47,46 \times 155,9}{186 \times 4200} = 9,47 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 \cdot \frac{l_1}{l_2} = 9,47 \times \frac{30,1}{155,9} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1, A_2) = 9,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,15/100 \cdot b \cdot h_t = 0,15/100 \times 16 \times 230 = 18,4 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow 2A = 18,94 \text{ cm}^2$$

prenons le même ferrailage que celui du tronc (1), soit :

• 4 HA14 (Potelet),  $e = 14 \text{ cm}$  + 6 HA10,  $e = 24 \text{ cm}$  ( $A = 10,96 \text{ cm}^2$ )

- Zone courante :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 21,68 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 196} = 11,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ avec } d = 33,8 \text{ cm}$$

$A_c = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$   $\rightarrow$  on prendra : 6 HA8 (2 nappes),  $e = 13 \text{ cm}$ .

\* Vérification des contraintes sous  $N_{\min}$  :

$$\sigma_{1a} = \frac{N}{2A} + \frac{M}{AZ} = \frac{-47,46 \cdot 10^3}{21,72} + \frac{29,86 \cdot 10^5}{10,86 \times 196,2} = -783,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2a} = \frac{N}{2A} - \frac{M}{AZ} = -3586,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow |\sigma_{2a}| < \bar{\sigma}_a$$

\* Vérification sous  $N_{\max}$  :

$$e_0 = 0,152 \text{ m} = 15,2 \text{ cm} < e_1 = 38,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}_{b0} = 159 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B'_0 = 16 \times 230 + 15 \times 2 \times 10,86 = 4005,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1,84 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b1} = 67,58 \text{ Kg/cm}^2 < 159 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = 30,24 \text{ " } \end{cases}$$

- Niveau (2) :  $M = 14,68 \text{ tm}$

$$\begin{cases} N_{\min} = -16,79 \text{ t} \\ N_{\max} = 120,18 \text{ t} \end{cases}$$



$$e_0 = \frac{14,68}{16,79} = 0,874 \text{ m} = 87,4 \text{ cm} > e_1 = 30,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.T}$$

$$CM = 14,68 - 16,79 \left( \frac{2,30}{2} - 0,23 \right) = 0,767 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0004 \rightarrow \begin{cases} d = 0,0291 \\ \epsilon = 0,9903 \\ K = 500 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_1 = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 4,09 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = dh = 0,0291 \times 207 = 6,03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 230 - 6,03 = 223,97 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 223,97 = 17,92 \text{ cm}^2 > A = 4,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{min}} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Comme pour le tronçon (1), on gardera le même ferrailage pour les 3 niveaux.

- Verification au bas du sous-sol du voile VLH :

A ce niveau, les efforts sont : ( $b = 25 \text{ cm}$ )

$$M = 1969,02 + 2,5 \times 3,475 = 1977,70 \text{ tm}$$

$$N_{\text{max}} = 346,5 + 4,43 = 350,93 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = 252,92 + 0,8 \times 4,43 = 256,46 \text{ t}$$

on a trouvé (adopté) :  $A = 53,66 \text{ cm}^2$  au niveau d.d.c

$$e_0 = 7,71 \text{ m} > e_1 = 1,475 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$e_0 > h_t/6 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 205,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 222,8 \text{ cm}$$

$$|C| = e_0 - \frac{h_t}{2} = 328,5 \text{ cm} \rightarrow C = -328,5 \text{ cm}$$



$$\begin{cases} P = 25868,61 \\ q = -1,77 \cdot 10^8 \end{cases} \rightarrow n = 270 \Rightarrow \begin{cases} P_1 = 0,35 \\ q_1 = -8,99 \end{cases} \rightarrow t = 2,05$$

$$\Rightarrow y_2 = nt = 553,5 \text{ cm}$$

$$y_1 = 225 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{25 \cdot 225^3}{3} + 804,9 \left[ (225 - 228,8)^2 + (662,2 - 225)^2 \right]$$

$$= 2,49 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,57$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 15 \times 0,57 (662,2 - 225) = 3738,06 \text{ Kg/cm}^2 < 4200$$

\* Vérification sous Nmax:

$$e_0 = \frac{19777}{350,93} = 5,64 \text{ m} > e_1 = 1,475 \text{ m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$C = -121,5 \text{ cm}; \bar{\sigma}_b' = 205,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} P = 173609,01 \\ q = -1,38 \cdot 10^8 \end{cases} \rightarrow n = 240 \Rightarrow \begin{cases} P_1 = 3,01 \\ q_1 = -9,98 \end{cases} \rightarrow t = 1,70$$

$$\Rightarrow y_2 = nt = 408 \text{ cm} \text{ et } y_1 = 286,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 3,13 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 0,46$$

$$\sigma_b' = Ky_1 = 131,79 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 15K(y_1 - d) = 439,53 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc on peut prolonger les ariens du voile au niveau "d.d.c" jusqu'au voile niveau "vide sanitaire"



- voile périphérique :

on a prévu ce voile périphérique qui va ceinturer notre bâtiment pour assurer un bon chaînage, et ceci, conformément aux exigences du R.P.A. Ce voile sera continu entre le niveau des fondations et le niveau du plancher R.d.C., son ferrailage sera forfaitaire.

- Caractéristiques du voile :

•  $b = 25 \text{ cm}$

• Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 0,2\%$  de la section transversale totale du béton, avec recouvrement  $\geq 50\phi$ , équerre de renforcement dans les angles.

où d :  $A \geq (0,2/100) \times 25 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

on prendra 5 T12 / ml / face avec recouvrement :

$l_r = 50\phi = 600 \text{ mm}$ .

• Armatures longitudinales de peau, de section  $\geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$  (ml de hauteur).

on prendra : 4 T8 / ml / face :  $A = 2 \text{ cm}^2$ .



		VOILE $V_{L4}$			VOILE $V_{L4}''$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (t.m)	1894,6	1020,97	331,08	0,59	0,30	0,10
	N <sub>max</sub> (t)	346,5	242,68	136,53	17,69	12,41	7,03
	N <sub>min</sub> (t)	252,92	175,40	97,10	12,66	8,77	4,87
	T (t)	103,88	89,72	54,43	0,033	0,028	0,017
	e <sub>0</sub> (m)	7,49	5,82	3,41	0,047	0,036	0,021
	e <sub>1</sub> (m)	1,475	1,475	1,475	0,10	0,10	0,10
	FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C
POTELET		4 HA 14	4 HA 14	4 HA 14	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8
Aciers Z. Tend. (P.m)		10 HA 12	10 HA 12	10 HA 12	/	/	/
Aciers Z. Coust. (P.m)		/	/	/	12 HA 6	10 HA 6	10 HA 6
A <sub>H</sub> (P.m)		10 HA 8	10 HA 8	10 HA 8	10 HA 6	10 HA 6	10 HA 6
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	832,86	547,52	339,18	/	/	/
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1808,16	1584,9	1398,37	/	/	/
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	171,34	87,75	63,84	23,20	17,93	13,66
	$\tau_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	15,68	13,55	8,22	0,106	0,091	0,055
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205,6	205,6	182,02	118,90	115,14	110

\* NOTA. On remarque que le voile  $V_{L4}$  avec  $V_{T6}$  forment un profilé en T, mais on considère le référent constitué de deux référents linéaires indépendants, d'autant plus que l'inertie de  $V_{L4}$  est très faible par rapport à celle de  $V_{T6}$ . Dans ce cas on peut s'attendre à des fissures dans les lignes de jonction, les aciers de couture n'étant pas dimensionnés pour équilibrer les efforts réels de cisaillement.

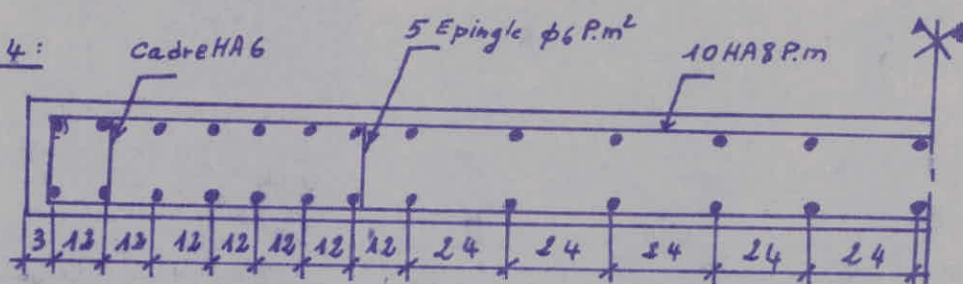


VOILES <sup>VLS</sup> / <sub>VLS</sub>		TRUM. (1)			TRUM. (2)		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (tm)	34.395	16.90	6.64	29.86	14.68	5.77
	N <sub>max</sub> (t)	199.52	122.70	54.74	195.94	120.18	53.32
	N <sub>min</sub> (t)	-44.84	-14.98	5.19	-47.46	-16.79	4.19
	T (t)	21.68	20.20	14.31	21.68	20.20	14.31
	e <sub>0</sub> (m)	0.767	1.13	1.28	0.629	0.874	1.37
	e <sub>1</sub> (m)	0.402	0.402	0.402	0.383	0.383	0.383
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.E.T	S.P.T	S.P.C	S.E.T	S.P.T	S.P.C
	POTELET	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14
	ACIERS Z.Tend. (P.m)	6 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10
	ACIERS Z.Cou <sup>ts</sup> (P.m)	6 HA8	6 HA8	6 HA8	6 HA8	6 HA8	6 HA8
	AH (P.m)	12 HA6	12 HA6	12 HA6	12 HA6	12 HA6	12 HA6
	AV <sub>s</sub> (conf/ml)	8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	-3707.21	/	/	-3586.5	/	/
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	67.37	/	/	67.58	/	/
	$\tau_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	10.46	9.37	7.98	11.05	10.37	9.57
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	168.23	199.20	205.6	159.03	180.93	205.6



		VOILE VT1			VOILE VT2		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (tm)	304.10	163.40	52.05	148.40	79.74	25.40
	N <sub>max</sub> (t)	109.51	76.63	43.32	198.84	138.62	77.54
	N <sub>min</sub> (t)	79.99	55.43	30.87	144.50	99.64	54.77
	T (t)	16.77	14.49	8.79	8.18	7.07	4.29
	e <sub>0</sub> (m)	3.80	2.95	1.69	1.03	0.80	0.464
	e <sub>1</sub> (m)	0.955	0.955	0.955	0.723	0.723	0.723
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C
	POTELET	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA10
	Aciers Z. Tend. (P.m)	10HA12	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10	/
	Aciers Z. Coule (P.m)	/	/	/	/	/	10HA10
	AV (P.m)	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
	AV <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	σ <sub>a</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	504.36	326.13	103.97	435.67	298.77	179.38
	σ <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	804.16	487.65	287.13	741.31	319.07	239.42
	σ <sub>b</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	526.2	31.58	22.07	58.64	38.67	27.49
	ε <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	3.21	3.02	2.43	2.38	1.77	1.08
	σ <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	205.6	163.44	154.60	140.70	124.78

\* VOILE VL4:





		VOILES $V_{L1}$ et $V'_{L1}$			VOILES $V_{L2}$ et $V'_{L2}$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	$M$ (tm)	274.26	147.13	46.80	145.74	83.66	26.65
	$N_{max}$ (t)	109.51	76.63	43.32	198.84	138.62	77.54
	$N_{min}$ (t)	79.99	55.43	30.87	144.50	99.64	54.77
	$T$ (t)	15.13	14.11	9.99	8.59	7.42	4.50
	$e_0$ (m)	3.43	2.65	1.52	1.01	0.839	0.482
	$e_1$ (m)	0.955	0.955	0.955	0.723	0.723	0.723
	FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
POTELET		4 HA12	4 HA12	4 HA12	4 HA12	4 HA12	4 HA10
Aciers Z. Tend. (P.m)		8 HA12	8 HA12	8 HA12	10 HA10	10 HA10	—
Aciers Z. Coor. (P.m)		—	—	—	—	—	10 HA10
AH (P.m)		10 HA 8	10 HA 8	10 HA 8	10 HA 8	10 HA 8	10 HA 8
$A_{Vj}$ (cm <sup>2</sup> /ml)		8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES		$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	497.04	285.16	98.62	421.18	293.91
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	753	409.68	259.37	698.70	307.95	248.33
	$\sigma'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	46.58	26.76	17.39	49.37	32.63	28.77
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	3.09	2.96	2.58	2.45	1.98	1.39
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	197.8	157.34	150.65	142.55	125.82

•  $A = 35.56 \text{ cm}^2$ .

• Ferrailage symétrique par rapport à l'axe médian de la section du voile.

NB. Toutes les armatures sont données en deux nappes.



		VOILES $V_{L3}$ et $V_{L3}$			VOILE $V_{L4}$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (tm)	1002.34	538.04	171.36	1885.90	1012.28	322.39
	N <sub>max</sub> (t)	305.20	213.35	119.50	343.99	240.18	134.03
	N <sub>min</sub> (t)	221.23	152.98	84.19	250.92	173.39	95.10
	T (t)	55.21	47.71	28.93	103.88	89.76	54.43
	e <sub>0</sub> (m)	4.53	3.52	2.04	7.52	5.84	3.39
	e <sub>1</sub> (m)	1.27	1.27	1.27	1.475	1.475	1.475
	FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
POTELET		4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14
Aciers Z. Tend. (P.m)		8 HA12	8 HA12	8 HA12	10 HA12	10 HA12	10 HA12
Aciers Z. Cou <sup>te</sup> (P.m)		/	/	/	/	/	/
AH (P.m)		10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	540.31	318.27	169.34	749.03	492.77	258.13
	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1341.16	968.84	533.18	1790.08	1569.05	1349.21
	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	146.34	89.65	57.38	154.21	78.97	52.49
	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	9.21	7.95	4.83	15.68	13.55	8.22
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	197.65	157.77	205.6	205.6	181.55

\* A = 42.35 cm<sup>2</sup> (pour VL3).



VOILE V <sub>T3</sub>		TRUM. (1)			TRUM. (2)		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (tm)	22.05	10.83	4.25	19.14	9.41	3.69
	N <sub>max</sub> (t)	160.09	101.18	47.72	156.51	98.66	46.30
	N <sub>min</sub> (t)	-5.41	6.54	12.21	-8.03	4.72	11.21
	T (t)	13.90	12.95	9.17	13.90	12.95	9.17
	e <sub>0</sub> (cm)	4.07	1.66	0.35	2.38	1.99	0.33
	e <sub>1</sub> (m)	0.402	0.402	0.402	0.383	0.383	0.383
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.T	S.P.C	S.E.C	S.P.T	S.P.C	S.E.C
	POTELET	4 HA14	4 HA14	4 HA12	4 HA14	4 HA14	4 HA12
	Aciers Z. Tend. (P.m)	6 HA10	6 HA10	6 HA8	6 HA10	6 HA10	6 HA8
	Aciers Z. Cou- t	6 HA8	6 HA8	/	6 HA8	6 HA8	/
	AH (P.m)	12 HA6	12 HA6	12 HA6			
	Av <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	σ <sub>a</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	σ <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	σ <sub>b</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	σ <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	σ <sub>b</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/



		VOILE $V_{T4}$			VOILE $V_{T5}$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (t.m)	919.58	492.44	157.33	912.27	482.58	156.12
	N <sub>max</sub> (t)	305.20	213.35	119.50	282.30	119.28	110.98
	N <sub>min</sub> (t)	221.23	152.98	84.19	207.95	145.43	79.96
	T (t)	50.72	43.82	26.58	50.31	43.47	26.37
	e <sub>0</sub> (m)	4.16	3.22	1.87	4.39	3.36	1.95
	e <sub>1</sub> (m)	1.27	1.27	1.27	1.25	1.25	1.25
	FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
POTELET		4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA14
Aciers Z.Tend (P.m)		8 HA12	8 HA12	8 HA12	8 HA12	8 HA12	8 HA12
Aciers Z.Conc <sup>s</sup>		/	/	/	/	/	/
AH (P.m)		10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8
A <sub>Vj</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		8	8	8			
CONTRAINTES	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	512.28	298.35	156.68	815.58	514.13	287.41
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1213.51	837.11	469.98	1603.95	942.37	603.17
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	150.37	95.48	63.42	106.08	79.36	51.25
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	8.73	6.83	4.19	8.59	7.42	4.51
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	189.57	153.19	205.6	194.91	156.26



		VOILE $V_{T6}$			VOILE $V_{T7}$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	$M$ (tm)	1566.26	837.93	267.70	982.32	555.95	177.62
	$N_{max}$ (t)	346.21	242.57	136.32	284.89	197.92	110.83
	$N_{min}$ (t)	250.11	173.33	95.69	210.72	145.02	79.47
	$T$ (t)	86.30	74.56	45.22	57.26	49.47	30.00
	$e_0$ (m)	6.26	4.83	2.80	4.66	3.93	2.24
	$e_1$ (m)	1.465	1.465	1.465	1.25	1.25	1.25
	FERRAILAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
POTELET		4HA12	4HA12	4HA12	4HA14	4HA14	4HA14
Aciers z. Tend. (P.m)		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Aciers z. Cou <sup>te</sup> (P.m)		/	/	/	/	/	/
AH (P.m)		12HA8	12HA8	12HA8	10HA8	10HA8	10HA8
$A_{Vj}$ (cm <sup>2</sup> /ml)		8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	718.20	532.67	318.49	830.86	547.63	298.17
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2810.32	1951.43	1210.17	1642.02	977.58	621.19
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	145.95	98.65	54.06	109.37	83.49	57.72
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	13.37	11.55	7.00	8.98	7.79	4.98
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	205.6	168.30	205.6	205.6	164.21



		VOILE $V_{T8}$			VOILE $V_{T10}$		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (tm)	1143.14	611.55	195.36	824.09	118.97	37.98
	$N_{max}$ (t)	305.20	213.35	119.50	198.84	138.62	77.54
	$N_{min}$ (t)	221.83	152.98	84.19	144.50	99.64	54.77
	T (t)	54.48	47.91	24.49	12.26	10.59	8.09
	$e_o$ (m)	5.17	4.00	2.32	1.55	1.19	0.693
	$e_1$ (m)	1.27	1.87	1.87	0.723	0.723	0.783
FERRAILLAGE	Mat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C
	POTELET	4 HA14	4 HA14	4 HA14	4 HA12	4 HA12	4 HA10
	Aciers Z. Tend. (P.m)	8 HA12	8 HA12	8 HA12	12 HA10	12 HA10	—
	Aciers Z. G <sub>an</sub> <sup>te</sup> (P.m)	—	—	—	—	—	12 HA10
	A <sub>H</sub> (P.m)	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8	10 HA8
	A <sub>v<sub>j</sub></sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	598.33	379.53	187.09	483.36	327.48	213.07
	$\sigma_a$ (n)	1417.18	1019.97	599.65	778.45	415.97	311.39
	$\sigma_b$ (n)	179.37	93.58	63.41	63.18	42.11	35.87
	$\tau_b$ (n)	8.98	8.03	3.78	3.18	2.43	1.79
	$\bar{\sigma}_b$ (n)	205.6	205.6	165.32	176.23	159.17	135.63



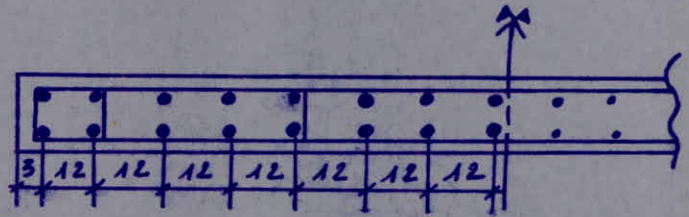
VOILE $V_{T3}$		TRUM. (1)			TRUM. (2)		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③	①	②	③
	M (t.m)	28.52	14.011	5.504	24.76	12.18	4.78
	N <sub>max</sub> (t)	180.76	112.46	51.40	177.18	109.94	49.98
	N <sub>min</sub> (t)	-26.08	-4.74	8.53	-28.70	-6.56	7.53
	T (t)	17.98	16.75	11.86	17.98	16.75	11.86
	e <sub>0</sub> (m)	1.09	2.96	0.64	0.86	1.86	0.63
	e <sub>1</sub> (m)	0.402	0.402	0.402	0.383	0.383	0.383
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.T	S.P.T	S.P.C	S.E.T	S.P.T	S.P.C
	POTELET	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	Aciers Z. Tend. (P.m)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Aciers Z. Cou <sup>te</sup>	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
	AH (P.m)	12HA6	12HA6	12HA6	12HA6	12HA6	12HA6
	Av <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8	8	8	8	8	8
CONTRAINTES	$\sigma_a'$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/	/	/
	$\sigma_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	-3158.36	/	/	2917.03	/	/
	$\sigma_b'$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	57.49	/	/	48.83	/	/
	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	8.77	7.38	5.84	9.37	8.74	7.36
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	195.78	205.6	205.6	179.67	205.6	205.6



		VOILE VT <sub>11</sub>		
EFFORTS	NIVEAU	①	②	③
	M (tm)	571.64	305.86	97.74
	N <sub>max</sub> (t)	109.51	76.63	43.32
	N <sub>min</sub> (t)	79.99	55.43	30.87
	T (t)	3149	27.21	20.79
	e <sub>0</sub> (m)	7.15	5.52	3.17
	e <sub>1</sub> (m)	0.955	0.955	0.955
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	POTELET	4HA12	4HA12	4HA12
	Aciers z. Tend. (P.m)	12HA12	12HA12	12HA12
	Aciers z. Cou <sup>te</sup> (P.m)	/	/	/
	AH (P.m)	10HA8	10HA8	10HA8
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8	8	8
CONTRAINTES	σ <sub>a1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	609.38	451.13	227.87
	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	912.13	534.42	318.03
	σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	79.35	43.57	33.97
	σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	5.98	5.67	4.85
	σ <sub>b1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	205.6	205.6	205.6



EFFORTS	VOILE VL <sub>a</sub>	
	M (tm)	15.56
	N <sub>max</sub> (t)	21.60
	N <sub>min</sub> (t)	17.28
	T (t)	0.86
	e <sub>0</sub> (m)	0.90
	e <sub>1</sub> (m)	0.29
FERRAILLAGE	Nat. Sollic.	S.P.C
	POTELET	4HA12
	Aciers z. Tend.	12HA10*
	Aciers z. Cou <sup>te</sup>	/
	AH (P.m)	8HA8
	AV <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	8
CONTRAINTES	σ <sub>a</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	104.16
	σ <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	251.55
	σ <sub>b</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	32.76
	ζ <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.68
	σ <sub>b</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	188.86



$$* N_{max} = G + Q = 18.62 + 2.5 + 0.478 = 21.60 \text{ t}$$

$$* N_{min} = 0.8G = 0.8 \times 21.60 = 17.28 \text{ t}$$



# Calcul et ferrailage des linteaux

## 1/ Introduction:

- Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

- Chaque linteau sera soumis aux efforts :

- \* un effort tranchant  $T$ .
- \* " moment flechissant  $M$ .

## 2/ Contraintes admissibles :

\* Contrainte de cisaillement :  $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28} = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$

\* " " flexion :  $\bar{\sigma}_b = 0,75 \sigma_{28} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$ .

\* " " traction des aciers :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = 4200$  "

## 3/ Ferrailage des linteaux :

- Chaque linteau sera ferrillé sous l'effet de :

- Son poids propre.
- Le poids du plancher lui revenant.
- Surcharge d'exploitation.
- L'effet du périsse.

## 4/ Prescriptions du R.P.A pour le ferrailage :

- Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_i \geq 0,0015 b \cdot h_t \\ A_n \geq 0,0020 b \cdot h_t \\ A_t \geq 0,0015 b \cdot A \end{array} \right. \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} b = \text{largeur du linteau} \\ h_t = \text{hauteur " " } \end{array} \right.$$

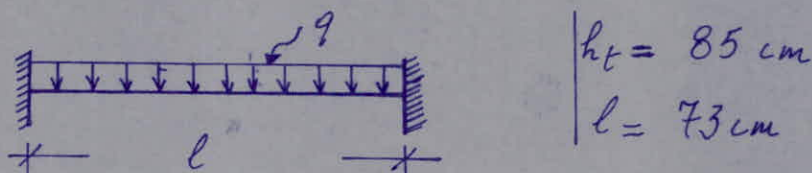
- si  $\bar{\tau}_b \geq 0,06 \sigma_{28} = 16,2 \text{ Kg/cm}^2$  des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles ( $A_x$ ).



- Linteau  $L(VL_5)$ : [ou  $L(VL'_5)$ ]

\*  $\pi(R.d.c) = 16,90t$

schéma statique:



- Pour une telle poutre, la R.D.M nous donne les efforts max suivants:

\* à l'encastrement:  $M_e = -q \frac{l^2}{12}$

\* En travée:  $M_t = q \frac{l^2}{24}$

\* L'effort tranchant:  $T = q l / 2$

- Charges:

\* charges permanentes:

• largeur du plancher revenant au linteau:

$$\frac{5,57 + 3,00}{2} + 0,16 = 4,445 \text{ m}$$

.. plancher:  $0,593 \times 4,445 = 2,636 \text{ t/ml}$

.. retombée:  $0,16 \times 0,69 \times 2,5 = 0,276 \text{ t/ml}$

\* Surcharges d'exploitation:  $175 \text{ kg/m}^2$ .  $g = 2,912 \text{ t/ml}$

•  $q_e = 0,175 \times 4,445 = 0,778 \text{ t/ml}$

D'où les efforts:  $\left\{ \begin{array}{l} T_g = g \cdot l / 2 = 2,912 \times 0,73 / 2 = 1,063 \text{ t} \\ M_g = g \cdot l^2 / 12 = 0,129 \text{ tm} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{q_e} = 0,778 \times 0,73 / 2 = 0,284 \text{ t} \\ M_{q_e} = 0,778 \times 0,73^2 / 2 = 0,035 \text{ tm} \end{array} \right.$$



• charges sismiques :

$$\bar{T}_E = 1,14 \times \pi = 1,14 \times 16,90 = 23,66 \text{ t}$$

$$M_E = \bar{T}_E \times l/2 = 23,66 \times 0,73/2 = 8,64 \text{ t.m.}$$

.. Combinaisons : (G+Q+E)

$$T = 1,063 + 0,28 + 23,66 = 25,01 \text{ t}$$

$$M = 0,129 + 0,035 + 8,64 = 8,804 \text{ t.m.}$$

- Armatures longitudinales :

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b' = 205,6 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28}' = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Calcul de  $M_{RB}$  : (moment résistant du béton)

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' b y (h - y/3) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' b \delta \alpha h^2$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 205,6}{15 \times 205,6 + 4200} = 0,142$$

$$\delta = \frac{y}{h} = (1 - \alpha/3) = 0,86$$

$$\Rightarrow M_{RB} = \frac{1}{2} \times 205,6 \times 16 \times 0,86 \times 0,142 \times 82^2 = 39,95 \text{ t.m.} > M = 8,804 \text{ t.m.}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\text{D'où } A = \frac{M}{\delta h \bar{\sigma}_a} = \frac{8,804 \cdot 10^5}{0,86 \times 82 \times 4200} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 + 1HA10 ( $A = 3,04 \text{ cm}^2$ ) filantes haut et bas.

$$\bar{w} = 100 \frac{A}{b h} = \frac{304}{16 \times 82} = 0,2317 \rightarrow \begin{cases} K = 49,8 \\ \varepsilon = 0,9228 \end{cases}$$

D'où les contraintes :

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{8,804 \cdot 10^5}{3,04 \times 0,9228 \times 82} = 3827,24 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{49,8} = 84,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$



\* conditions de non-fragilité : (CCBA 68 Art.52)

$$\frac{A}{bh} \geq 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_c}{h}\right)^2$$

on a bien :  $\frac{3,04}{16 \times 82} = 0,0024 > 0,54 \frac{8,85}{4200} \left(\frac{85}{82}\right)^2 = 0,0012$

- Armatures de répartition :

$$A_x \geq 0,002 b h_t = 0,002 \times 16 \times 85 = 2,72 \text{ cm}^2$$

on prendra 6T8 (3,04 cm<sup>2</sup>) → 3T8/face

\* longueur d'ancrage :

$$l_d \geq \frac{h_c}{4} + 50 \phi = \frac{85}{4} + 50 \times 12 = 80 \text{ cm}$$

on prend  $l_d = 80 \text{ cm}$

\* verification des armatures longitudinales :

$$A_s = A_i \geq 0,0015 b \cdot h_t = 2,104 \text{ cm}^2 < A = 3,04 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T}{Z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{23,66 \cdot 10^3}{0,875 \times 82 \times 4200} \approx \frac{2}{25}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_t = 2 \text{ cm}^2 \\ s = 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) T8$$

or (R.P.A) :  $s \leq \frac{h_t}{4} = \frac{85}{4} = 21,25 \text{ cm}$  ; on prendra :  $s = 15 \text{ cm}$

\* Vérification à l'effort tranchant :

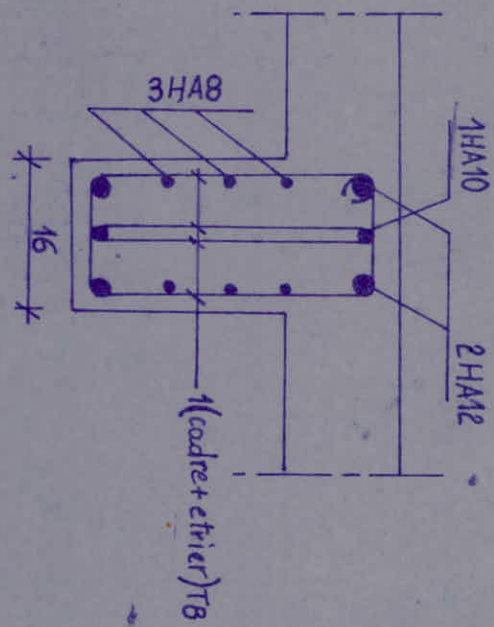
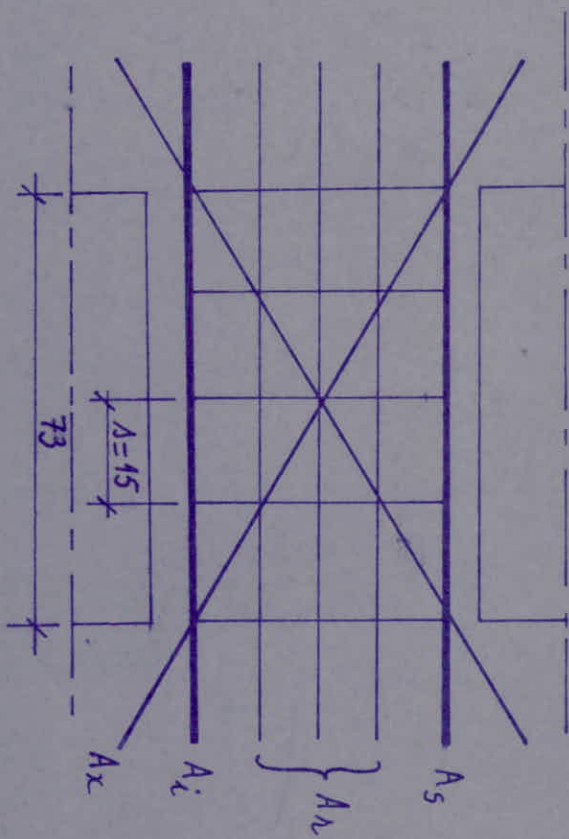
$$\tau_b = \frac{1,4T}{bZ} = \frac{1,4 \times 16,90 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 82} = 20,61 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Armatures supplémentaires dans les angles :

$$\tau_b = 20,61 \text{ Kg/cm}^2 > 0,06 \bar{\sigma}_{23} = 16,2 \text{ Kg/cm}^2, \text{ donc ces aiers sont nécessaires.}$$

on prendra :  $A_x = 2,26 \text{ cm}^2$  soit 2T12







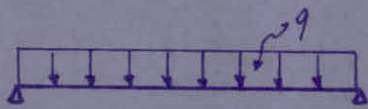
- Reprenons sous forme de tableau, les autres calculs de linteaux:

	LINT.	$L(V_{L5})$ $L(V_{L5})$	$L(V_{T3})$	$L(V_{T9})$
Caracteris. Géométr.	$\emptyset$ (cm)	73	73	73
	$h_t$ (cm)	85	85	85
	$b$ (cm)	16	16	16
EFFORTS	$\Pi$ (t)	16,90	10,83	14,01
	$T$ (t)	25,01	16,51	20,96
	$M$ (tm)	8,804	6,19	7,82
FERRAILLAGE	$A_{cal.}$ (cm <sup>2</sup> )	2,97	2,09	2,64
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,04	2,04	2,04
	$A_{adop.}$	2HA12+1HA10	3HA 10	2HA10+1HA8
	$l_d$ (cm)	80	80	80
	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	2,72	2,72	2,72
	$A_{s\text{ adop.}}$	6HA8	6HA8	6HA8
	$A_t$	(1cadre+1étr.)T8	(1cad.+1étr.)T8	(1cad.+1étr.)T8
	$\rho$	15	20	20
	$A_x$	2T12	inutile	2T12
	$Z_b$	20,61	13,20	17,09



### Ferraillage des linteaux des voiles $V_{L4}$ , $V_{L4}'$ et $V_{L4}''$ :

Les deux linteaux seront calculés comme des poutres simplement appuyées en F.S (Schéma statique) sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Néanmoins, on considèrera des moments d'encastement forfaitaires  $[M_e = (0,3 \div 0,4) M_0]$  qui nous permettront de réaliser un chaînage qui reprendra, d'une part les moments parasites inévitables, et d'autre part, dissipera une partie de l'énergie sismique avant fissuration.



$$\begin{cases} h_t = 85 \text{ cm} \\ b = 16 \text{ cm} \\ l = 93 \text{ cm} \end{cases}$$

.. longueur du plancher intéressant le plancher :

$$\frac{8,63 + 2,96}{2} + 0,16 = 5,96 \text{ m}$$

\* Charges permanentes :

$$\cdot \text{Plancher} : 0,593 \times 5,96 = 3,53 \text{ t/ml}$$

$$\cdot \text{retombée} : 0,16 \times 0,69 \times 2,5 = 0,276 \text{ t/ml}$$

$$g = 3,81 \text{ t/ml}$$

\* surcharge d'exploitation :

$$\cdot P = 0,175 \times 5,96 = 1,043 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = g + 1,2P = 5,06 \text{ t/ml}$$

$$\text{D'où les efforts : } \begin{cases} M_0 = ql^2/8 = 5,06 \times 9,93^2/8 = 6,547 \text{ t.m} \\ T = ql/2 = 2,353 \text{ t} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,42 \Rightarrow \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86$$



$$M_{20} = \frac{1}{2} \times 137 \times 16 \times 0,86 \times 0,42 \times \sqrt{2}^2 = 26,6 \text{ tm} \gg M_0 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{D'où } A = \frac{0,1547 \cdot 10^5}{0,86 \times 82 \times 2800} = 0,28 \text{ cm}^2$$

• Condition de non-fragilité :

$$A \geq b h \Psi_4 \cdot \frac{\bar{f}_b}{\sigma_s} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 16 \times 82 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left( \frac{85}{82} \right)^2 = 1,55 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T10 (1,57 cm<sup>2</sup>).

les moments d'encastement forfaitaires étant très faibles ( $M_e = 0,4 M_0 = 0,22 \text{ tm}$ ), donc, donneront une section d'aciers (chapeaux) négligeable.

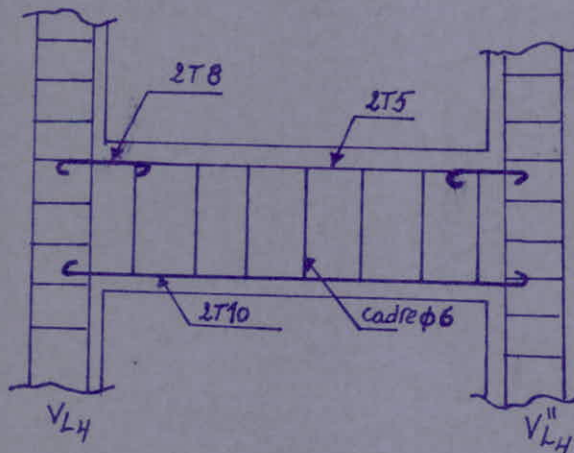
on adoptera : 2T8 + 2T5 (les 2T5 seront constructifs pour les cadres).

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2,353 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 82} = 2,05 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

(C.C.B.A 68 Art. 25.12)

- on mettra en outre des armatures transversales de construction  $\phi 6$  avec  $e = 15 \text{ cm}$ .





$$\Rightarrow A_a = \frac{577 \times 100}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,9429} = 1,61 \text{ m}^2$$

On adoptera : 1 T.S (7x5)(200x200)(1,92 m<sup>2</sup>/ml ; 0,98 m<sup>2</sup>/ml)

a) Vérifications des contraintes :

Suivant X'X :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{103} = 27,18 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Suivant Y'Y :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{57,5} = 48,70 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

b) Ecartement :

$$e = 14 \text{ cm} \leq \min \begin{cases} 3h_0 = 3 \times 13,6 = 40,8 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

14 < 33 cm  $\Rightarrow$  l'écartement choisi est acceptable.

c) fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,69}{2,4^2 \cdot 100} = 0,0047$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{7} \cdot \frac{0,0047}{1+0,047} = 1539,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{7}} = 3413,45 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3413,45 > 2800 \text{ kg/cm}^2$  : La fissuration n'est pas à négliger

d) flèche :  $\bar{f}$  (flèche admissible) =  $\frac{689}{500} = 1,38 \text{ cm}$

$$w_s = (\text{coefficient de flèche}) = 0,0092$$

$$\begin{aligned} \text{la flèche au milieu de la dalle : } f &= w_s \cdot \frac{q a^4}{E h^3} = \\ &= 0,0092 \cdot 0,4066 \\ &= 0,37 \text{ cm} \end{aligned}$$

$f = 0,37 \text{ cm} < \bar{f} = 1,38 \text{ cm} \rightarrow$  le critère de flèche est vérifié

### Ferraillage des panneaux de rive D<sub>2</sub>; D<sub>5</sub>; D<sub>9</sub>; D<sub>17</sub>:

- On utilisera la méthode exposée dans Pierre Charon.

(Calcul des ouvrages en B.A)

a) En travée : suivant X'X :

$$c = \max(1 \text{ cm}; \frac{h_0}{10} = 1,6 \text{ cm})$$

$$h_y = h_0 - (c + \frac{\phi}{2}) = 16 - (1,6 + \frac{1,6}{2}) = 13,6 \text{ cm}.$$

$$\underline{M_{ty} = 0,770 \text{ t.m.}}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 770 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0233 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9346 \\ K = 61,5 \end{cases}$$

$$A_{ty} = \frac{770 \cdot 100}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,9346} = 2,16 \text{ cm}^2$$

Suivant Y'Y:

$$M_{tx} = 0,209 \text{ t.m}$$

$$h_z = h_y - \phi = 13,6 - 1,6 = 12 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{209 \cdot 100 \cdot 15}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0078$$

$$\mu = 0,0078 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9602 \\ K = 110,5 \end{cases}$$

$$A_{tx} = \frac{209 \cdot 100}{2800 \cdot 12 \cdot 0,9602} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons :

1 Treillis-Soudé (7x5)(140x200) (2,69 cm<sup>2</sup>/ml;  
0,98 cm<sup>2</sup>/ml)

b) Sur appui : On calculera le ferraillage sur appuis avec

$$M_{ey} = 0,599 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 599 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0174 \rightarrow \begin{cases} K = 0,9419 \\ K = 71,0 \end{cases}$$

$$A_{ax} = \frac{599 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 13,6} = 1,67 \text{ cm}^2$$

On adoptera

1 T.S (7x5)(200;200)(1,92 cm<sup>2</sup>/ml; 0,98 cm<sup>2</sup>/ml)

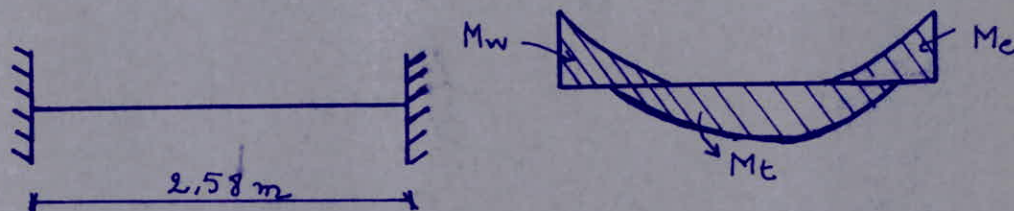


## DALLE N° 13 :

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{664}{258} = 2,57 > 2$$

Donc la dalle n°13 travaille dans le sens de la petite portée. Elle sera calculée comme une poutre de largeur 1<sup>m</sup>.

schéma statique :



Moment isostatique :  $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 850 \times \frac{2,58^2}{8} = 0,707 \text{ t.m}$

Calcul des moments en travée et sur appuis :

- Nous devons vérifier  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$

en raison de la continuité nous aurons :

$$M_t = 0,70 \cdot M_0 = 0,70 \times 0,707 = 0,530 \text{ t.m}$$

$$M_w = M_e = 0,50 \times 0,707 = 0,354 \text{ t.m}$$

Vérif:  $0,530 + \frac{0,354 + 0,354}{2} = 0,884 > 1,15 \times 0,707 = 0,813 \text{ t.m}$

Cette méthode est applicable (Méthode de répartition des moments)

puisque les conditions du C.C.B.A 68 (Article 51.1) sont vérifiées

Ferraillage :

a) en travée :  $h_y = 13,6 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 530 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0154 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9451 \\ \kappa = 76,0 \end{cases}$$

$$A_{t,y} = \frac{533 \cdot 10^2}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,9451} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :  $\frac{A_t}{4} \leq A_r \leq \frac{A_t}{2} \Rightarrow 0,37 \leq A_r \leq 0,74 \text{ cm}^2$

On adoptera:  $1 \text{ T.S } (7 \times 5) (150 \times 200) / 2,34 \text{ m}^2/\text{ml}; 0,98 \text{ m}^2/\text{ml}$

sur appuis:

$$M_w = M_e = 0,354 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{354 \times 100 \times 15}{2800 \cdot 13,6 \cdot 100} = 0,0103$$

$$\mu = 0,0103 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9545 \\ k = 95,0 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{354 \cdot 100}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,9545} = 0,97 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $1 \text{ T.S } (7 \times 5) (200 \times 200) / 1,92 \text{ m}^2/\text{ml}; 0,98 \text{ m}^2/\text{ml}$

\* ferrailage de l'appui de rive:

On adoptera 1 ferrailage forfaitaire calculée à partir de  $0,15 \tau_0 = 0,15 \cdot 0,707 = 0,106 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 106 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6} = 0,0031$$

$$\mu = 0,0031 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9744 \\ k = 170 \end{cases}$$

$$A_{\text{arive}} = \frac{106 \cdot 100}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,9744} = 0,29 \text{ cm}^2$$

On adoptera:  $1 \text{ T.S } (5 \times 5) (330 \times 330) (0,58 \text{ m}^2/\text{ml}, 0,58 \text{ m}^2/\text{ml})$

Vérifications:

a) contraintes:  $G'_b = \frac{2800}{76} = 36,84 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$

b) fissuration:  $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,34}{2,4 \cdot 100} = 0,0040$

$$G_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{7} \times \frac{0,0040}{1+0,040} = 1318,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_2 = 2,4 \times \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{7} = 3413,45 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 3413,45 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

La fissuration n'est pas à craindre.

c) écartement:

$$e = 15 \text{ cm} < \min \begin{cases} 3h_0 = 3 \times 13,6 = 40,8 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{écartement acceptable})$$

d) Vérification à l'effort tranchant:

$$T = q \frac{l}{2} = 850 \times \frac{2,58}{2} = 1096,5 \text{ Kg}$$

$$C^{\text{te}} \text{ de cisaillement: } \tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{1096,5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13,6} = 0,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\underline{0,92 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \cdot 5,9 = 6,68 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}}$$

e) Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13,6 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,92 \text{ cm}^2$$

} → vérifiée

g) Vérification de la flèche:

$$E = 115021,74 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2 ; I = 34133,33 \text{ cm}^4 = 34133,33 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\bar{f} = \frac{258}{500} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f = \frac{q l^4}{384 E I} = \frac{850 \cdot 2,58^4}{384 \cdot 115021,74 \cdot 34133,33 \cdot 10^{-8}} = 0,03 \text{ cm}$$

$$\underline{0,03 \text{ cm} < 0,52 \text{ cm}} \quad (\text{critère de flèche est vérifié})$$

### Renforcement du bord libre du plancher:

Il est nécessaire de faire un chaînage au niveau des bords libre de chaque dalle, étant donné que c'est une zone fragile. Ce chaînage permettra de le renforcer et se calculera avec le moment maximum calculé pour chaque type de panneaux de dalles. Par suite on adoptera un ferrailage uniforme.

$$\underline{M_{yas} = 1,376 \text{ t.m}}$$

$$b = 30 \text{ cm (prise d'une manière arbitraire)}$$

$$h = 13,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{1,376 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 13,6^2} = 0,0089$$

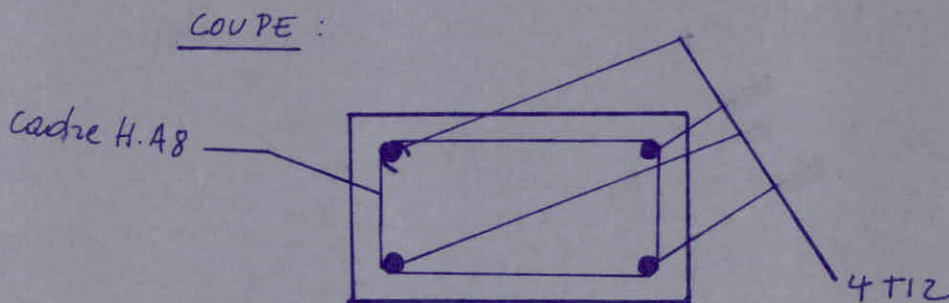
$$\mu = 0,0089 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8592 \\ k = 20,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{20,5} = 136,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' (\text{armatures comprimées}) = 0$$

$$\Rightarrow A = \frac{1,376 \cdot 10^5}{2800 \cdot 13,6 \cdot 0,8592} = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } \boxed{4 \text{ T12} = 4,52 \text{ cm}^2}$$



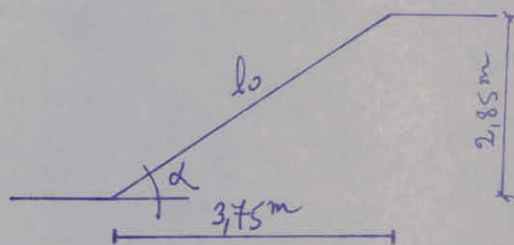
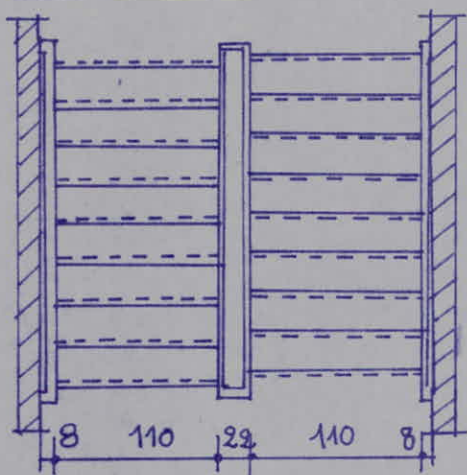


# CALCUL DE L'ESCALIER

## Généralités :

Les escaliers de notre bâtiment sont des escaliers préfabriqués. Les éléments porteurs sont des murs d'échiffres c'est à dire les volées. Les paliers s'encastrent dans ces refends, tandis que la volée s'appuie sur le palier par l'intermédiaire des bequets.

## Vue en Plan :



$$\begin{aligned} \operatorname{tga} &= \frac{2,85}{3,75} = 0,76 \Rightarrow \alpha = 37^{\circ}25' \\ &\Rightarrow \operatorname{cosa} = 0,796 \end{aligned}$$

La poutre porteuse s'appuie sur les paliers par l'intermédiaire des bequets.

## A Calcul de la volée :

### 1) Épaisseur de la poutre :

La poutre est assimilée à une dalle appuyée sur deux côtés dont l'épaisseur doit vérifier la relation suivante:  $\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$

$$l_0 = \frac{3,75}{\cos \alpha} = \frac{3,75}{0,796} = 4,71 \text{ m} \Rightarrow 15,7 \leq e \leq 20,5 \text{ cm}$$

on prendra  $e = 18 \text{ cm}$

Relation de Blondel :

Afin d'avoir une montée agréable et un tracé correct on doit vérifier la relation de Blondel :  $0,60 \leq g + 2h \leq 0,64$

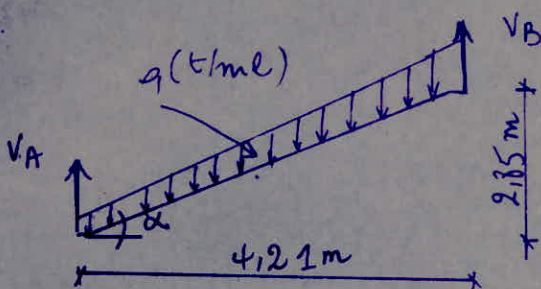
Nous avons : hauteur de marches :  $h = 17,8 \text{ cm}$   
 Largeur de marches :  $g = 25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 0,60 \leq 0,25 + 0,178 \times 2 \leq 0,64$$

$$0,60 \leq 0,61 \leq 0,64 \Rightarrow \text{La relation de Blondel est vérifiée}$$

2) Calcul de la poutre : Les escaliers préfabriqués sont des escaliers pouvant être assimilés à des solides à ligne moyenne inclinée. Ils sont calculés comme une poutre qui prend appui sur le palier. Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet des charges et surcharges avec une portée prise entre deux bequets. (portée horizontale)

Schéma statique :





## Evaluation des charges et surcharges :

On procède par mètre de projection et par mètre d'embarquement.

- Poids propre de la pailleuse :  $\frac{2500 \times 0,18}{\cos \alpha} = 565,33 \text{ kg/ml}$
- Poids propre des marches :  $\frac{0,178 \times 2200}{2} = 195,8 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose (2cm) :  $0,02 \times 2200 = 40 \text{ kg/ml}$
- revêtement (3cm) :  $0,03 \times 2200 = 60 \text{ kg/ml}$
- garde corps :  $= 100 \text{ kg/ml}$
- Poids Total G :  $= 961,13 \text{ kg/ml}$

Surcharge S: 250 kg/ml (Escaliers d'habitations)

$$q = G + 1,2 S = 961,13 + 1,2 \times 250 = 1261,13 \text{ kg/ml}$$

## Détermination des efforts :

- Réactions d'appuis :  $R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 1261,13 \times \frac{4,21}{2} = 2654,68 \text{ kg/ml}$

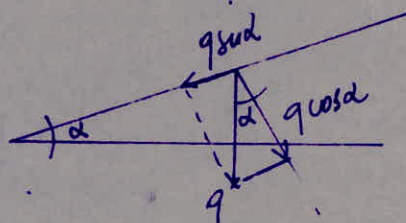
- Moment maximum :  $M_{\max} = q \cos^2 \alpha \frac{l_0^2}{8} = q \cos^2 \alpha \left( \frac{l^2}{\cos^2 \alpha} \right) \times \frac{1}{8}$

$$\Rightarrow \boxed{M_{\max} = q \frac{l^2}{8}}$$

$q \sin \alpha$  : sens de la pailleuse

$q \cos \alpha$  :  $\perp$  pailleuse

$q \cos^2 \alpha$  : La charge du mètre courant inclinée





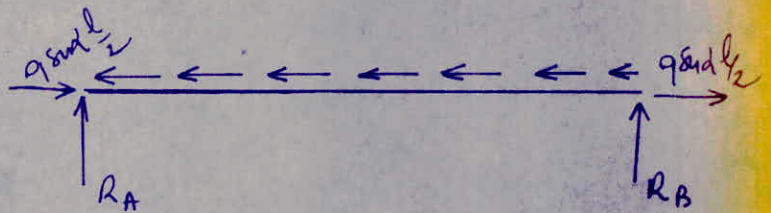
La composante  $q \sin \alpha$  est un effort normal par unité de longueur horizontale. L'effort total vaut  $q l \sin \alpha$ . L'effort normal est en général très négligeable (il introduit une contrainte normale supplémentaire qui dépasse rarement  $5 \text{ kg/cm}^2$ ). Le calcul de la poutre se fait essentiellement en flexion simple et sans tenir compte de l'effort tranchant dont les effets sont également négligeables.

Détermination de l'effort normal:

$$N = q \sin \alpha - q \frac{l}{2} \sin \alpha$$

$$x = 0 \Rightarrow N = -q \frac{l}{2} \sin \alpha$$

$$x = l \Rightarrow N = q \frac{l}{2} \sin \alpha$$



$$N = q \sin \alpha \frac{l}{2} = 1261,13 \times 4,21 \times \frac{\sin \alpha}{2} = 1606,86 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{1606,86}{100 \times 18} = 1,07 \text{ kg/cm}^2 \ll 137 \text{ kg/cm}^2$$

Concl: La contrainte normale étant très faible on en tient pas compte dans les calculs. Le calcul de la poutre se fera donc en flexion simple.

Ferraillage:

$$M = 2794,05 \text{ kg.m}$$

$$h = 18 - 2 = 16 \text{ cm}$$

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



Méthode exposée dans (P. CHARRON):

$$\mu = \frac{15 \eta}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 2794,05 \times 10^6}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,0585$$

$$\mu = 0,0585 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8995 \\ K = 34,75 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{2794,05 \times 10^2}{2800 \times 16 \times 0,8995} = 6,93 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Soit } 9HA 10 = 7,06 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Armatures de répartition:

$$\frac{A_c}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_c}{2}$$

$$1,73 \leq A_{rep} \leq 2,46 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Soit } 6T8 = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Vérifications:

• FISSURATION:

La valeur maximum de la contrainte de traction des armatures sera limitée par la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \sigma_b}{\phi}}$$

$K = 1,5 \times 10^6$  fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$  acier haute adhérence.

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{7,06}{2 \times 2 \times 100} = 0,0177$$



$$\sigma_1 = 1,5 \times 10^4 \times \frac{1,6}{10} \times \frac{0,0177}{1+0,177} = 3610,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3610,71 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ La fissuration n'est pas à craindre

• Vérification des contraintes:

$$A = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \times h} = \frac{100 \times 7,06}{100 \times 16} = 0,543$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{2794,05}{7,06 \times 0,8995 \times 16} = 2749,85 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2749,85}{34,75} = 79,13 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 16 \times \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_d = 7,06 \text{ cm}^2 > 1,55 \text{ cm}^2}$$

- flèche: La flèche sera calculée sur la longueur réelle développée de la pailleasse et sera limitée à  $1/300$  de la portée horizontale

$$|\bar{f}| = \frac{471}{300} = 1,57 \text{ cm}$$



$$f = \frac{5ql^4}{384EI} =$$

$$E = 7000 \sqrt{270} = 115021,74 \text{ kg/cm}^2 \\ = 1150217,4 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,18^3}{12} = 4,86 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{d'où: } f = \frac{5 \cdot 1,261 \cdot 4,71^4}{384 \cdot 1150217,4 \cdot 4,86 \cdot 10^{-4}} = 1,45 \text{ cm}$$

$$\underline{f = 1,45 \text{ cm} < \bar{f} = 1,57 \text{ cm}} \Rightarrow \underline{\text{Le critère de flèche est vérifié}}$$

B] Calcul de la volée: Etage courant:

$$e = 13 \text{ cm}$$

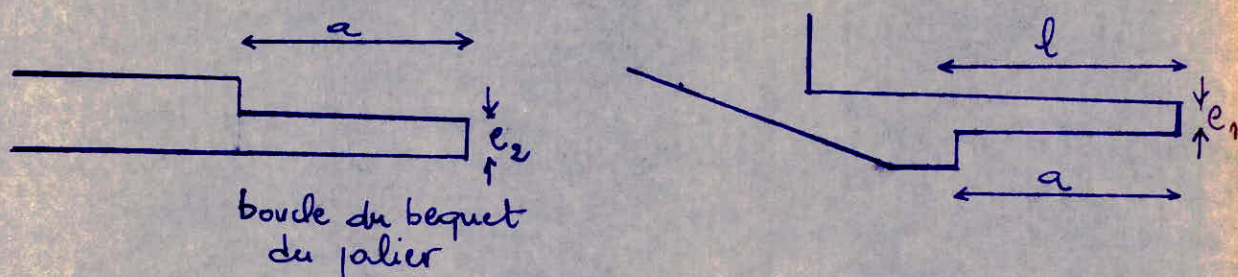
\* même cheminement des calculs et l'on trouve.

$$A = 7 \text{ H.A8} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{rep}} = 4 \text{ H.A6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



## Épaisseur des bequets, des paillasse et des paliers : (R.D.C)



### Dimensionnement

D'après les recommandations du C.T.C. l'épaisseur des bequets des paillasse et des paliers doit être :  $e \geq 0,07m$  aussi bien dans les sections d'encastrement et d'extrémité.

Un calcul préliminaire a été fait avec les valeurs suivantes

$$\begin{cases} e_1 = 10 \text{ cm} \\ e_2 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

on trouve une contrainte de cisaillement  $\tau_b > \bar{\tau}_b$ , force nous a été d'augmenter les valeurs  $e_1$  et  $e_2$

ce qui revient à augmenter l'épaisseur du palier  $e = 25 \text{ cm}$   
ce qui revient à prendre

$$\begin{cases} e_1 = 14 \text{ cm} = 11 \text{ cm} + 3 \text{ cm (revêtement)} \\ e_2 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow a = 18 \text{ cm}$$

$$l = a + \text{enfouage} = 18 + 2 = 20 \text{ cm}$$

### Calcul des bequets :

Ils sont calculés sous une charge linéaire

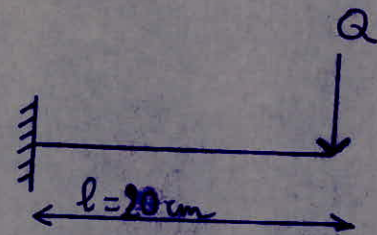
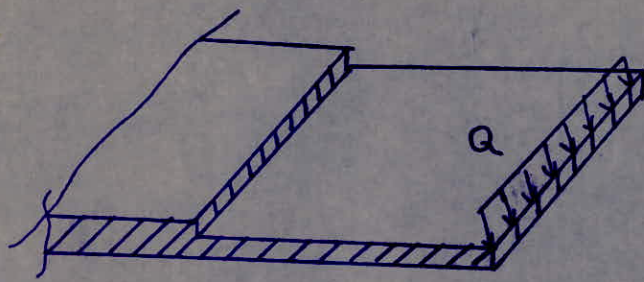
$$Q = \delta q q_v \cdot \frac{l}{2} \quad (\text{kg/m})$$

$\delta q$ : coefficient de comportement expérimental = 1,4

$l$ : longueur horizontale de la paillasse

$q_v$ : charge de calcul de la paillasse





à l'encastrement on a :

$$M_e = 2 \times l = 1,4 \times 4,71 \times 1261,3 \times 0,20$$

$$= 1663,18 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Ferraillage :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1663,18 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0891$$

$$\mu = 0,0891 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8801 \\ \kappa = 26,7 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{1663,18 \times 10^2}{2800 \times 0,8801 \times 10} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 14 \text{ HA } 8 = 7,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 7 \text{ cm} < 2e_2 = 24 \text{ cm}$$

\* Armatures de répartitions:  $\geq 0,5 \text{ cm}^2$  (C.T.C) soit:  $3 \text{ HA } 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement: La charge de calcul par la

vérification au cisaillement est  $Q' = \gamma_q \cdot L \cdot (G + 1,25)$

$\gamma_q = 1$  (pour le calcul de la c<sup>te</sup> tangente)

L: longueur horizontale de la poutrelle

$(G + 1,25)$ : charge de calcul de la poutrelle

$$\Rightarrow Q' = 1 \times 4,71 \times 1261,13 = 5939,92 \text{ kg/ml}$$

$$T = Q' \times 1 \text{ m} = 5939,92 \text{ kg}$$

Contrainte de cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{T}{b \frac{h}{2}} = \frac{8 \times 5939,92}{100 \times 7 \times 12} = 5,66 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$5,66 \text{ kg/cm}^2 < 6,79 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{cisaillement vérifié}$$



## Calcul des bequets (ÉTAGE COURANT):

Pour les bequets (demi-volée), le calcul se fera de la même manière que ceux de la volée du R.D.C. les épaisseurs seront les suivantes:

$$e_2 = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{bequet du palier}$$

$$e_1 = 9 \text{ cm} \rightarrow \text{bequet de la pailleuse}$$

$e$ : 16 cm épaisseur du palier (Intermédiaire)

$$Q = 1,4 \times 2,68 \times 1090 = 4089,68 \text{ kg/ml}$$

$$m_e = Q \times l = 4089,68 \times 0,20 = 817,94 \text{ kg.m}$$

### FERRAILLAGE:

$$\mu = \frac{15m}{6a b h^2} = \frac{15 \times 817,94 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 7^2} = 0,0894$$

$$\mu = 0,0894 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8798 \\ k = 26,6 \end{cases}$$

$$A = \frac{817,94 \times 100}{2800 \times 100 \times 0,8798} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7HA8 = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

espacement  $e = 14 \text{ cm} < 2e_2 = 18 \text{ cm}$  (C.T.C)

### Vérification au cisaillement:

$$Q = 2,68 \times 1 \times 1090 = 2921,2 \text{ kg/ml}$$

$$T = Q \times 1^m = 2921,2 \times 1 = 2921,2 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{T}{b \times \frac{7}{8} h} = \frac{2921,2 \times 8}{7 \times 7 \times 100} = 4,77 \text{ kg/cm}^2$$

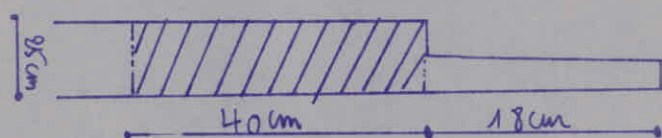
$$\tau_b = 4,77 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

Le cisaillement est vérifié  $\Rightarrow$  les cadres ne sont pas nécessaires.



## Calcul des poutres palières :

- 1) Introduction : Les poutres palières sont des poutres noyées avec le palier, elles rigidifient les bords et sont calculées pour reprendre les efforts engendrés par les volées qu'elles transmettent aux refends.



chaque poutre palière (appui haut et bas d'une volée)

sera calculée par une charge  $Q = 0,7 P$

$P =$  poids d'une volée R.D.C + poids d'une volée étage courant.

- Poids d'une volée R.D.C :

$$P_1 = 1261,13 \times 4,71 \times 1,10 = 6533,92 \text{ Kg.}$$

- Poids d'une volée, étage courant :

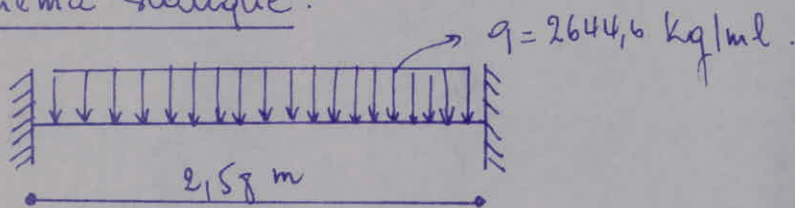
$$P_2 = 1090 \times 2,68 \times 1,10 = 3213,32 \text{ Kg.}$$

$$Q = 0,7 (P_1 + P_2) = 0,7 \times (6533,92 + 3213,32) = 6823,07 \text{ Kg}$$

Soit en  $\text{kg/ml}$  distribué le long de la poutre :

$$q = \frac{Q}{2,58} = 2644,6 \text{ kg/ml}$$

schéma statique :



2) Ferraillage :

a)  $M^E$  en travée :  $M_E = q \frac{l^2}{24} = 2644,6 \times \frac{2,58^2}{24} = 733,48 \text{ kg}\cdot\text{m}$

b)  $M^E$  sur appui :  $M_a = q \frac{l^2}{12} = 1466,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$



c) Section d'acier en travée :

$$\mu = \frac{15 M}{6 a b h^2} = \frac{15 \times 733,48 \times 100}{2800 \cdot 40 \times 23^2} = 0,0303 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9249 \\ \kappa = 51,4 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{733,48 \times 100}{2800 \times 23 \times 0,9249} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Soit } 4 \text{ H.A } 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

d) Section d'acier sur appui (encastrement) :

$$\mu = \frac{15 \times 1466,96 \times 100}{2800 \times 40 \times 23^2} = 0,0371$$

$$\mu = 0,0371 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8980 \\ \kappa = 34 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{1466,96 \times 100}{2800 \times 23 \times 0,8980} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\text{Soit } 4 \text{ H.A } 12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

e) Vérification à l'effort tranchant :

$$T = q \frac{l}{2} = 2644,6 \times \frac{2,58}{2} = 3411,53 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{3411,53}{40 \times \frac{7}{8} \cdot 23} = 4,23 \text{ kg/cm}^2 < 5 \times 5,9 = 29,5 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

l'espacement des armatures transversales doit être tel que

$$t \leq \sup \begin{cases} t_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ t_2 = 0,2 h \end{cases}$$

$h$  : hauteur utile

$$\Rightarrow t \leq \sup \begin{cases} t_1 = 23 \left( 1 - 0,3 \times \frac{4,23}{5,9} \right) = 18,05 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 \times 23 = 4,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \leq 18,05 \text{ cm}$$

choisissons  $A_t = 1 \text{ cm}^2$  soit 1 cadre H.A8.

cherchons l'espacement des armatures, espacement qui être inférieur à la limite indiquée ci-dessus.

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 23 = 20,13$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{em} = \left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \sigma_b}\right) \sigma_{em} = 1 - \frac{4,23}{9 \times 5,9} \times 2400$$

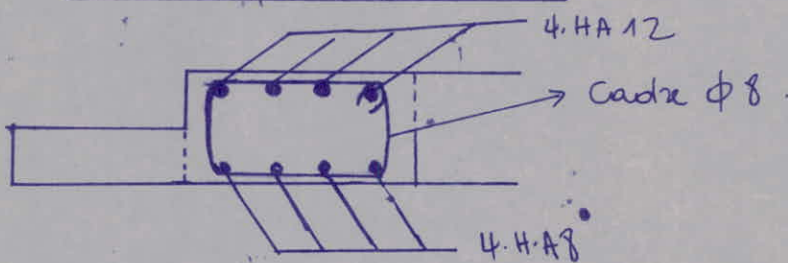
$$= 2208,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t = \frac{1 \times 7 \times 23 \times 2208,8}{8 \times 3411,53} = 13 \text{ cm}$$

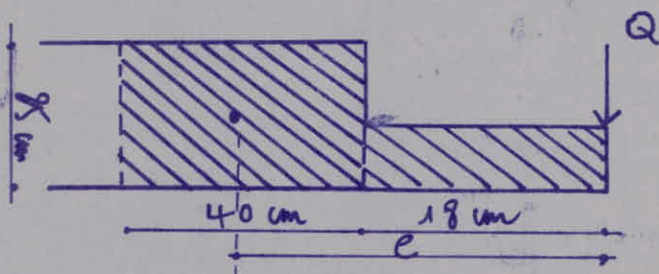
soit  $t = 13 \text{ cm} < 18,05 \text{ cm}$ .

L'espacement calculé est acceptable. Nous aurons

un cadre  $\phi 8$  tous les 13 cm.



2) Ces poutres de faible épaisseur (épaisseur de la dalle plébée) sont soumises à une charge excentrée par rapport à leur axe. La résistance à la torsion de ces poutres sont généralement faible, le couple  $Q$  devra être repris par les armatures supérieures perpendiculaires à la poutre.



$$e = 18 + \frac{40}{2} = 38 \text{ cm}$$



Le moment dû à l'excentricité de Q est :

$$M = Q \cdot e = 6823,07 \times 0,38 = 2592,77 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

a) Détermination de la section d'acier :

$$\mu = \frac{15 \times 2592,77 \times 100}{2800 \times 40 \times 23^2} = 0,0654.$$

$$\mu = 0,0654 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8832 \\ k = 27,8 \end{cases}$$

$$A = \frac{2592,77 \times 100}{2800 \times 23 \times 0,8832} = 4,56 \text{ cm}^2$$

Soit 10H.A8 (5,02 cm<sup>2</sup>)

b) Vérification des contraintes :

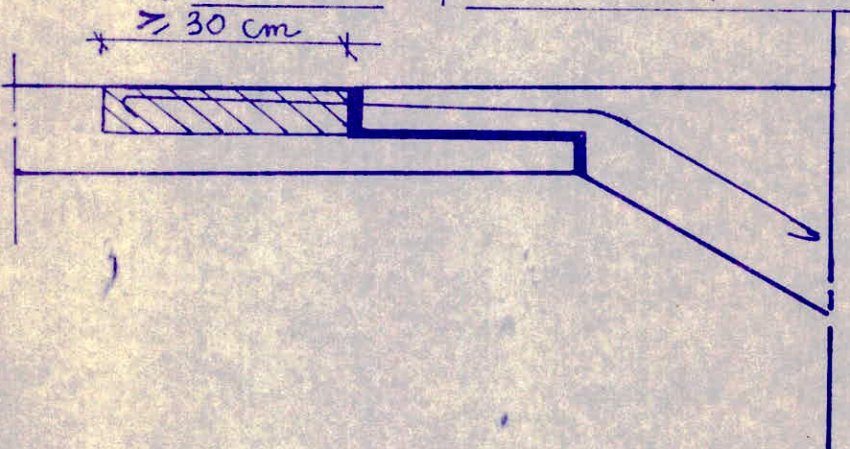
$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \times h} = \frac{100 \times 4,71}{2,58 \times 100} = 0,101$$

$$k = 27,8 ; \varepsilon = 0,8832 ; G_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2592,77 \cdot 100}{4,71 \cdot 0,8832 \cdot 23} \rightarrow$$

$$\rightarrow G_a = 2709,92 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$G'_b = \frac{G_a}{k} = \frac{2709,92}{27,8} = 97,48 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

3) Liaison paille - papier : (D'après C.T.C)



Les aciers de liaison devront être disposés au droit des cadres de la poutre palière et devront avoir



un diamètre supérieur à 8 mm. Ces aciers devront être totalement ancrés dans le chaînage coulé en place et dans la pailleuse préfabriquée.

Chaque liaison haute et basse sera calculée par une charge égale à 0,7 fois le poids total ( $G=4,25$ ) de la volée préfabriquée soit:  $q = (1261,13 \times 4,71) \times 0,7 =$   
 $q = 4157,95 \text{ kg/ml.}$

$$A = \frac{F}{\sigma_a}$$

avec  $F = q \times \text{embranchement.}$

$$F = 4157,95 \times 1,10 = 4573,74 \text{ Kg.}$$

on a donc:  $A = \frac{4573,74}{2800} = 1,63 \text{ cm}^2$

$$\text{soit } 4 \text{ H.A } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### 4) Armatures de transport:

Il faudra aussi prévoir des aciers de transport en 4 points de la pailleuse.

Ces aciers sont calculés à la traction simple:

$$N = \frac{1261,13 \times 1,10 \times 4,71}{4} = 1633,48 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{1633,48}{1670} = 0,98 \text{ cm}^2$$

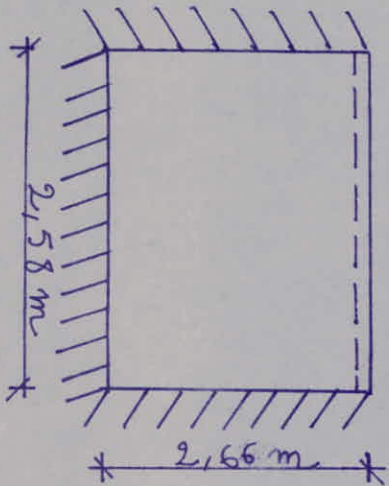
$$\text{soit } 4 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

. Ces armatures seront ancrées sur une distance égale à l'épaisseur de la pailleuse.



## I) CALCUL DU PALIER CENTRAL:

### Schema statique



le palier central qui vient au prolongement du plancher est appuyée sur (03) trois côtés et libre sur le quatrième. Nous donnons ci-dessus selon l'hermite (Résistance des matériaux) les formules de la plaque rectangulaire posée sur trois côtés et uniformément chargée :

- D'après le tableau (photocopie BELAZOUGUI. Cours de B. Armé TOME II)

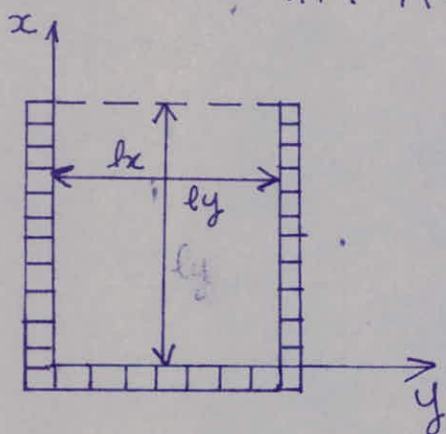
- Nous pouvons évaluer les moments sur le bord libre

$$M_y = \beta P l_y^2$$

- au centre de  $l_y$ :  $M_y = \beta_2 P l_y^2$

- au centre de  $l_x$ :  $M_x = \beta_1 P l_x^2$

Tableau  $\rightarrow (\beta, \beta_2, \beta_1) = f\left(\frac{l_x}{l_y}\right)$



$$l_x = 2,66 \text{ m}$$

$$l_y = 2,58 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,66}{2,58} = 1,03 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,112 \\ \beta_1 = 0,080 \\ \beta_2 = 0,039 \end{cases}$$



charge revenant au palier:

- Poids propre de la dalle :  $2500 \times 0,25 =$

- revêtement: 3 cm :  $2200 \times 0,03 = 66 \text{ kg/m}^2$

- surcharge d'exploitation P:  $250 \text{ kg/m}^2$

Soit  $G + 1,2 P = 691 + 1,2 \times 250 = \underline{991 \text{ kg/m}^2}$

les moments seront donc :  $p = 991 \text{ kg/m}^2$ .

a) sur le bord libre :  $M_y = \beta p l_y^2 = 0,112 \times 991 \times 2,58^2 = 738,81$

b) au centre :  $M_y = \beta_2 p l_y^2 = 0,039 \times 991 \times 2,58^2 = 257,26 \text{ kg.m}$

$M_x = \beta_1 p l_x^2 = 0,080 \times 991 \times 2,67^2 = 565,18 \text{ kg.m}$

- ferraillage:

suivant  $l_x$  :  $\mu = \frac{257,26 \times 15 \times 100}{2800 \cdot 23^2 \cdot 100} = 0,0026$

$\mu = 0,0026 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9783 \\ k = 2,15 \end{cases}$

$A = \frac{257,26 \cdot 100}{2800 \cdot 23 \cdot 0,9783} = 0,41 \text{ cm}^2$

suivant  $l_y$ :

$\mu = \frac{15 \cdot 565,18 \cdot 100}{2800 \cdot 23^2 \cdot 100} = 0,0057$

$\mu = 0,0057 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9677 \\ k = 1,40 \end{cases}$

$A = \frac{565,18 \cdot 100}{2800 \cdot 23 \cdot 0,9677} = 0,91 \text{ cm}^2$

On prendra 1.T.S 5x5 (200.200) , 0,98 cm<sup>2</sup>/ml , 0,98 cm<sup>2</sup>/ml .

Remarque: le bord libre a été renforcé par la poutre palier calculée pour reprendre un effort de 1446,96 kg.m > 738,81 kg.m, effort provoqué par l'aboutissement des volées sur le palier.

Ferraillage des appuis: On procédera au ferraillage des appuis avec le plus grand des moments suivants:

$$M_{ax} = 0,50 M_x = 0,50 \times 565,18 = 282,59 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ay} = 0,50 M_y = 0,50 \times 257,26 = 128,63 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Sont avec  $M_{ax} = 128,63 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot 282,59 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 23^2} = 0,0029$$

$$\mu = 0,0029 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9770 \\ \kappa = 202,5 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{282,59 \cdot 100}{2800 \cdot 23 \cdot 0,9770} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Sont 1.T.S (5x5)(200, 200) = 0,98 cm<sup>2</sup>/ml ; 0,98 cm<sup>2</sup>/ml.

## II) CALCUL DU PALIER INTERMÉDIAIRE:

1) Charge revenant au palier:

- Poids propre de la dalle:  $2500 \times 0,16 = 400 \text{ Kg/m}^2$

- revêtement 3 cm:  $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/m}^2$

- surcharge d'exploitation:  $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Sont  $G + 1,2 P = 466 + 1,2 \cdot 250 = 766 \text{ Kg/m}^2$

Le palier se calculera comme une poutre de longueur un mètre.

sous la charge  $q = 766 \text{ Kg/m}^2 \times 1^{\text{m}} = 766 \text{ Kg/ml}$ .

schéma statique:



2) Calcul des efforts:  $M_0 = q \frac{e^2}{8} = \frac{0,766 \times 2,58^2}{8} = 0,637 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

a) en travée:  $M_t = 0,80 M_0 = 0,80 \times 0,637 = 0,510 \text{ t}\cdot\text{m}$

sur appuis:  $M_a = 0,50 M_0 = 0,50 \times 0,637 = 0,319 \text{ t}\cdot\text{m}$

3) Ferraillage: en travée:  $\mu = \frac{15 \times 510 \cdot 100}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,0139$



$$\mu = 0,0139 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9476 \\ \kappa = 80,5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{510 \cdot 100}{2800 \cdot 14 \cdot 0,9476} = 1,37 \text{ cm}^2$$

armatures de répartition :

$$\frac{A_e}{4} \leq A_r \leq \frac{A_e}{2}$$

$$934 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 0,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 1. \text{ T.S } (5 \times 5) (140, 250) (1,37 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$\text{b) } \underline{\text{Sur appuis}} : M_a = 0,361 \rightarrow \mu = \frac{15 \times 361 \times 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0098$$

$$\mu = 0,0098 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9648 \\ \kappa = 127 \end{cases}$$

$$A = \frac{361 \cdot 100}{2800 \cdot 14 \cdot 0,9648} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 1. \text{ T.S } (5 \times 5) (200, 200) (0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

\* Poids propre :  $G = 0,46 \cdot 2,5 = 1,15 \text{ t/m}^2$

\* Surcharge :  $P = 0,100 \text{ t/ml}$  (appliquée horizontalement)

\* Surcharge pondérée :  $1,2 \cdot P = 0,120 \text{ t/ml}$

a) Moment à l'encastrement :

$$M = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \cdot 0,100 \cdot 0,46 = 0,055 \text{ t} \cdot \text{m}$$

b) Effort normal : Il sera donné par le poids propre :

$$N = 0,46 \cdot 0,14 \times 2,5 \cdot 1 = 0,161 \text{ t/ml}$$

c) Centre de pression :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,055 \text{ E5}}{0,161 \text{ E3}} = 34,16 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h \cdot t}{6} = 2,33 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  section partiellement comprimée

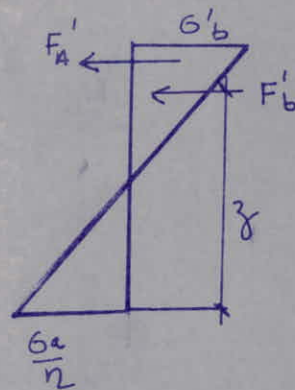
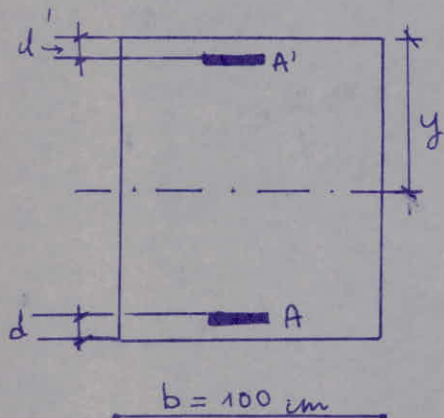
Nous utiliserons pour le calcul du ferrailage la méthode exposée par P. CHARRON (Méthode du  $m^t$  fictif en flexion simple)

II) Calcul du ferrailage :

données :  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ ,  $N = 0,161 \text{ t/ml}$

$M = 0,055 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$ ,  $n = 15$ ,  $b = 100 \text{ cm}$

Calcul du  $m^t$  par rapport aux aciers tendus :





soit  $f$  la distance entre le centre de pression et les aciers tendus .  $f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 34,16 + \frac{14}{2} - 2 = 39,16 \text{ cm}$

$$M = N \times f = 0,161 \times 0,3916 = 63 \text{ Kg.m/ml}$$

Calcul du  $m^t$  résistant du béton :

$$M_{rb} = F'_b \times z = \frac{1}{2} \sigma'_b y_b \cdot z = \frac{1}{2} \sigma'_b y_b (h - \frac{y}{3})$$

$$\text{or } y = \alpha h \Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \sigma'_b \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) b h^2$$

$$y = \alpha h \Rightarrow \alpha = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$$

$$y = \alpha h = 0,423 \cdot 12 = 5,01 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 5,01 \cdot 100 (12 - \frac{5,01}{3}) = 3,55 \cdot 10^5 \text{ Kgcm/ml}$$

$M_{rb} > M_{\text{fictif}}$  d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul du ferrailage : Méthode P. CHARON.

$$\mu = \frac{15 \cdot 63 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0023 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9778 \\ k = 210 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{63 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 0,9778} = 0,192 \text{ cm}^2$$

Section (en flexion composée) :  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$A = 0,192 - \frac{161}{2800} = 0,134 \text{ cm}^2$$

\* Section d'acier minimale relative à la condition de non-fragilité (Regt C.C.B.A 68) :

$$A_{\min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{5,9}{4,200} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} \text{ on adopte } A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ soit } \boxed{5T6/\text{ml} = 1,42 \text{ cm}^2}$$

avec  $e = 20 \text{ cm}$

espacement conformément aux règles C.C.B.A 68 Art 57.33.

$$t \leq (3h, 33 \text{ cm}) = (42 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

Nous devons prévoir également des armatures dites de peau, vu que les acrotères sont soumises aux intempéries. Ces armatures sont perpendiculaires aux armatures principales et ont pour rôle d'empêcher l'ouverture excessive des fissures

Sont: 5 H.A 6 filantes

\* Vérifications:

a) fissuration:  $K: 10^6$  fissuration préjudiciable

$$\eta = 1,6, \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{1,44}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0035 < 0,02 \quad (\text{pas de fissuration systématique})$$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{0,0035}{1 + 0,0035} = 902 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{6}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

La fissuration n'est pas à craindre.

b) Contraintes:

$$\text{acier: } \sigma_a = \frac{M_f}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{6300}{1,41 \cdot 0,9778 \cdot 12} = 380,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 380,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{380,79}{2,10} = 1,81 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

c) Effort tranchant:

Nous devons vérifier:  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_a}{Z}$

$$T + \frac{M}{Z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{5500}{0,875 \cdot 12} < 0$$

Donc la section d'armatures traversant la <sup>station</sup> d'encastement est totalement armée.



Vérification au séisme (R.P.A. Art. 3.3.9):

il faut vérifier que  $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p < 100 \text{ Kg/ml}$

Sous l'effet de l'action sismique l'anotère est soumise à un effort horizontal donné par la formule.

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

Z : est obtenue en faisant le rapport de la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coefficient A dans une zone III pour le même groupe d'usage.

I : doit être déterminé par le rapport du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur de A pour le groupe d'usage 2

$$\text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} Z \cdot I = 0,6 \\ C_p = 0,3 \\ G = 161 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$F_p = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 161 = 28,98 \text{ kg/ml} < 100 \text{ kg/ml}$$

Par conséquent il est inutile de procéder au ferrailage de l'anotère sous l'action sismique

- IX -

ETUDE DES

DEFORMATIONS



## Introduction :

Notre bâtiment étant contreventé par voiles porteurs ; en conséquence, il faut vérifier que les déformations horizontales dues au séisme ne risquent pas de destabiliser notre structure d'une part, d'autre part, il faut assurer aux occupants un certain confort (vis à vis de l'amplitude des oscillations, au dernier niveau surtout).

Etant donné le caractère exceptionnel du séisme, la notion de flèche est subjective. Par contre, ce sont les déplacements relatifs dans le plan horizontal qui seront significatifs. Les déplacements relatifs sont donnés par la formule suivante :

$$\delta_i = \frac{y_i - y_{i-1}}{h}, \text{ avec}$$

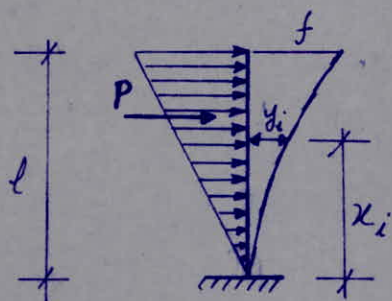
- $h$  : hauteur d'étage
- $y_i, y_{i-1}$  : fleches respectives aux niveaux  $i$  et  $i-1$ .

Pour l'étude des déformations proprement dits, nous ferons d'abord une étude en considérant une déformation d'ensemble du bâtiment, ensuite nous étudierons la déformation de deux voiles (un dans chaque sens), supposés isolés.

Par leurs grandes rigidités, ces voiles imposeront leurs déformations aux autres voiles moins rigides.

A) DEFORMATION D'ENSEMBLE DU BATIMENT :

Pour la détermination des fleches, on considerera le bâtiment comme une console soumise à une charge sismique triangulaire. L'aide-mémoire de R.D.M nous donne :



$$y_i = \frac{P \cdot x_i^2}{60EI l^2} (20l^3 - 10l^2 x_i + x_i^3)$$

Donc on aura :

\* Sens longitudinal: ( $I = 40,95 \text{ m}^4$ )

Niveau	$y_i (10^3 \text{ m})$	$\delta_i (10^3 \text{ m})$
9	8,52	0,50
8	7,07	0,44
7	5,81	0,43
6	4,56	0,42
5	3,34	0,39
4	2,20	0,36
3	1,17	0,17
2	0,68	0,17
1	0,18	0,063

\* Sens transversal: ( $I = 42,70 \text{ m}^4$ )

Niveau	$y_i (10^3 \text{ m})$	$b_i (10^3 \text{ m})$
9	8,16	0,48
8	6,77	0,42
7	5,57	0,42
6	4,37	0,42
5	3,20	0,40
4	2,11	0,38
3	1,12	0,34
2	0,65	0,16
1	0,17	0,060



- Vérification de la stabilité :

Le déplacement relatif le plus important se trouve au dernier niveau :  $\max \delta_i = \delta_g^{(L)} = 0,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  qui doit être inférieur au déplacement admissible préconisé par le R.P.A, soit :

$\Delta = 0,0075 h$  avec  $h$  : hauteur d'étage,

donc  $\Delta = 0,0075 \times 2,89 = 22 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  (pas de fissures).

on a bien :  $\delta_g^{(L)} < \Delta$ .

- Confort des occupants :

$$\max y_i = y_g^{(L)} = 8,52 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \frac{Z}{1000} = \frac{26,01}{1000} \approx 26 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

avec  $Z$  : hauteur du bâtiment.

Donc les deux critères précédents sont vérifiés.

B) DEFORMATIONS DES VOILES : (supposés isolés)

On applique la méthode des moments des aires dans le calcul de ces déformations qui est exposée dans "calcul pratique des ossatures en B.A" de A. FUENTES.

- Exposé de la méthode :

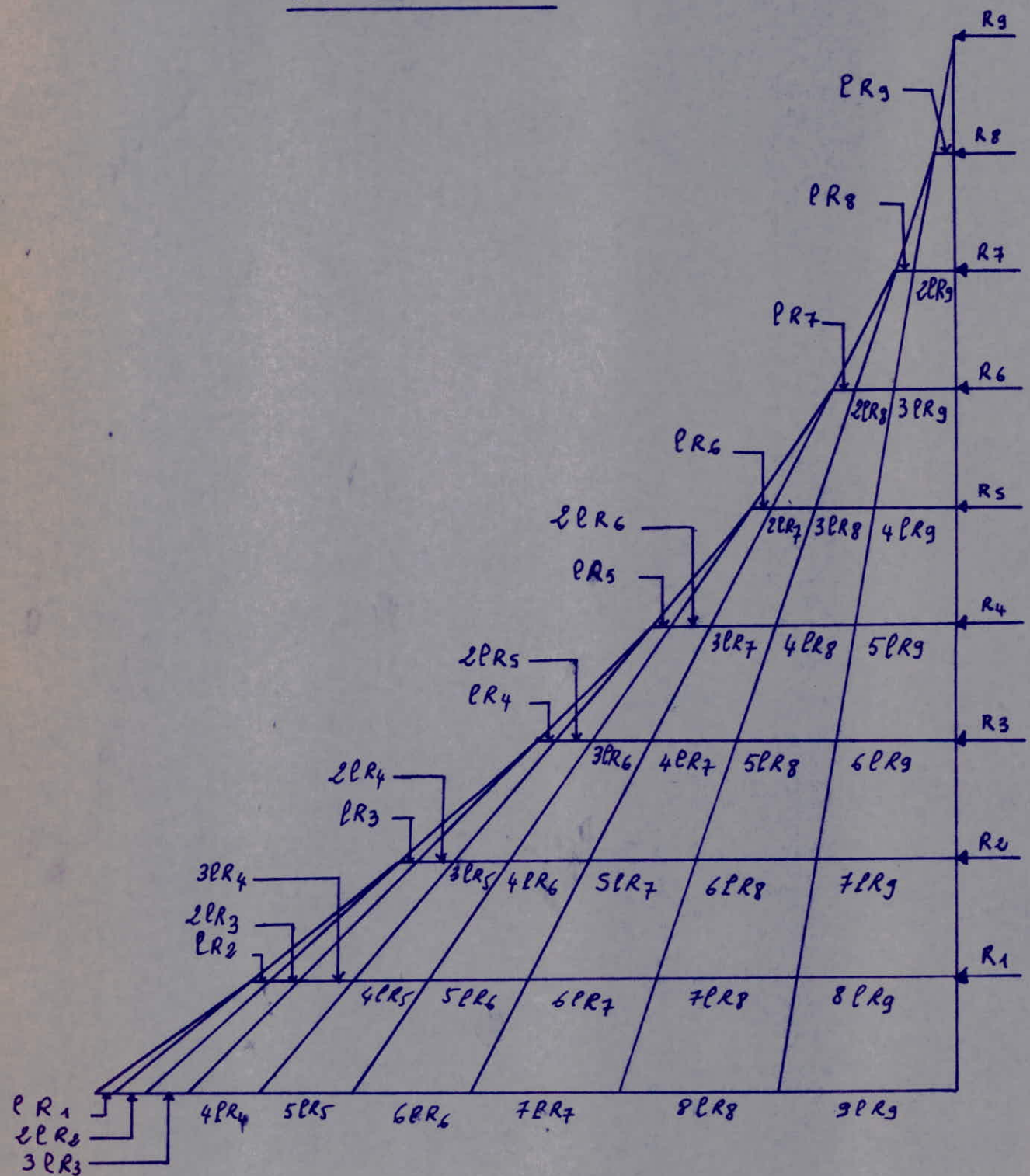
Soit un voile soumis à une série de forces horizontales  $R_1, R_2, \dots, R_g$  dont le diagramme des moments est donné ci-après ; et soient les flèches respectives  $y_1, y_2, \dots, y_g$  ; ces flèches seront calculées comme suivant :

$$y_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{-EI} ; \text{ la sommation sera étendue à tous les aires de moments situées au dessous du niveau } i.$$

$EI$  : rigidité du voile.

$d_i$  = distance du c.d.g de l'aire considérée au niveau  $i$ .

# DIAGRAMME DES MOMENTS





$\sqrt{01} \in V_{L_4}$  (Sens longitudinal)

$I = 9.24 \text{ m}^4 \rightarrow EI = 34.93 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$

$l = 2.89 \text{ m}$

NIVEAU (i)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$R_i [t]$	2.35	4.71	7.06	9.42	11.78	14.13	16.48	18.84	19.13

Tableau des moments:

									$\Sigma$	
$9LR_9$	$8LR_8$	$7LR_7$	$6LR_6$	$5LR_5$	$4LR_4$	$3LR_3$	$2LR_2$	$LR_1$		1885.88
497.57	435.58	333.39	245.01	170.22	108.89	61.21	27.22	6.79		
$8LR_9$	$7LR_8$	$6LR_7$	$5LR_6$	$4LR_5$	$3LR_4$	$2LR_3$	$LR_2$			1585.63
442.29	381.13	285.76	204.18	136.18	81.67	40.81	13.61			
$7LR_9$	$6LR_8$	$5LR_7$	$4LR_6$	$3LR_5$	$2LR_4$	$LR_3$				1292.13
386.99	326.68	238.14	163.34	102.13	54.45	20.40				
$6LR_9$	$5LR_8$	$4LR_7$	$3LR_6$	$2LR_5$	$LR_4$					1012.28
331.71	278.24	190.51	122.51	68.09	27.22					
$5LR_9$	$4LR_8$	$3LR_7$	$2LR_6$	$LR_5$						752.81
276.43	217.79	142.88	81.67	34.04						
$4LR_9$	$3LR_8$	$2LR_7$	$LR_6$							520.57
221.14	163.34	95.25	40.84							
$3LR_9$	$2LR_8$	$LR_7$								322.38
165.86	108.89	47.63								
$2LR_9$	$LR_8$									165.01
110.57	54.44									
$LR_9$										55.29
55.29										



VOILE  $V_{T6}$  (sens Transversal)

$I = 9.055 \text{ m}^4 \rightarrow EI = 34.22 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$   
 $l = 2.89 \text{ m}$

NIVEAU (L)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$R_i [t]$	1.96	3.91	5.87	7.82	9.78	11.74	13.69	15.65	15.88

Tableau des moments:

									$\Sigma$	
9LR <sub>9</sub>	8LR <sub>8</sub>	7LR <sub>7</sub>	6LR <sub>6</sub>	5LR <sub>5</sub>	4LR <sub>4</sub>	3LR <sub>3</sub>	2LR <sub>2</sub>	LR <sub>1</sub>		
413.04	361.83	276.95	203.57	141.32	90.40	50.89	22.60	5.66		1566.26
8LR <sub>9</sub>	7LR <sub>8</sub>	6LR <sub>7</sub>	5LR <sub>6</sub>	4LR <sub>5</sub>	3LR <sub>4</sub>	2LR <sub>3</sub>	LR <sub>2</sub>			
367.15	316.60	237.38	169.64	113.06	67.80	33.93	11.30			1316.86
7LR <sub>9</sub>	6LR <sub>8</sub>	5LR <sub>7</sub>	4LR <sub>6</sub>	3LR <sub>5</sub>	2LR <sub>4</sub>	LR <sub>3</sub>				
321.25	271.37	197.82	135.71	84.79	45.20	16.93				1073.07
6LR <sub>9</sub>	5LR <sub>8</sub>	4LR <sub>7</sub>	3LR <sub>6</sub>	2LR <sub>5</sub>	LR <sub>4</sub>					
275.36	226.14	158.26	101.79	56.53	22.60					840.68
5LR <sub>9</sub>	4LR <sub>8</sub>	3LR <sub>7</sub>	2LR <sub>6</sub>	LR <sub>5</sub>						
229.46	180.91	118.69	67.86	28.26						625.18
4LR <sub>9</sub>	3LR <sub>8</sub>	2LR <sub>7</sub>	LR <sub>6</sub>							
183.57	135.68	79.13	33.93							432.31
3LR <sub>9</sub>	2LR <sub>8</sub>	LR <sub>7</sub>								
137.68	90.46	39.56								267.70
2LR <sub>9</sub>	LR <sub>8</sub>									
91.78	45.23									137.01
LR <sub>9</sub>										
45.89										45.89



Exemple de calcul : ( $V_4$ )

\* Niveau 1 :

L'aire se trouvant au dessous du niveau 1 est un trapèze de grande base  $B = 1885,88 \text{ tm}$ ; de petite base  $b = 1585,63 \text{ tm}$  et de hauteur  $h = l = 2,89 \text{ m}$ .

Sa surface sera:  $S_1 = (1885,88 + 1585,63) \times \frac{2,89}{2} = 5016,33 \text{ t.m}^2$

la distance du c.d.G du trapèze au niveau 1 est :

$$d_1 = \frac{(2B+b)l}{3(B+b)} = \frac{2 \times 1885,88 + 1585,63}{3(1885,88 + 1585,63)} \times 2,89 = 1,49 \text{ m}$$

la flèche à ce niveau sera donc :

$$y_1 = \frac{\sum S_i d_i}{EI} = \frac{5016,33 \times 1,49}{34,93 \times 10^6} = 2,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Rightarrow \delta_1 = \frac{y_1 - 0}{l} = \frac{(2,14 - 0) \cdot 10^{-4}}{2,89} = 0,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

De même :

on décompose les surfaces au dessous du niveau 2 en :

\* 1 rectangle :  $S_1 = 1292,13 \times (2 \times 2,89) = 7468,51 \text{ t.m}^2$

$$d_1 = l = 2,89 \text{ m}$$

\* 1 triangle :  $S_2 = (1885,88 - 1292,13) \times \frac{2 \times 2,89}{2} = 1715,94 \text{ t.m}^2$

$$d_2 = \frac{2}{3} (2 \times 2,89) = 3,85 \text{ m}$$

$$\text{donc } y_2 = \frac{\sum S_i d_i}{EI} = \frac{7468,51 \times 2,89 + 1715,94 \times 3,85}{34,93 \cdot 10^6} = 8,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\text{d'où } \delta_2 = \frac{y_2 - y_1}{l} = \frac{(8,07 - 2,14) \cdot 10^{-4}}{2,89} = 2,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Nous résumerons les autres résultats dans les tableaux de la page suivante.

a) Sens Longitudinal : ( $V_{L4}$ )

NIVEAU	$y_i (10^4 m)$	$\delta_i (10^4 m)$
9	121.75	8.36
8	97.59	7.18
7	76.84	6.26
6	58.74	5.53
5	42.76	4.82
4	28.84	4.04
3	17.15	3.13
2	8.07	2.05
1	2.14	0.74

•  $\max. \delta_i = 8.36 \cdot 10^{-4} m < \Delta = 220 \cdot 10^{-4} m$

b) Sens transversal : ( $V_{T6}$ )

NIVEAU	$y_i (10^4 m)$	$\delta_i (10^4 m)$
9	101.07	6.92
8	81.07	5.96
7	63.83	5.20
6	48.80	4.60
5	35.50	4.00
4	23.94	3.35
3	14.26	2.62
2	6.70	1.70
1	1.78	0.62

•  $\max. \delta_i = 6.92 \cdot 10^{-4} m < \Delta = 220 \cdot 10^{-4} m$



- X -

FONDATIONS

- Règlement utilisé : D.T.U 13.1

- Contrainte admissible du sol de fondation : 16 ar.

### Introduction:

Le poids propre du bâtiment étant important,  $G = 4083 t$ .  
En premier lieu nous avons optés pour des semelles filantes  
mais les calculs nous ont donnés des largeurs de semelles  
très grandes (4,00 m) sous le voile le plus sollicité,  
d'où chevauchement de celles-ci, ce qui n'est pas  
réalisable dans la pratique.

Cette solution (semelles filantes) risque aussi de créer  
des désordres et des instabilités sous le bâtiment qu'il  
faudra pallier en utilisant de nombreuses poutres de  
redressement pour uniformiser les contraintes sous les  
différentes semelles et éviter les tassements différentiels.

Afin d'éviter tous ces inconvénients, en plus de la  
faible résistance du sol, il est tout indiqué d'utiliser  
un radier général qu'on supposera rigide, solution des  
plus acceptable, puisque celui-ci réduira notablement  
les tassements différentiels en plus du fait qu'il sera  
plus facilement réalisable dans la pratique.

- Nous avons fait en sorte de faire coïncider le c.d.c du  
radier avec le c.d.c du bâtiment afin d'éviter tout excentrement  
de l'effort vertical des charges provenant de la superstructure.

(Ce qui est préconisé par le D.T.U 13.1)



Ce qui nous conduira à avoir une réaction de sol la plus uniforme possible et de là diminuer le risque de tassement différentiel.

- Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont constitués par les voiles, et soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut, et égale à la réaction du terrain, diminuée du poids propre du radier.

- Le radier sera ancré à une profondeur de 1,00 m car la 1<sup>ère</sup> couche sableuse présente le plus de résistance (voir essai du pénétromètre statique). De plus, pour la résistance, elle (la 1<sup>ère</sup> couche sableuse) jouera l'"effet radier" en répartissant les contraintes dues à la superstructure, ce qui les diminuera en profondeur et réduira les tassements.

- Le radier sera posé sur une couche de béton de propreté dosé à  $150 \text{ Kg/cm}^2$  de ciment et de 10 cm d'épaisseur.

- Surface nécessaire du radier:

on a le poids total du bâtiment (pour combinaison du 1<sup>er</sup> genre)

$$N_I = G + 1,2P = 4767 \text{ t} \quad (P = 370,12 \text{ t})$$

$$\text{on doit avoir: } \sigma \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{N_I}{S_{\text{rad.}}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{\text{rad.}} \geq \frac{N_I}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\text{d'où } S_{\text{rad.}} \geq \frac{4767 \cdot 10^3}{1} = 4767 \text{ m}^2$$

$$\text{d'autre part la surf. du bâtiment est: } S_{\text{bat.}} = 18,99 \times 20,36 = 386,64 \text{ m}^2$$

nous prenons un radier carré de 22 m de côté ( $22 \times 22 = 484 \text{ m}^2$ ), et en faisant coïncider les c.d.g du radier et du bâtiment, nous aurons des débords différents à chaque côté du radier dont nous étudierons le plus important en console.

- Pression sous le radier:

En ne tenant pas compte du poids du radier, on aura:

$$P = \frac{N_I}{S_{\text{rad.}}} = \frac{4767}{484} = 9,85 \text{ t/m}^2 = 0,985 \text{ kg/cm}^2$$

- Prédimensionnement du radier:

On déterminera l'épaisseur du radier en fonction de la contrainte de cisaillement de la dalle du radier.

$$\text{on a: } \tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tel que: } T_{\text{max}} = P \cdot \frac{l_{\text{max}}}{2} \quad (\text{pour 1 bande de 1m de largeur})$$

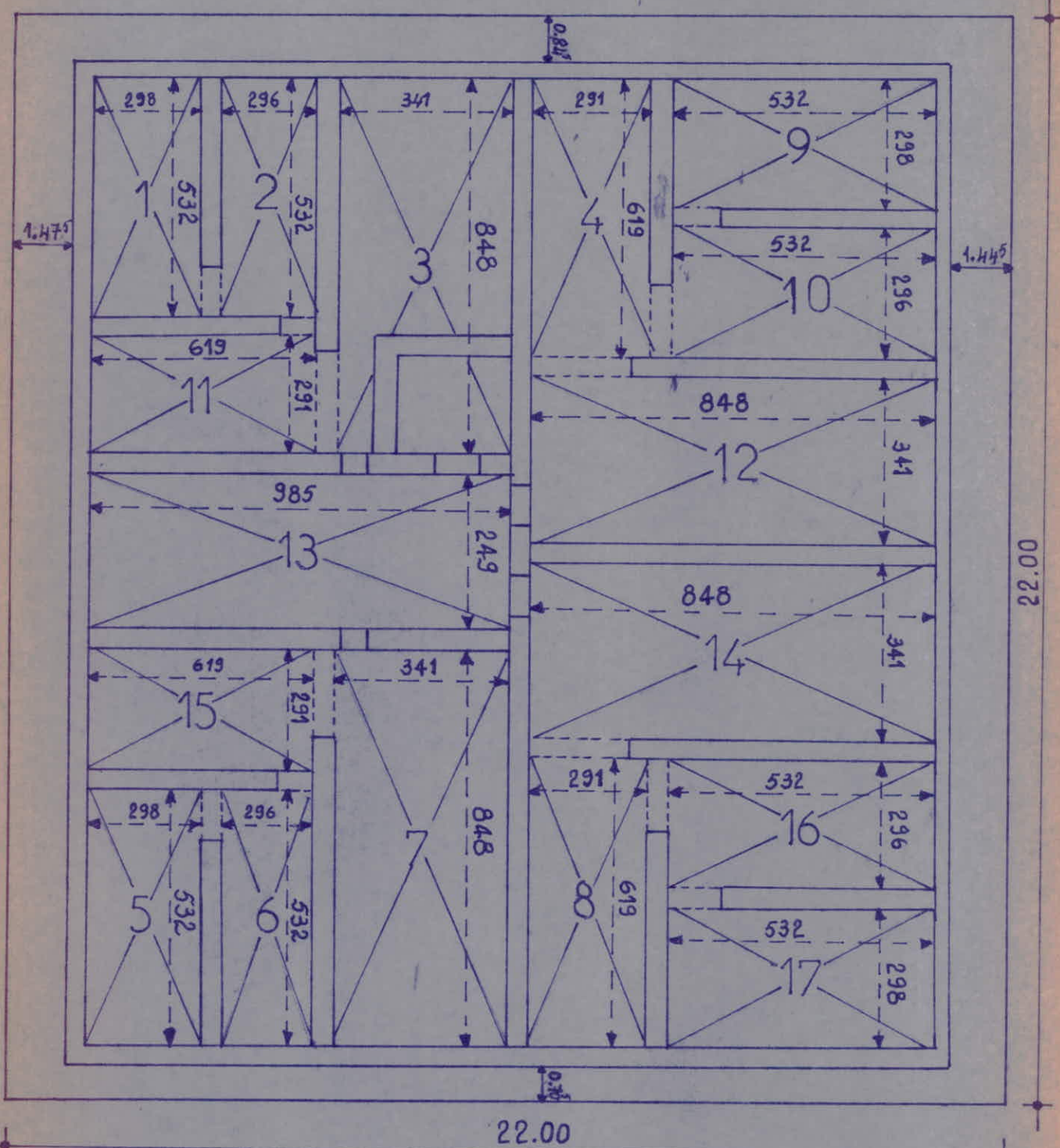
$l_{\text{max}}$ : plus grande distance entre deux voiles parallèles

dans le sens porteur du panneau de dalle,  $l_{\text{max}} = 3,50 \text{ m}$

$$\text{d'où } T_{\text{max}} = 9,85 \times \frac{3,50}{2} = 17,24 \text{ t}$$



# Identification des Panneaux du radier



$$\text{donc: } z \geq \frac{T_{\max}}{\tau_b \times b} = \frac{17,24 \cdot 10^3}{6,785 \cdot 10^2} = 25,41 \text{ cm.}$$

$$\text{aussi } z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8}{7} z \Rightarrow h = \frac{8}{7} \cdot 25,41 = 29,04 \text{ cm}$$

$$\text{prenons } h = 25 \text{ cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm.}$$

\* condition forfaitaire :

cette condition découle de la raideur du radier et postule

$$\text{que: } h_t \geq \frac{3,50}{10} = 35 \text{ cm} \quad (h_t \geq \frac{l_{\max}}{10})$$

finalement on prendra:  $h_t = 35 \text{ cm}$  et  $h = 30 \text{ cm}$ .

- Vérification de la contrainte du sol :

en tenant compte du poids du radier :

$$P_R = 0,35 \times 2,5 \times 484 = 423,5 \text{ t.}$$

Le poids total du bâtiment sera :

$$N'_I = N_I + P_R = 4767 + 423,5 = 5190 \text{ t}$$

$$\text{d'où la contrainte du sol: } P' = \frac{N'_I}{5} = \frac{5190 \cdot 10^3}{484} \approx 1 \text{ bar.}$$

- Vérification au poinçonnement :

Le voile le plus sollicité est  $V_{L4}$  sollicité par :  $G = 313,65 + 4,43$   
 $= 318,08 \text{ t}$

$$\text{et } P = 30,43 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \text{au ml on aura: } N_{V_{L4}} = \frac{318,08 + 1,2 \cdot 30,43}{8,85} = 40,07 \text{ t/ml}$$

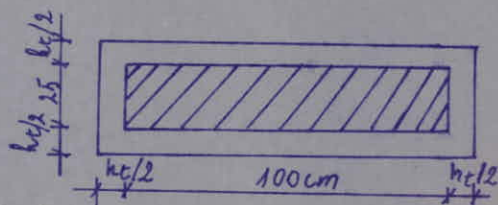
La condition de non-poinçonnement est :

$$1,5 \frac{N}{P_c \times h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,875 \text{ bars.}$$

.  $P_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.

$$P_c = 2[(100+35) + (25+35)] = 390 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,5 \frac{40,07 \cdot 10^3}{390 \times 35} = 4,4 \text{ bars} < \bar{\tau}_b$$



Donc le poinçonnement n'est pas à craindre.



- Vérification à la sous-pression :

on doit vérifier que le bâtiment ne se soulèvera pas sous l'effet de la pression hydrostatique :  $P \geq 1,5 \cdot S \cdot z$

$$P = G = 4083 \text{ t} > 1,5 \cdot 484 \cdot 1,00 = 726 \text{ t}$$

- Vérification de la stabilité du radier :

(sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre)

on doit vérifier la stabilité du radier sous l'effet conjugué du moment de renversement  $M$  et l'effort normal  $N_{II}$

$$N_{II} = G + P = 4083 + 570,12 = 4653,12 \text{ t}$$

$$P_R = 423,5 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N_{II} = 4653,12 + 423,5 = 5076,62 \text{ t}$$

Aussi on a :

• Moment transversal : (rotation autour de  $yy$ )

$$M_T = 7752,43 \text{ tm}$$

• Moment longitudinal : (rotation autour de  $xx$ )

$$M_L = M_T = 7752,43 \text{ tm}$$

A / Sens longitudinal :

Les contraintes sous le radier sont :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{II}}{S} \pm \frac{M_L \cdot v}{I}$$

$$\bullet I = I_x = I_y = 19521,33 \text{ m}^4$$

$$\bullet v = \frac{x_{rad}}{2} = 11 \text{ m}$$

$$\bullet S = S_{rad} = 484 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{5076,62 \cdot 10^3}{484 \cdot 10^4} \pm \frac{7752,43 \cdot 10^5 \cdot 11 \cdot 10^2}{19521,33 \cdot 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 1,49 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,61 \text{ "} \end{cases}$$

on doit vérifier :

a) la contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \times 1 = 1,33 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \times 1,49 + 0,61}{4} = 1,27 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \quad "$$

b) la contrainte max. :

$$\sigma_1 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s \Rightarrow \sigma_1 = 1,49 \text{ Kg/cm}^2 < 1,5 \text{ Kg/cm}^2 .$$

B/ Sens transversal :

Mêmes résultats que dans le sens longitudinal.

Donc la stabilité est assurée tant dans le sens longitudinal que transversal.

Charges à considérer dans le calcul du radier :

on détermine la réaction du sol sous le radier sans prendre en compte le poids du radier.

$$q_i = \sigma_i - \frac{\text{Poids du radier}}{\text{Surf. du radier}} = \sigma_i - \sigma_{\text{rad}} .$$

$$\sigma_{\text{rad}} = \frac{423,5 \cdot 10^3}{484 \cdot 10^4} = 0,0875 \text{ Kg/cm}^2 = 0,875 \text{ t/m}^2 .$$

\* Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre :

$$q_1 = \sigma_1 - \sigma_{\text{rad}} = 1,49 - 0,0875 = 1,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \sigma_2 - \sigma_{\text{rad}} = 0,61 - 0,0875 = 0,52 \quad "$$

qui sont les mêmes dans les 2 sens.

$$\text{on prendra : } q_{\text{II}} = \max(q_1, q_2) = 1,40 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

$$q_{\text{I}} = \frac{N_{\text{I}}}{S} = \frac{4767 \cdot 10^3}{484 \cdot 10^4} = 0,98 \text{ Kg/cm}^2 \quad \boxed{\phantom{0,98}}$$



• Sous  $SP_1$  :  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .

• "  $SP_2$  :  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{em} = 4200$  "

$\Rightarrow \frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = \frac{3}{2} = 1,5 > \frac{q_{II}}{q_I} = \frac{1,40}{0,98} = 1,43$ .

Donc selon le C.C.B.A 68, la contrainte du 1<sup>er</sup> genre est plus défavorable que celle du 2<sup>ème</sup> genre

En résumé, pour le calcul de notre radier, on utilisera les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} q = 0,98 \text{ Kg/cm}^2 = 9,8 \text{ t/m}^2 \text{ (charge uniformément répartie sous le radier)} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ h_t = 35 \text{ cm et } h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### - ETUDE DES PANNEAUX DE DALLES :

1) Ces panneaux sont uniformément chargés sur toutes leurs surfaces, d'intensité  $q [\text{t/m}^2]$ . En outre, ils reposent sur quatre côtés. Nous les calculerons par la méthode très simple exposée dans l'annexe A2 du C.C.B.A 68.

Soit une dalle reposant sur 4 côtés, de dimensions entre nus des appuis  $l_x$  et  $l_y$  ( $l_x \leq l_y$ ) et tel que :  $0,40 \leq l_x/l_y \leq 1$

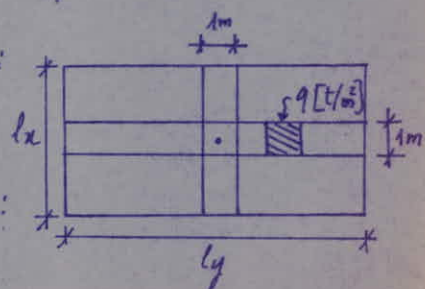
Considérons au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur. Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expressions :

\* dans le sens de la petite portée  $l_x$  :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

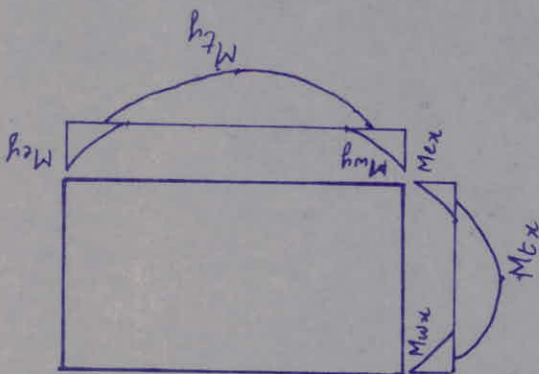
\* dans le sens de la grande portée  $l_y$  :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



- type I : (1, 9, 5, 17) →  $S_I = 0,56$
- " II : (2, 6, 16, 10) →  $S_{II} = 0,56$
- " III : (7, 3, 12, 14) →  $S_{III} = 0,40$
- " IV : (8, 15, 11, 11) →  $S_{IV} = 0,47$
- " V : (13) →  $S_V = 0,25$

- on a cinq types de panneaux :



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

tout en respectant l'égalité :

- En travée :  $M_{Tx} = 0,85 M_x$  et  $M_{Ty} = 0,85 M_y$
- sur appuis :  $M_{ax} = 0,75 M_x$  et  $M_{ay} = 0,75 M_y$

- on prend forfaitairement :

religuet à placer en travée.

Les spat du moment à placer sur les appuis continus et la

autres à simplement appuyés sur les côtés, suivie en estimant

On procède en fait en deux étapes, on étudie d'abord la dalle

dans la même annexe A2.

Les valeurs de  $M_x$  et de  $M_y$  sont données en fonction de  $S = \frac{L_x}{L_y}$



- Exemples de calcul:

\* Panneaux (7), (3), (12) et (14) : (type III)

$\beta = l_x / l_y = 341 / 848 = 0,402$  donc ces panneaux travaillent dans les deux sens.

Pour  $\beta = 0,402$  on a (Annexe A2) :  $\begin{cases} \mu_x = 0,1110 \\ \mu_y = 0,245 \end{cases}$

d'où :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,1110 \times 9,8 \times (3,41)^2 = 12,65 \text{ tm}$ .

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,245 \times 12,65 = 3,10 \text{ tm}.$$

• calcul de  $M_a$  et  $M_t$ :

1/ suivant  $l_x$  :  $M_{ax} = 0,75 M_x = 0,75 \times 12,65 = 9,49 \text{ tm}$ .

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 12,65 = 10,75 \text{ tm}.$$

2/ suivant  $l_y$  :  $M_{ay} = 0,75 M_y = 0,75 \times 3,10 = 2,33 \text{ tm}$ .

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,10 = 2,64 \text{ tm}.$$

• Ferraillage:

a/ Sur appuis suivant  $l_x$  et  $l_y$  : on prend  $M_{ax} = M_{ay} = 9,49 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{n \cdot M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 9,49 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 30^2} = 0,0565 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9010 \\ \kappa = 35,5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \times \varepsilon \times h} = \frac{9,49 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9010 \times 30} = 12,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rightarrow 8T14/\text{ml} \quad (e = 12,5 \text{ cm}).$$

$$\sigma_b^1 = \frac{2800}{35,5} = 78,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^1 = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

b/ En travée suivant  $l_x$  :  $M_{tx} = 10,75 \text{ tm}$ .

$$\mu = \frac{15 \times 10,75 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 30^2} = 0,0640 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8956 \\ \kappa = 32,9 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{10,75 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8956 \times 30} = 14,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7T16/\text{ml} \quad (e = 14 \text{ cm})$$

$$\sigma_b^1 = \frac{2800}{32,9} = 85,11 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^1.$$

4/ Ferraillage suivant  $l_y$  :

a/ sur appui : on prend  $A_y = A_x = 7T12/ml$  ( $e = 14\text{ cm}$ )

b/ en travée : (Armatures de répartition)

$$A_e/4 \leq A_x \leq A_e/2 \Rightarrow 2,26 \text{ cm}^2/ml \leq A_x \leq 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

on prendra : 5T10/ml ( $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

- Récapitulons tous les ferraillages dans le tableau suivant :

Panneau	APPUIS			Travée sens $l_x$			Travée sens $l_y$		
	$A_a$ ( $\text{cm}^2/ml$ )	Aad. (P.m)	$t$ (cm)	$A_{tx}$ ( $\text{cm}^2/ml$ )	Aad. (P.m)	$t$ (cm)	$A_{ty}$ ( $\text{cm}^2/ml$ )	Aad. (P.m)	$t$ (cm)
Type I et II	7,57	7T12	14	8,62	8T12	12,5	3,24	5T10	20
Type III	12,30	8T14	12,5	14,29	7T16	14	3,33	5T10	20
Type IV	8,18	8T12	12,5	9,21	6T14	17	2,71	4T10	25
Type V	7,37	7T12	14	8,39	8T12	12,5	3,92	5T10	20

- calcul et vérification des débords du radier :

Nous calculerons les débords comme des consoles renversées et soumises à des charges uniformes ( $q = 9,8 \text{ t/m}^2$ ).

Sur une bande de 1m de large, on aura :  $q = 9,8 \text{ t/ml}$

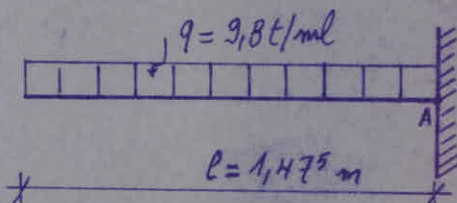
soit le débord le plus important de portée  $l = 1,475 \text{ m}$

• Le moment de flexion max. est :

$$M_A = - q l^2 / 2 = 9,8 \times 1,475^2 / 2 = 10,66 \text{ tm}$$

• L'effort tranchant max. est :

$$T_A = q \cdot l = 9,8 \times 1,475 = 14,46 \text{ t}$$





- calcul de  $M_{RB}$ :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,42 \Rightarrow \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$$

$$y = \bar{\alpha} \cdot h = 0,42 \times 30 = 12,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{RB} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_b' y \left( h - \frac{y}{3} \right) = \frac{1}{2} \cdot 100 \times 137 \times 12,6 \left( 30 - \frac{12,6}{3} \right) = 22,27 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} > M = 10,66 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

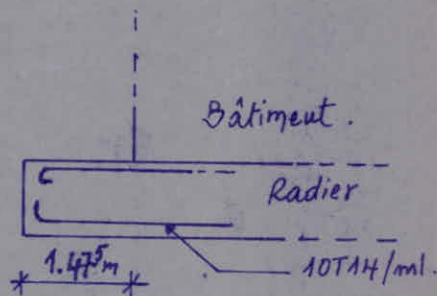
$$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{10,66 \cdot 10^5}{0,86 \times 30 \times 2800} = 14,76 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 10T14/\text{ml} \quad (e = 10 \text{ cm})$$

- Condition de non-fragilité:

$$A \gg 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 0,69 \cdot 100 \times 30 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,91 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{vérifiée})$$

- Vérification à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{14,46 \cdot 10^3}{100 \times 0,875 \times 30} = 5,508 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b' = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$



### - Calcul des tassements :

Pour le calcul des tassements, nous utiliserons la méthode exposée dans le livre de G. Philipponnat (Chap. XII. p: 280), que nous résumerons très brièvement ci-dessous :

Le tassement  $\Delta S$  de la couche d'épaisseur  $H_i$  est :

$$\Delta S = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad , \text{ avec :}$$

$\Delta e$  : la variation d'indice des vides :  $\Delta e = e_0 - e_1$

$e_0$  et  $e_1$  sont déduits de la courbe oedométrique du sol considéré, de telle manière que :

\* à  $\sigma_0$  correspond  $e_0$ . ( $\sigma_0$  : pression des terres à l'état initial).

\* à  $\sigma_1$  "  $e_1$ . ( $\sigma_1$  : " à l'état final après construction).

1°/ 1<sup>ère</sup> couche : (Sable fin)

$$m = \eta = \frac{a}{z_1} = \frac{1,6}{z_1} \quad , \quad z_1 = 2,75 - 1,00 + 0,35 = 2,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow m = \eta = \frac{1,6}{2,10} = 5,234 \rightarrow (\text{abaque cours M.D.S II}) \quad K = 0,25$$

(cas de charge uniformément répartie)

$$\text{d'où } \Delta \sigma = 4Kq = 4 \times 0,25 \times 0,98 = 0,98 \text{ bar (concentrée au c.d. de du radier)}$$

$$\sigma_0 = \gamma_d \cdot h + \gamma_r \cdot (D - h) = 1,38 \times 1,90 + 1,83 \times 0,85 = 0,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \sigma_0 + \Delta \sigma = 0,42 + 0,98 = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \sigma_0 = 0,42 \rightarrow e_0 = 0,992 \\ \sigma_1 = 1,46 \rightarrow e_1 = 0,930 \end{array} \Rightarrow \Delta e = e_0 - e_1 = 0,062$$

$$\Rightarrow \Delta S_1 = H_1 \times \frac{\Delta e}{1 + e_0} = 2,75 \times \frac{0,062}{1,992} = 8,5 \text{ cm}$$

2°/ 2<sup>ème</sup> couche : (Argile sableuse)

$$z_2 = z_1 + 2,25 = 4,35 \text{ m}$$



$$m = \eta = \frac{11}{4,35} = 2,53 \rightarrow \text{Abaque : } k = 0,238$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma = 4kq = 4 \times 0,238 \times 0,98 = 0,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_0 = 1,38 \times 1,90 + 1,83 \times 0,85 + 1,82 \times 2,25 = 0,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma = 0,83 + 0,93 = 1,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \sigma_0 = 0,83b \rightarrow e_0 = 0,890 \\ \sigma_1 = 1,76b \rightarrow e_1 = 0,835 \end{array} \Rightarrow \Delta e = 0,055$$

$$\Rightarrow \Delta S_2 = H_2 \times \frac{\Delta e}{e_0 + 1} = 225 \times \frac{0,055}{1,89} = 6,55 \text{ cm}$$

3<sup>o</sup> 3<sup>eme</sup> couche : (sable fin)

$$z_3 = z_2 + 1 = 5,35 \text{ m} ; m = \eta = \frac{11}{5,35} = 2,06 \rightarrow k = 0,23$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma = 4kq = 4 \times 0,23 \times 0,98 = 0,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_0 = 0,83 + 2,06 \times 1 \cdot 10^1 = 1,04 \text{ Kg/cm}^2$$

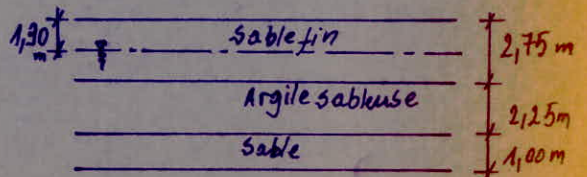
$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma = 1,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \sigma_0 = 1,04b \rightarrow e_0 = 0,553 \\ \sigma_1 = 1,94b \rightarrow e_1 = 0,525 \end{array} \Rightarrow \Delta e = 0,028$$

$$\Rightarrow \Delta S_3 = H_3 \times \frac{\Delta e}{e_0 + 1} = 100 \times \frac{0,028}{1,553} = 1,8 \text{ cm}$$

D'où le tassement total :

$\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 = 16,80 \text{ cm}$  qui est tolérable si on se réfère aux tassements admissibles qui sont de l'ordre de  $(8 \div 30) \text{ cm}$  pour les radiers (d'après le tableau de Polshin et Tokas).



## Références

- Réf. 1: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en B.A. (C.C.B.A 68).
- Réf. 2: Règles parasismiques algériennes 1981 (version 83).
- Réf. 3: Calcul pratique des tours en B.A - M. DIVER.
- Réf. 4: Calcul et vérification des ouvrages en B.A - P. CHARON.
- Réf. 5: Tables pour le calcul des dalles - R. BARES.
- Réf. 6: Contreventement des bâtiments - M. ALBIGES et GOULET.
- Réf. 7: Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A - A. FUENTES.
- Réf. 8: Aide-mémoire "Béton armé" - V. DAVIDOVICI.
- PETROVICI - UNIVERSITÉ D'ALGER. (Réf. 9)
- Réf. 10: D.T.U 13.1 - (Fondations superficielles).
- Réf. 11: Cours de Béton III -
- Réf. 12: Fondations et ouvrages en terre - G. PHILIPPONNAT.
- Réf. 13: Cours Pratique de mécanique des sols - J. COSTET et G. SANGLERAT.



