

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

Lex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Genie - civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

# HOTEL R+5

AVEC 2 SOUS-SOLS

300 LITS

(VOILES + PORTIQUES)

Proposé par : E.N.E.T

Etudié par :  
— BOUARAOUA  
Hamida  
-- ISSAAD  
Houria

Dirigé par : M. ZOUKH

PROMOTION : JUIN 86

1850  
1851  
1852  
1853  
1854  
1855  
1856  
1857  
1858  
1859  
1860

1861  
1862  
1863  
1864  
1865  
1866  
1867  
1868  
1869  
1870





## REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs M<sup>l</sup> M. ZOUKH et M<sup>l</sup> C. CHERCHAL pour l'aide qu'ils nous ont apportée.

Nos remerciements à M<sup>me</sup> CHIKH, M<sup>l</sup> HAMOUTENE, M<sup>l</sup> BIOD et à M<sup>l</sup> RILI. Et tous ceux qui nous ont été d'une aide précieuse.

Nos remerciements à tout le personnel de la division Betou (E.N.E.T)

Nos respects pour tous les membres du jury.

## DEDICACES

A ma regrettée mère que Dieu lui accorde  
toute sa mesiricorde  
A mon père qui m'a été d'une aide inestimable  
A ma marâtre  
A mes frères et sœurs.  
A mes amis (ies)

Hamida.

A mes parents  
A mes frères et sœurs et tous ceux qui me sont  
chers.

Houria.

## - SOMMAIRE -

### chapitre 0 Introduction

- \_Présentation et Description de L'Ouvrage -1-
- \_Sollicitation Pondérée -3-
- \_Charges et Surcharges -4-
- \_Caractéristiques mécaniques et Contraintes admissibles des matériaux constituant le B.A. -9-

### chapitre 1 Calcul des éléments

- \_Acrotère -16-
- \_Galerie technique -19-
- \_Escaliers -22-
- \_Les Planchers -37-

### chapitre 2 Calcul des charges verticales

- \_Portiques -50-
- \_Voiles -62-

### chapitre 3 Etude au seisme

- \_Détermination des valeurs propres et des modes propres de la structure -66-
- \_Calcul des charges horizontales -81-

### chapitre 4 Superposition des sollicitation -119-

### chapitre 5 Ferrailage des portiques

- \_Poutres -134-
- \_Poteaux -148-
- \_Voiles -158-

### chapitre 6 Calcul des fondations

- \_Fondations -159-
- \_Longrines -166-
- \_Voile périphérique -167-

# CHAPITRE . 0



INTRODUCTION



## PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Utilité: Hotel touristique R+5 + 2 S. Sol.

Structure: - Batiment composé de 5 blocs séparés par des joints de dilatation de 2 cm.

- ossature autostable contreventée par des voiles dans le sens transversal et des portiques dans le sens longitudinal.

- le RDC est contreventé dans les 2 directions par des portiques.

Dimensions: - longueur totale : 77,36 m fractionnée en 4 partie par 3 joints

- longueur totale : 33,47 m bloc d'entrée incliné (13,42 m)

- hauteur totale : 22,70 m acrotère incliné

- hauteur d'étage : 3,20 m

- hauteur R.D.C : 5,10 m

Modalités architecturales:

La structure a la forme d'une "S" (voir plan de masse) dont le rayon de courbure dans les 2 sens imposé par l'architecte est  $R = 64,75$  m.

Constitution des planchers:

- Étage courant : corps creux (16+4) cm.

- RDC + 2 S Sol : dalle en B.A. 16 cm.

Façades:

Constituées par des voiles dans le sens transversal.

et de la maçonnerie de la sens longitudinal.

Classement :

groupe d'usage 2.

Implantation :

Dum - El. Boughe, Région classée en zone I vis.à. vis du séisme.

Sol :

- Epaisseur des terres végétales de ?
  - type de fondations : semelles superficielles
  - Taux de travail admissible du sol :  $\bar{\sigma}_s \leq ?$
- soit une profondeur d'ancrage de 2 m ?

## SOLLICITATIONS PONDEREES

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique et à la résistance et à la "stabilité" de forme on prend en compte les sollicitations dites sollicitations totales pondérées définies ci-dessous.

- Sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre:  $S_1$

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

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

- Sollicitations totales pondérées du second genre:  $S_2$

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

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

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

$$\gamma_w = 1,10 - 0,95 \cdot P_g^{\max} \text{ dans le cas ou } P_g^{\max} < 0,2 G$$

$$\gamma_w = 1 \text{ dans le cas contraire.}$$

SI : sollicitation due au seisme.

$P_g^{\max}$  : sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation.

G : sollicitation due à la charge permanente

P : sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique.

V : sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

W : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

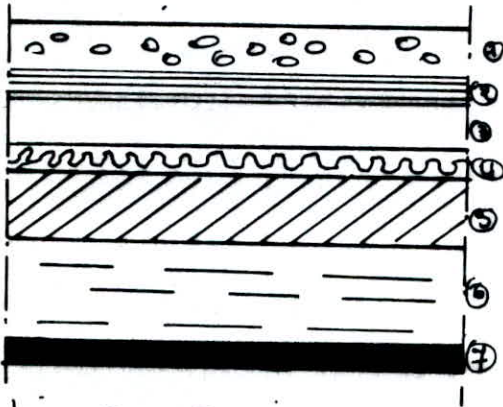
T : sollicitation due aux effets de la température et du retrait.



# CHARGES ET SURCHARGES (déscente de charge)

## 1. charges permanentes :

### • Plancher terrasse

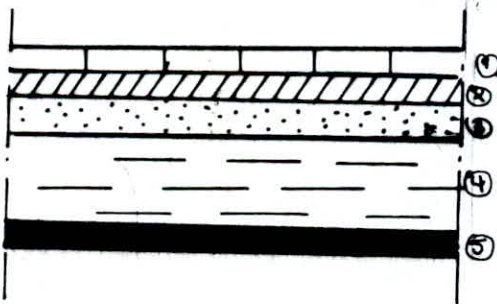


1. protection par gravier	90 kg/m <sup>2</sup>
2. étanchéité	10 kg/m <sup>2</sup>
3. liège	16 "
4. forme de pente	110 "
5. pare-vapeur	5 "
6. Plancher-dalle (16cm)	400 "
7. Enduit plâtre	30 "

$G = 661 \text{ kg/m}^2$

$$G = 661 \text{ kg/m}^2$$

### • Plancher niveau courgout, R.D.C et Sous. Sol. :



1. carrelage (2cm)	44 kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose (2cm)	40 "
3. - sable	34 "
4. Dalle pleine (16cm)	400 "
5. plâtre	30 "
cloison	75

$G = 623 \text{ kg/m}^2$

### • Galerie technique :

- dalle pleine  $0.12 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$

- enduit  $18 \text{ kg/m}^2$

$G = 318 \text{ kg/m}^2$

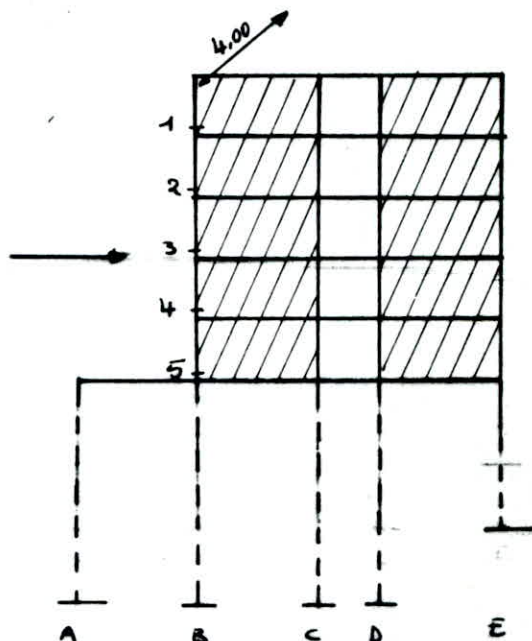
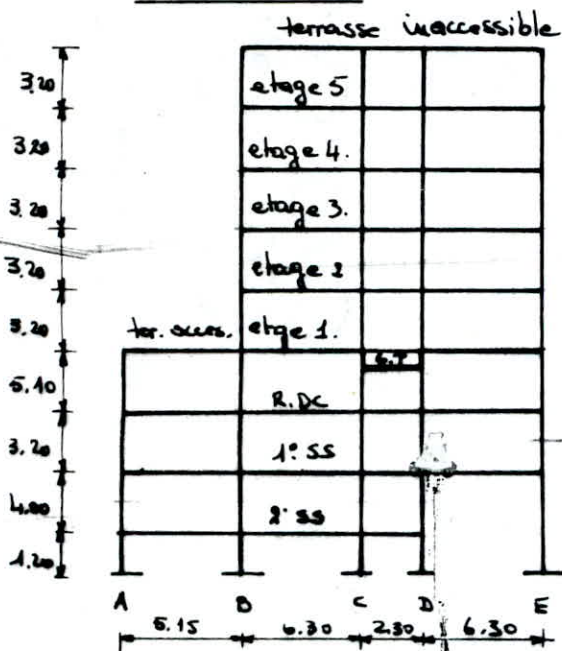


2. Combinaison des charges et surcharges :

Plancher	G kg/m <sup>2</sup>	P kg/m <sup>2</sup>	G + 1,2 P	2 G	G + 0,5 P
terrasse inaccessible	661	100	781	1322	711
terrasse accessible	661	250	961	1322	786
etage courant + N.R.D.C + S. Sol	623	250	923	1246	748
bas R.D.C	623	500	1223	1246	873
Galerie technique	318	100	438		368

3. Descente de charge :

- Calcul des voiles :



- Charges permanentes :

plancher terrasse inaccessible : 661 kg/m<sup>2</sup>

Acrotère : 43 "

$$G = 704 \text{ kg/m}^2$$

Plancher courant :

voile en B.A 0,15 x 2500 x 3,2 : 1200 kg/m

Eucalipt 30 x 3,20 : 96 "

$$1296 \text{ "}$$

- Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations sont définies précédemment pour les différents types de planchers.

- Verification aux sollicitations du 1er genre (SP1):

$S = 7,00 \times 4,00 = 28 \text{ m}^2$ .

- Lvoile = 7,00 m.
- portée plancher : 4,00 m.
- hauteur étage : 3,20 m.

Charges verticales totales G+1,2P.

niveau	charge par m <sup>2</sup>			charge par voile		Total (+)
	G (+)	1,2P (+)	G+1,2P=T	T x S	voile G x L (+)	
1	0.704	0.12	0.824	23.072	9.07	32.14
2	0.623	0.30	0.923	25.844	"	34.914
3	0.623	"	"	"	"	"
4	0.623	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"
						171.796

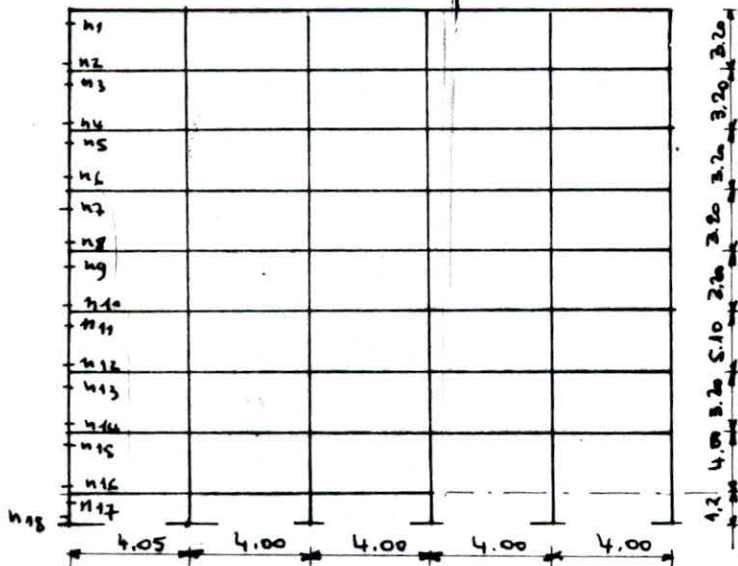
donc  $Q = 172 \text{ t.}$

$q_b = \frac{172 \text{ t}}{700.15} = 16.38 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 82.6 \text{ kg/cm}^2$ .

- Calcul des poteaux:

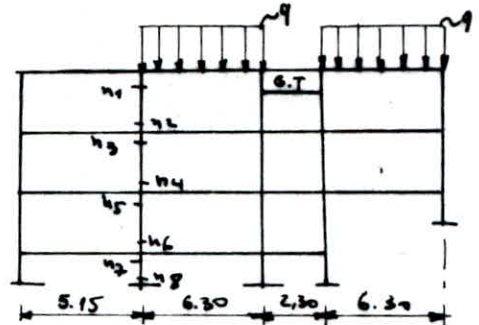
sous longitudinal (portique B)

- sous transversal (tous les portiques).



$q = \frac{Q}{7} = \frac{172}{7} = 24.57 \text{ t/ml.}$

$q = 25 \text{ t/ml.}$



file	Φ	nu.	charge (t)	section cm x cm
A		n <sub>1</sub>	10.63	30 x 30
		n <sub>2</sub>	11.78	30 x 30
		n <sub>3</sub>	25.30	30 x 30
		n <sub>4</sub>	26.02	"
		n <sub>5</sub>	36.23	"
		n <sub>6</sub>	57.13	"
		n <sub>7</sub>	47.34	"
		Φ <sub>A</sub>	48t	n <sub>8</sub>
B E	Φ <sub>E</sub> = 163	n <sub>1</sub>	109.09	70 x 30
		n <sub>2</sub>	111.77	"
		n <sub>3</sub>	139.82	"
		n <sub>4</sub>	141.5	"
		n <sub>5</sub>	162.68	"
		n <sub>6</sub>	165.68	80 x 30
		n <sub>7</sub>	186.25	80 x 30
		Φ <sub>B</sub>	187t	n <sub>8</sub>
C et D		n <sub>1</sub>	103.31	70 x 30
		n <sub>2</sub>	105.03	"
		n <sub>3</sub>	134.04	"
		n <sub>4</sub>	135.72	"
		n <sub>5</sub>	156.98	"
		n <sub>6</sub>	159.30	80 x 30
		n <sub>7</sub>	180.47	"
		Φ <sub>D</sub>	182t	n <sub>8</sub>

file	nu.	charge (t)	section cm x cm.
file 7 la plus sollicitée.	n <sub>1</sub>	10.24	30 x 30
	n <sub>2</sub>	11.66	"
	n <sub>3</sub>	24.58	"
	n <sub>4</sub>	25.30	"
	n <sub>5</sub>	38.22	"
	n <sub>6</sub>	38.94	"
	n <sub>7</sub>	51.86	"
	n <sub>8</sub>	52.58	"
	n <sub>9</sub>	65.51	"
	n <sub>10</sub>	66.22	"
	n <sub>11</sub>	79.15	"
	n <sub>12</sub>	81.83	"
	n <sub>13</sub>	111.18	"
	n <sub>14</sub>	112.86	30 x 70
	n <sub>15</sub>	135.00	
	n <sub>16</sub>	137.41	30 x 80
	n <sub>17</sub>	159.56	
	n <sub>18</sub>	160.28	30 x 80
		Φ = 161t	

Prédimensionnement des Poutres :

- sous longitudinal (portique B, C, D et E)

b = 30cm (même dimension que le poteau).



$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{4.12}{15} \leq h_t \leq \frac{4.12}{10}$$

$$27.46 \leq h_t \leq 41.2$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

ou adopte des poutres de dimensions 30 x 100 et ce pour la reprise des efforts horizontaux dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (bas R.D.C + S. sol)

$$\frac{5.60}{15} \leq h_t \leq \frac{5.60}{10}$$

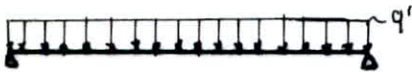
$$37.33 \leq h_t \leq 56$$

$$h_t = 50$$

30 x 50.

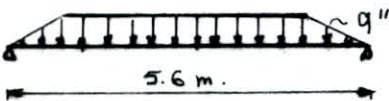
- haut R.D.C (sens transversal):

$$h_t = K_H \cdot \sqrt{M/b} + 2 \text{ cm.}$$



$$q' = 6.48 \text{ t/ml.}$$

$$q'' = 10.12 \text{ t/ml}$$



$$K_H = K_H \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \times 82.62 = 165 \text{ kg/cm}^2 \text{ (162 bars)} \end{cases}$$

tableau  $\rightarrow K_H = 0.18.$

$$h_t = 100 \text{ cm}$$

30 x 100

- sens longitudinal: (portique B et E)

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{4.12}{15} \leq h_t \leq \frac{4.12}{10}$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

30 x 50.



## CARACTERISTIQUES MECANQUES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE B.A

### Beton:

Beton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment C.P.A 325 contrôlé strictement.

Composition du béton par  $\text{m}^3$ :

- 800 l de gravillon
- 400 l de sable propre.
- 350 kg de C.P.A 325
- 175 l d'eau.

Les caractéristiques mécaniques du béton seront définies par :

- Sa résistance nominale de compression à l'âge de 28 j  
 $\sigma_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275,4 \text{ kg/cm}^2$
- Sa résistance nominale de traction à l'âge de 28 j  
 $\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$ .

Contrainte admissible du béton en compression:

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

$$\alpha = 1 \quad (\text{C.P.A 325})$$

$$\beta = 1 \quad (\text{contrôle strict})$$

$$\gamma = 1 \quad h_m > 4 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,3 \quad (\text{compression simple})$$

$$\delta = 0,6 \quad (\text{flexion simple, flexion composée lorsque l'effort normal est une traction}).$$

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

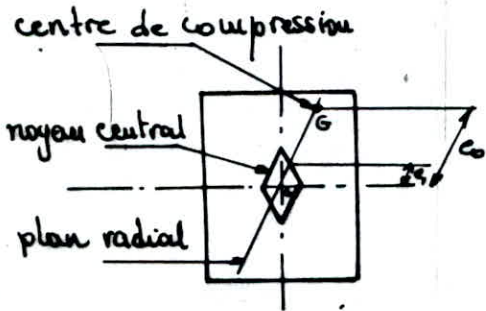


Figure représentant une section rectangulaire dissymétriquement chargée.

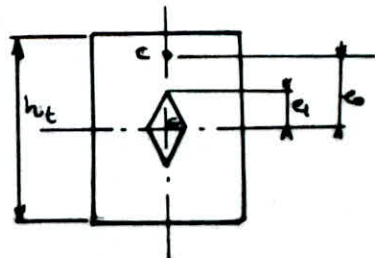


Figure représentant une section rectangulaire symétriquement chargée.

avec :

$e_0$  = excentricité de la force extérieure appliquée sur  $P$  par rapport au C.d.g de la section totale du béton seul  
 $e_1$  : la distance mesurée  $Gc$  du C.d.g à la limite du noyau central.

$c$  : le centre de pression définit par le point de passage dans la section de la résultante des forces extérieures du noyau central et la partie de la section à l'intérieure de laquelle doit se trouver le centre de pression, pour que la section soit entièrement comprimée  
 $\epsilon = 1$  (Compression simple quelque soit la forme de la section ; flexion simple pour une section rectangulaire).

$0,5 \leq \epsilon \leq 1$  ( autres cas. )

Valeurs des contraintes admissibles :

•  Compression simple :

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.1.1.0,3.1.270 = 81 \text{ bars}$   
 $= 82,6 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5.81 = 121,5 \text{ bars}$   
 $= 123,9 \text{ kg/cm}^2$

• flexion simple et flexion composée avec traction :

1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_b = 1.1.1.0,6 \cdot \epsilon \cdot 270 = 162 \cdot \epsilon \text{ bars}$   
 $= 165,24 \cdot \epsilon \text{ kg/cm}^2$

2<sup>eme</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_b = 243 \cdot \epsilon \text{ bars} = 247,86 \cdot \epsilon \text{ kg/cm}^2$

• Contrainte de traction de référence :

Comme par mesure de sécurité, le béton tendu est négligé, cette contrainte est appelée de référence et non admissible car elle peut être dépassée sous certaines sollicitations.

La contrainte de traction de référence du béton désignée par  $\bar{\sigma}_b$  est égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  ayant les mêmes significations que précédemment et :

$$\theta = 0,018 + \frac{21}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{21}{270} = 0,02578$$

sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,02578 \cdot 270 = 6,96 \text{ bars}$   
 $= 7,1 \text{ kg/cm}^2$

sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 6,96 = 10,44 \text{ bars}$   
 $= 10,65 \text{ kg/cm}^2$

• Module de déformation

- sous des contraintes normales dues à des charges rapidement variables (ex: séisme) dont la durée d'application ne dépasse pas 24 heures.

$$E_i = 21000 \cdot \sqrt{\sigma'_j} \text{ bars.}$$

- sous des contraintes permanentes dues à des charges appliquées durant une longue durée (supérieure à 24 heures).



$$E_v = 7000 \cdot \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{bars})$$

$E_i$  : module de deformation instantanée en bars

$E_v$  : module de deformation différée en (bars)

$\sigma_j'$  : résistance du béton à l'âge de  $j$  jours (bars)

Pour les grandes valeurs de  $j$ :

$$\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}' \quad (\text{C.P.A 325})$$

$$\sigma_j' = 1,1 \sigma_{28}' \quad (\text{classe supérieure}).$$

donc :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 21000 \cdot \sqrt{1,2 \sigma_{28}'} = 21000 \cdot \sqrt{324} \\ = 3,78 \cdot 10^5 \text{ (bars)}$$

$$E_v = 7000 \cdot \sqrt{\sigma_j'} = 7000 \cdot \sqrt{1,2 \sigma_{28}'} = 1,26 \cdot 10^5 \text{ (bars)}$$

Aciers :

armatures longitudinales :

• Aciers haute adhérence (H.A) nuance Fe E 40

barres de diamètre  $\phi \leq 20$  :  $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

barres de diamètre  $\phi > 20$  :  $\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

contraintes admissibles :

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \begin{cases} 2747 \text{ bars} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ 2614 \text{ bars} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = \begin{cases} 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

• Aciers doux (barres lisses) nuance Fe E 24

$$\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

contraintes admissibles :

- La traction :

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1567 \text{ bars} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$



- de compression:

pour  $\sigma_{eu} < 3340$  bars  $\rightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} \cdot \frac{\sigma_{eu}}{3340}$

1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 \cdot \frac{2350}{3340} = 1126 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>eme</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = 1 \cdot 2400 \cdot \frac{2350}{3340} = 1689 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales:

la contrainte de traction admissible est désignée par:

$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{eu}$        $\sigma_{eu}$ : limite d'élasticité nominale

• Armatures perpendiculaires à la ligne moyenne:

$\beta_{at} = \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\sigma_{ed}}{3 \cdot \bar{\sigma}_b} \end{array} \right.$  si la section ne  
supporte pas de reprise  
de betouage.

$\beta_{at} = \frac{2}{3}$

avec reprise de betouage:

• Armatures inclinées sur la ligne moyenne:

$\beta_{at} = \frac{2}{3}$ .

Dans le cas de reprise de betouage on aura :

Acier à haute adhérence:

1<sup>er</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{eu} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 16 \\ \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{eu} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20 \end{array} \right.$

2<sup>eme</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{eu} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20. \end{array} \right.$

Acier doux:

1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>eme</sup> genre :  $\bar{\sigma}_{at} = 1 \cdot 2400 = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Limitation des contraintes dans les aciers pour les conditions de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \text{minimum} \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot \sigma_{eu} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

avec :

$$\sigma_1 = k \cdot \eta_0 / \phi \cdot \frac{\bar{\omega}_t}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta_0 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$\sigma_1$  : contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$  : contrainte de fissuration accidentelle

$\phi$  : le plus grand diamètre des aciers :

$\eta$  : coefficient de fissuration des aciers :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H. A.

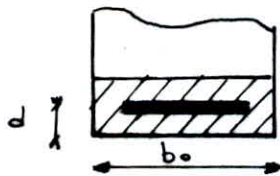
$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$k$  : coefficient dépendant du type de fissuration

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

$k = 10^6$  fissuration préjudiciable

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



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad B_f = 2 \cdot b \cdot d$$

$A$  : section totale des aciers tendus.

$B_f$  : section du béton relative à l'enrobage des barres tendues.

Détermination du ferrailage :

le ferrailage est déterminé en utilisant la méthode de Pierre Charrou :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} E = \\ K = \end{cases} \longrightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h}$$

ou fera ensuite les vérifications suivantes :

-  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b = 165 \cdot 24 \text{ kg/cm}^2$

-  $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{eu} = 2800 & \phi \leq 20 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

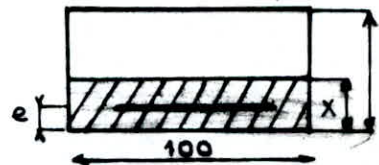
avec :

$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi_{(mm)}} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$        $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi_{(mm)}}}$

•  $k = 1,5 \cdot 10^6$  la construction est à l'abri des intempéries.

•  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$        $B_f = 100 [x] = 100 [2 \cdot e + \phi]$

•  $\eta = 1,6$  Acier H.A.



$\sigma'_b$  et  $\sigma_a$  seront déterminés de la manière suivante

calcul de  $\tilde{\omega} = 100 \frac{A}{b \cdot h}$  →  $\mu' = \frac{M'}{N} \rightarrow \sigma'_b = \frac{N}{\mu' \cdot b \cdot h^2}$   
 →  $k = \frac{M'}{N} \rightarrow \sigma_a = k \cdot \sigma_b$

On fera ensuite les vérifications suivantes :

• Vérification à l'effort tranchant :

$\tau_{bx} = \frac{T_x}{b_0 z} = \frac{T_x}{b_0 \cdot 7/8 \cdot h_x} \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$  si  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

$\tau_{bx} \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_{b0}$  si  $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$

ceci pour les pièces entre que les dalles et hourdis.

et :  $\tau_{bx} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$  dans les dalles et hourdis.

• Vérification de l'ancrage :  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

• Vérification aux appuis (CC BA 68) :  $c \geq \frac{2T}{\bar{\sigma}_b \cdot b}$



# CHAPITRE .1

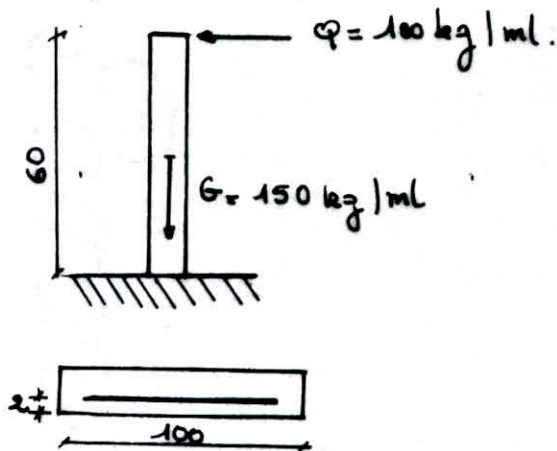
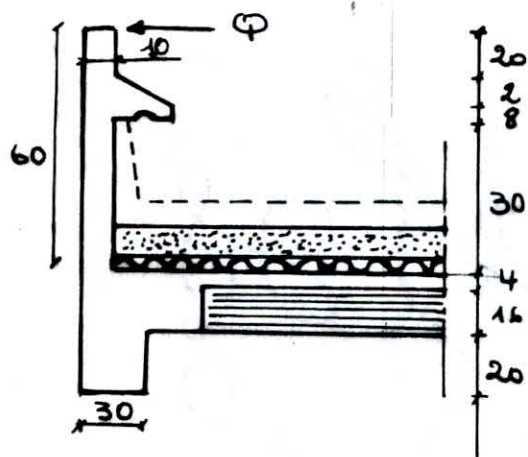


CALCUL DES

ELEMENTS



## CALCUL DE L'ACROTERE



$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$G = 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 0,60 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$N = G = 150 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2 Q \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,6 = 72 \text{ kg.m}$$

Le calcul se fera en flexion composée (ou utilise la méthode de Pierre Charrou).

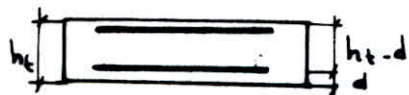
$$e = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > \frac{ht}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

La méthode de calcul est celle du moment fictif. L'étude sera faite en flexion simple, ou se reportera ensuite en flexion composée.

1<sup>ère</sup> étape:

Calcul en flexion simple:  $M_b$ : moment fictif.

$$M_b = M + N \cdot f = M + N \cdot \left( \frac{ht}{2} - d \right) = 7200 + 150 \cdot \left( \frac{10}{2} - 2 \right) = 7650 \text{ kg.cm}$$



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

Calcul du ferrailage:

$$\mu = \frac{M_b}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0065$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,9635 ; \kappa = 122$$

$$\sigma'_b = 22,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

donc  $A' = 0$ .

$$A = \frac{N_b}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0,36 \text{ cm}^2$$

2<sup>e</sup> étape :

Section finale en flexion composée et :  $A_{fc} = A \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$A_{fc} = 0,36 \cdot \frac{150}{2800} \approx 0,31 \text{ cm}^2$$

$A_{fc}$  = section calculée des fers

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{7,1}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,94 \text{ cm}^2$$

On prend 3T6 p.m (armatures symétriques).

$$e = 20 \text{ cm} < \bar{e} \text{ avec } \bar{e} = \min(3 \cdot h_e, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

(CCBA 68 Art. 59.33)

On prévoit des armatures transversales : armatures de peau sur la hauteur de l'acrotère 1/4T6 (e = 20 cm)

• Condition de non fissuration :

$$w_f = \frac{\Delta}{B_f} \quad \text{ou} \quad B_f = 2bd = 2 \cdot 2 \cdot 100 = 400 \text{ cm}^2$$
$$w_f = \frac{1,41}{400} = 3,525 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 908 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3303 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

la condition est vérifiée.

• Vérification au séisme :

Sous l'action du séisme, l'acrotère est soumise à l'action de la force horizontale :

$$F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = \quad (\text{RPA 81 art. 33.9}).$$

$$W_p = \text{poids propre de l'acrotère} = 150 \text{ kg/ml.}$$

$$z = \frac{\text{valeur du coeff } A \text{ pour le groupe d'usage du Bâtiment}}{\text{valeur du coeff } A \text{ pour le même groupe d'usage en zone III}}$$



$$z = \frac{0,08}{0,25} = 0,32.$$

$I = \frac{\text{Valeur du coef. A pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{Valeur du coef. A pour le même groupe d'usage en zone II}}$

$$I = \frac{0,08}{0,15} = 0,53.$$

$$C = 0,8 \quad (\text{RPA}).$$

$$F_p = 0,32 \cdot 0,53 \cdot 0,8 \cdot 150 = 20,352 < 1,2 \cdot 100 \text{ kg/ml.}$$

$F_p < 1,2 Q$  donc le ferrailage obtenu précédemment est maintenue.

• Vérification si l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$M = - 7200 \text{ kg.cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = 7 \text{ cm.}$$

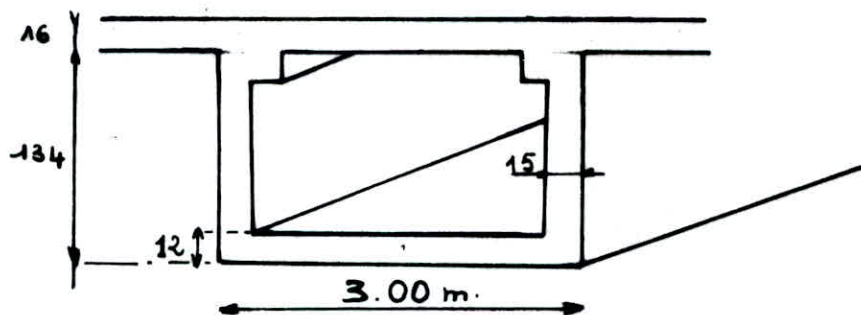
$$T = 1,2 \cdot Q = 120 \text{ kg/ml.}$$

$$1,41 \cdot 2800 > 120 - \frac{7200}{7}$$

Les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

## CALCUL DE LA GALERIE TECHNIQUE

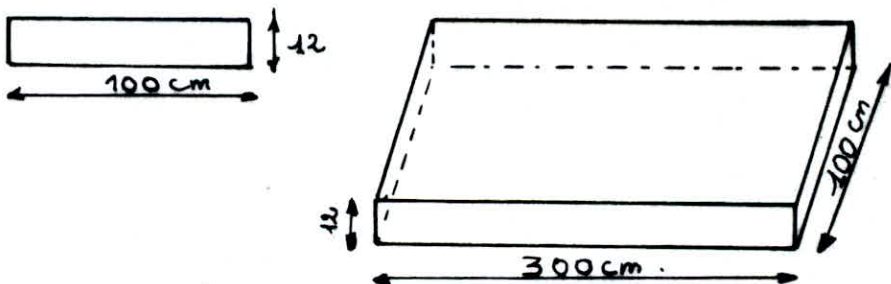
Pour des raisons d'esthétique l'hôtel possède une galerie technique destinée à regrouper et à cacher les différentes conduites, elle est située au niveau haut du R. D. C.



• Etude des éléments constituant la galerie technique:

- La dalle:

La dalle sera calculée comme une poutre de largeur  $b_0 = 100 \text{ cm}$ , d'épaisseur  $h = 12 \text{ cm}$



• Charges permanentes :

dalle d'épaisseur 12 cm :  $300 \text{ kg/m}^2$

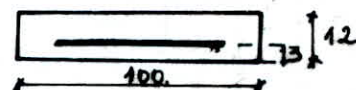
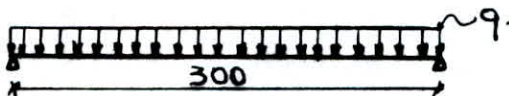
étanchéité + enduit plâtre :  $31 \text{ kg/m}^2$

$$G = 331 \text{ kg/m}^2$$

• Surcharge :

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

Sous  $SF_2$  :  $Q = G + 1,2 P = 331 + 1,2 \cdot 100 = 451 \text{ kg/m}^2$



$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{451 \cdot 3^2}{8} = 507,375 \text{ kg.m/ml.}$$

$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{451 \cdot 3}{2} = 676,50 \text{ kg/ml.}$$

Ferraillage de la dalle :

moment	$\mu$	$\epsilon$	$\kappa$	$\sigma'_b$	$\frac{\text{cm}^2/\text{ml}}{A_{coulée}}$	$n T \phi$ par. m	$A_{adap}$ cm <sup>2</sup> /ml	espace cm	b. ht/h
(kg.m/ml) 507,375	0,03355	0,9214	48,6	57,61	2,19	5710	3,92	20	100.12/9

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 578 \text{ p.m (} A = 2,51 \text{ cm}^2 \text{)} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Verifications :

$M$ kg.m/ml	$\frac{\text{cm}^2}{A_{adap}}$	$\bar{\omega}$	$\mu'$	$\kappa$	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	$\omega_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
507,375	3,92	0,4355	0,1357	34,7	46,16	1601,75	0,0065	1471,84	3132,89

Verification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{676,51}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 9} = 0,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 115 \cdot 7,1 = 8,165$$

Ancrage des armatures :

- longueur de scellement droit :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1}{4} \cdot \frac{2800}{19,97} = 35 \text{ cm.}$$

$$l_d = 35 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \rightarrow \text{ancrage par retour d'angle.}$$

Le voile :

Le voile d'épaisseur 15cm n'est soumis qu'à l'effort de traction dû à la réaction renversée par la dalle et à son poids propre.

Ferraillage du voile :



L'effort de traction :

$$N = N_G + 1,2 N_p$$

$$N_G^{\text{dalle}} = 331 \cdot \frac{3 \cdot 00}{2} = 496,5$$

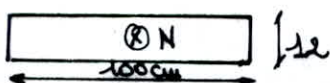
$$N_G^{\text{voile}} = 2500 \cdot 0,15 \cdot 1,38 \cdot 1 = 517,5 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G^{\text{dalle}} + N_G^{\text{voile}} = 496,5 + 457,5 = 954 \text{ kg/ml.} \\ N_p = 100 \cdot 2,7/2 = 135 \text{ kg/ml.} \end{cases}$$

$$SP1 : N = N_G + N_p \cdot 1,2 = 1014 + 1,2 \times 135 = 1176 \text{ kg/ml}$$

• Condition de non fragilité :

la section du béton  $B_0$  est égale à la section du béton fissuré  $B_f$  :



$$B_0 = B_f = b \cdot h = 100 \times 15 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A_1} \leq \bar{\sigma}_a \Rightarrow A_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1176}{2800} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{A_2}{B} \geq \frac{3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} \Rightarrow A_2 \geq \frac{3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} \cdot B$$

$$\text{donc : } A_2 \geq \frac{3 \cdot 7 \cdot 1}{4200} \cdot 1500 = 7,6 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage minimum :

$$0,006 \leq \frac{A}{B_0} \leq 0,04 \rightarrow \begin{cases} A_1 \text{ min} = 9 \text{ cm}^2 \\ A_2 \text{ max} = 60 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 8T12 (A_{ad} = 9,04 \text{ cm}^2)$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{904}{4} = 226 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 (A_{adop} = 2,51 \text{ cm}^2) \text{ p.m.}$$

• Vérification de la condition de non fissuration :

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 7,1}{12}} = 2859,93 \text{ kg/cm}^2$$

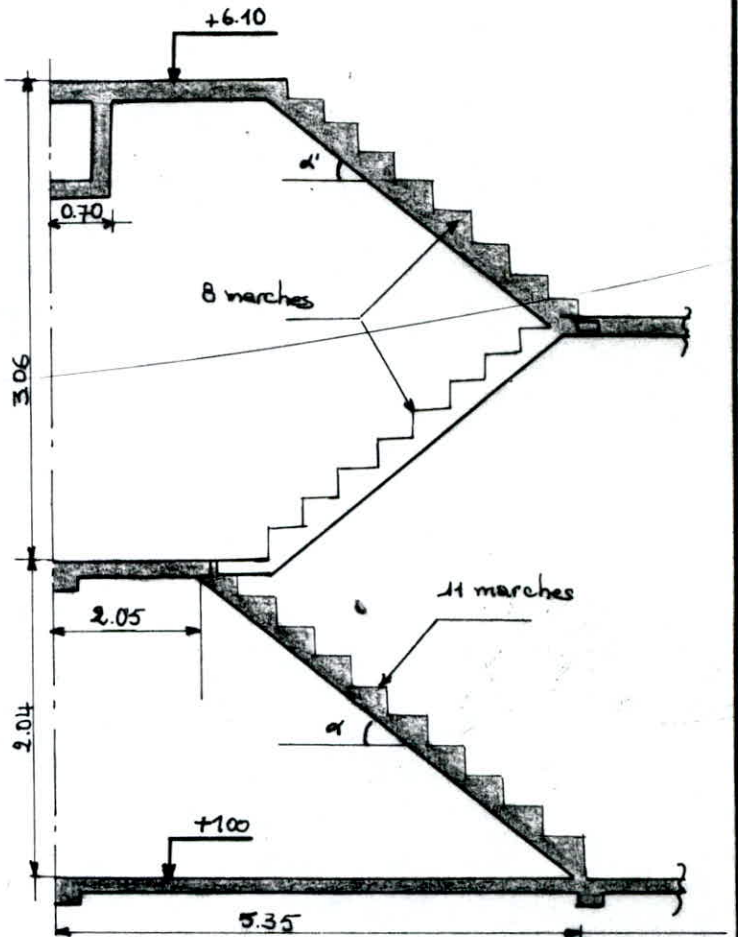
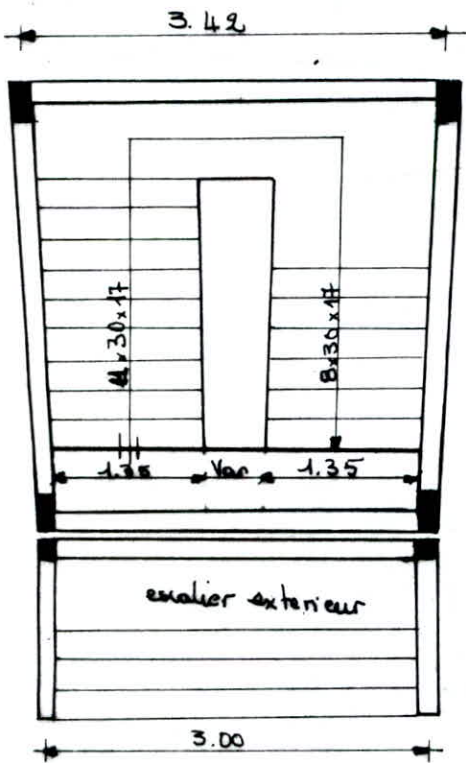
$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,006}{1 + 10 \cdot 0,006} = 113207 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left( \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{eu}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

## CALCUL DES ESCALIERS

### I. Presentation :

- R. D. C



Les escaliers du rez-de-chaussée sont constitués de 3 volées :

### A. Calcul de la 1<sup>ère</sup> volée :

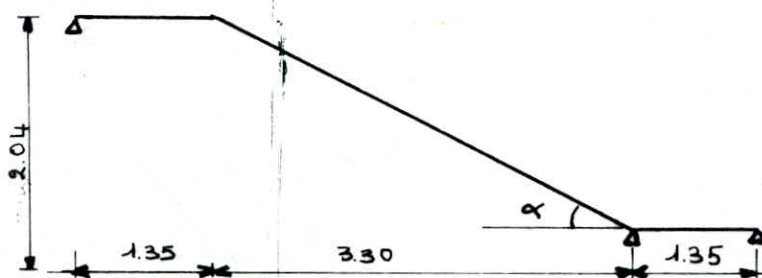
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2.04}{3.30} = 0.618 \longrightarrow \alpha = 31.72^\circ \begin{cases} \cos \alpha = 0.85 \\ \sin \alpha = 0.52 \end{cases}$$

- Vérification de la relation de "Blondel"

$$0.59 \leq g + 2 \cdot h \leq 0.66$$

h : la hauteur d'une contre-marche = 17 cm.

g : largeur d'une marche = 30 cm.



la relation de "Blouzel" est vérifiée car:

$$59 \text{ cm} < g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm.}$$

• Épaisseur de la poutrelle :

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \longrightarrow 12.93 \leq e_p \leq 19.4 \text{ cm} \\ e_p \geq 10 \text{ cm} \text{ (règlement CTC)} \end{cases}$$

$$e = \frac{3.30}{\cos \alpha} = 3.88 \text{ cm.}$$

Poutrelle :

• Charges :

- Poids propre poutrelle  $\frac{2500 \times 0.15}{0.85} = 441.18 \text{ kg/m}^2$

- Poids des marches  $\frac{2200 \times 0.17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$

- Poids du revêtement : (mortier + carrelage)  $40 \times 1.00 + 44 \times 1.00$   
 $= 84 \text{ kg/m}^2$

- garde corps (en acier)  $\frac{20 \text{ kg/m}^2}{}$   
 $G = 732.18 \text{ kg/m}^2$

SP<sub>1</sub> :  $Q = G + 1.2P = 732.18 + 1.2 \times 350 = 1152.18 \text{ kg/m}^2$ .

Q<sub>1</sub> =  $1153 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 1153 \text{ kg/ml.}$

Pailier :

- poids propre du pailier (15cm)  $2500 \times 0.15 = 375 \text{ kg/m}^2$

- poids du revêtement  $84 \text{ kg/m}^2$

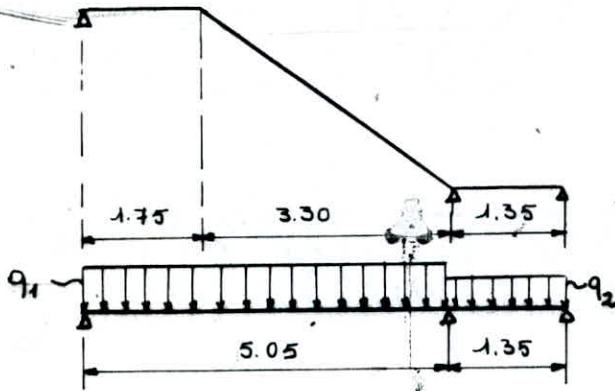
$G = 459 \text{ kg/m}^2$

SP<sub>1</sub> :  $Q = G + 1.2P = 459 + 1.2 \times 350 = 879 \text{ kg/m}^2$

Q<sub>2</sub> =  $879 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 879 \text{ kg/ml.}$

le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.





$$q_1 = 1153 \text{ kg/ml.}$$

$$q_2 = 879 \text{ kg/ml.}$$

Equation des 3 moments :

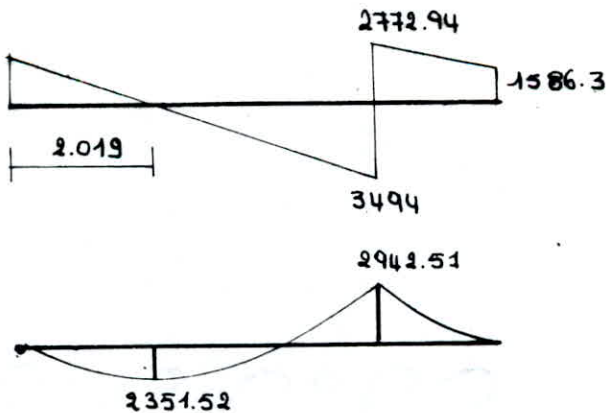
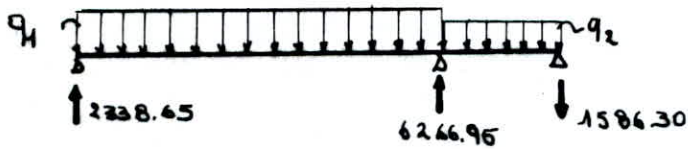
$$M_{n-1} \cdot l_n + 2M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \cdot l_{n+1} = -6 \left[ \alpha_n \cdot \frac{a_n}{l_n} + \alpha_{n+1} \cdot \frac{b_{n+1}}{l_{n+1}} \right]$$

$$\alpha_1 = \frac{q_1 \cdot l_1^3}{12} = 12374.34 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha_2 = \frac{q_2 \cdot l_2^3}{12} = 180.22 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

$$a_1 = b_1 = 2.525 \text{ m.} \rightarrow \underline{M_1 = -2.942475 \text{ t} \cdot \text{m.}}$$

$$a_2 = b_2 = 0.675 \text{ m.}$$



$$M_a = 2.943 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 2.352 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Ferraillage :

- Poutre et Poutre :

- Eu travée:

$$M_t^{\max} = 2352 \text{ kg.m} \quad ; \quad h = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2352 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.07455 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \epsilon = 0.8886 \\ k = 29.9 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{29.9} = 93.64 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_t = \frac{2352 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.8886 \cdot 13} = 7.27 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} 7T12 \quad (A_{ad} = 7.69 \text{ cm}^2) \\ e = 13 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Eu appuis:

$$\mu = \frac{2943 \cdot 10^2 \cdot 15}{2800 \cdot 100 \cdot 13} = 0.09329 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \epsilon = 0.8877 \\ k = 25.9 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25.9} = 108.108 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

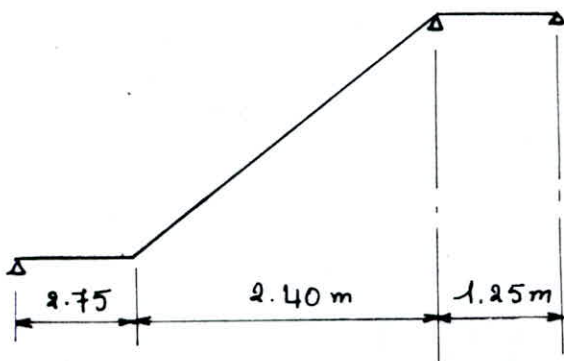
$$A_a = \frac{2943 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.8877 \cdot 13} = 9.21 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} 9T12 \quad (A_{ad} = 10.17 \text{ cm}^2) \\ e = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

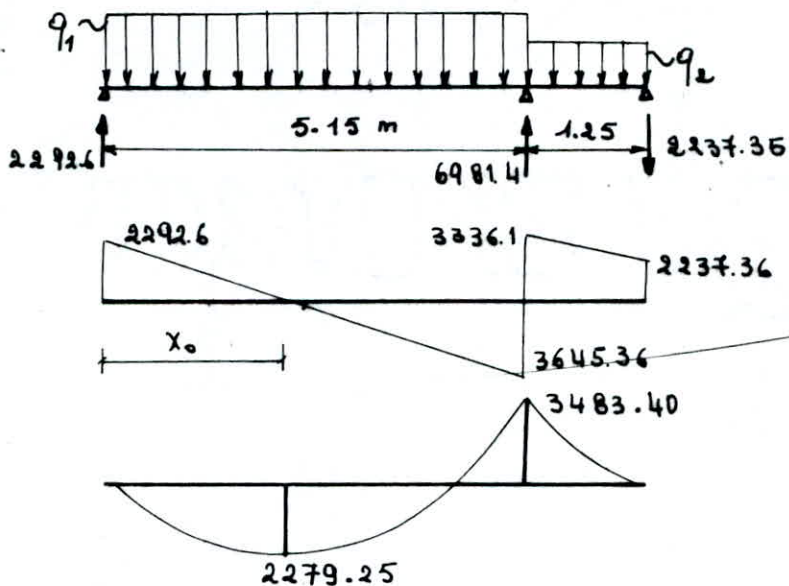
- Armature de répartition:

$$\text{au drapeau:} \quad A_r = \frac{A_t}{4} = 1.99 \text{ cm}^2 \quad \begin{cases} 5T8 \quad (A_{ad} = 2.51 \text{ cm}^2) \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Eu appuis:} \quad A_r = \frac{A_a}{4} = 2.54 \text{ cm}^2 \quad \begin{cases} 6T8 \quad (A_{ad} = 3.01 \text{ cm}^2) \\ e = 16 \text{ cm.} \end{cases}$$

2ème Volee:

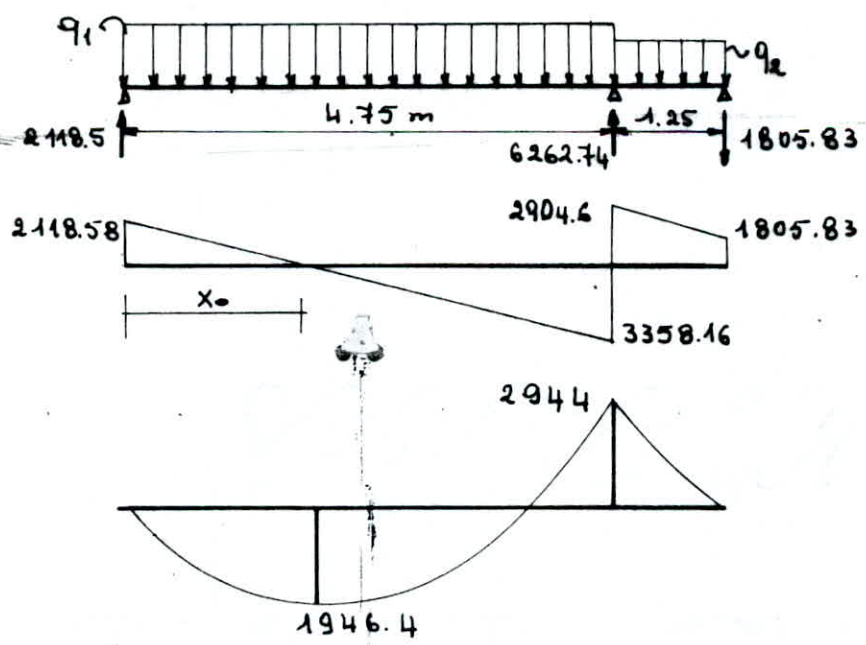
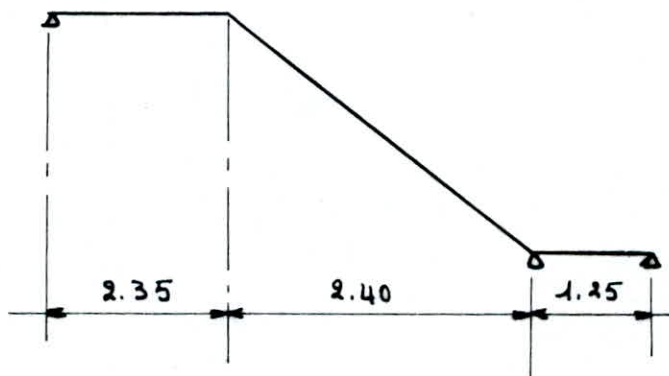




$q_1 = 1153 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = 879 \text{ kg/ml}$   
 $x_0 = 1.988 \text{ m}$

$M_t = 2279.25 \text{ kg.m}$   
 $M_a = 3483.40 \text{ ''}$

3<sup>eme</sup> volée :



$q_1 = 1153 \text{ kg/ml}$   
 $q_2 = 879 \text{ ''}$   
 $x_0 = 1.837$

$M_t = 1946.4$   
 $M_a = 2944 \text{ kg.m}$



Ferrailage:

• Paillasse et Palier:

	M	$\mu$	$\epsilon$	k	$\sigma_b$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>rad</sub>	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>rad</sub>
travée	2279.25	0.07225	0.8801	30.5	91.8	7.03	7T12 e=13	1.99	4T8 e=24
appui	3483.4	0.1104	0.8691	23.2	120.7	11.01	10T12 e=10	2.75	6T8 e=16

Verifications:

• 1°/ Verification des contraintes pour toutes les voles:

	$\bar{\omega}$	k	$\mu'$	$\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_1$ / $\sigma_2$
travée	0.6123	28.3	0.1532	88.03	2491.34	2860 / 4407.88
appui	0.87	22.8	0.1722	119.69	2729.09	

• 2°/ Verification de la condition de non fragilité:

$$A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{su}} = 1.516 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $7.96 \text{ cm}^2 > 1.516 \text{ cm}^2$

- En appui :  $11.31 \text{ cm}^2 > 1.516 \text{ cm}^2$

• 3°/ Verification de la flèche:

$$A_{max} = 11.31 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{4200} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 13}{4200} = 13.31 \text{ cm}^2$$

→ la justification de la flèche est inutile.

• 4°/ Verification de non fissuration:

- En travée :  $\omega_f = \frac{11.31}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 2.827\%$

$$\sigma_1 = 2.4 \cdot \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 7.1 \cdot 1.6}{12}} = 2860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{12} \cdot \frac{0.02827}{1 + 0.02827} = 4407.88 \text{ kg/cm}^2$$

5°/ Verification de l'espacement:

$$t = \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 13, 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$t^{\max} = 24 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

6°/ Verification de la condition d'appui:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$$

$$T = T^{\max} = 3336.1 \text{ kg.}$$

$$T + M/3 = 3029.86 \text{ kg.}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 31668 > T + M/3.$$

Les armatures inférieures au niveau des appuis ne sont soumises si aucun effort de traction.

7°/ Verification si l'effort tranchant maximum:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{3336.1}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2.93 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \bar{\sigma}_b = 8.16 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée.

armatures transversales non nécessaires → armatures de construction 1T8 tous les 20 cm.

Etude des poutres palières:

Les poutres palières sont les possibilités d'appuis des volées d'escaliers et des dalles palières. Elles seront soumises si leur poids propre, au demi-poids de la dalle palière et aux réactions des 2 volées d'escaliers.

Nous avons 2 types de poutres palières:

- poutre palière au niveau de l'étage et palier de repos qui sera entièrement noyée, elle a la même hauteur que la dalle.
- poutre palière au niveau du plancher R.D.C qui présentera une retombée par rapport si le plancher:

$$b = 20 \text{ cm.}$$

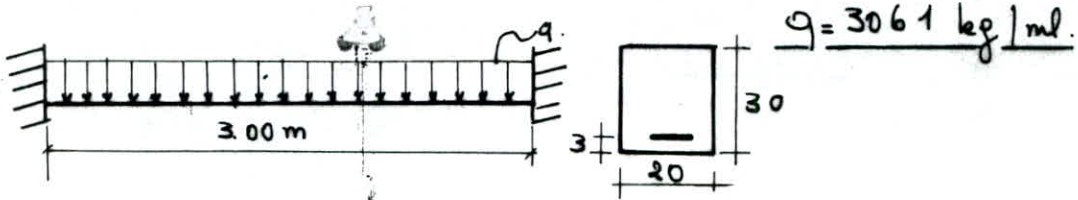
$$h_t = 30 \text{ cm.}$$

Poutre palière A.D.C

- charge revenant à cette poutre :

pois propre de la poutre :  $2500 \times 0,3 \times 1,00 = 150 \text{ kg/ml.}$

reaction de la volée :  $\frac{1153 \times 5,05}{2} = 2911 \text{ kg/ml.}$



Determination des efforts :

- En travée :  $M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{3061 \cdot 3^2}{10} = 2754,9 \approx 2755 \text{ kg. m.}$

- Sur appui :  $M_a = \frac{q \cdot l^2}{20} = \frac{3061 \cdot 3^2}{20} = 1377,5 \text{ kg. m.}$

- Effort tranchant :  $T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3061 \cdot 3}{2} = 4591,5 \text{ kg.}$

Ferraillage :

- En travée :

$\mu = \frac{15 \cdot 2755 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,101227 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8734 \\ K = 24,5 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{24,5} = 114,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$

$A_t = \frac{2755 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8734 \cdot 27} = 4,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 \text{ (A}_{\text{real}} = 4,62 \text{ cm}^2)$

armature de construction  $\rightarrow 3T10 \text{ (A} = 2,35 \text{ cm}^2)$

- Sur appuis :

$\mu = \frac{15 \cdot 1377,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,050613 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9057 \\ K = 38 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{38} = 73,68 < \bar{\sigma}'_b.$

$A_a = \frac{1377,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9057 \cdot 27} = 2,01 \text{ ou maintient le même ferraillage}$



Poutre palier au niveau du R.D.C (palier intermédiaire)

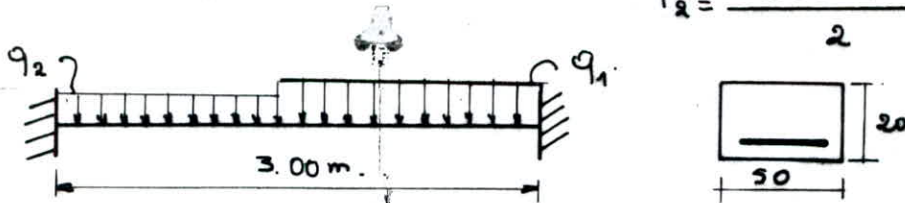
• Charge revenant à cette poutre :

- Son poids propre :  $2500 \times 0.2 \times 0.5 = 250 \text{ kg/ml}$

reactions dues aux volées :  $T'_1 = \frac{1153.5.15}{2} = 3170.75 \text{ kg}$

- reactions dues aux paliers :  $T = \frac{879.1.5}{2} = 549.37 \text{ kg}$

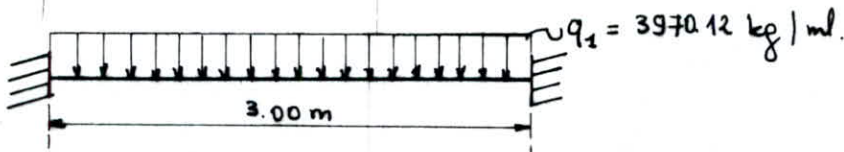
$$T'_2 = \frac{1153.4.75}{2} = 2738.37 \text{ kg}$$



avec  $q_1 = 3970.12 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 3537.74$

Les chargements sont très voisins, le calcul sera donc fait en prenant le plus grand des deux.



En appui :

$$M_a = \frac{q \cdot l^2}{20} = \frac{3970.12 \cdot 3^2}{20} = 1786.55 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3970.12 \cdot 3}{2} = 5955.18 \text{ kg}$$

En travée :

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} = 3573.11 \text{ kg.m}$$

Ferraillage :

	M	$\mu$	$\epsilon$	k	$\sigma_b$	A cm <sup>2</sup>	A <sub>envelop</sub>	A <sub>construct.</sub>
En travée	3573.11	0.1324	0.8592	20.5	136.58	8.74	6T14 (9.23)	6T10 (4.71)
En appui	1786.55	0.06623	0.8941	32.2	86.95	4.19	6T10 (4.71)	6T10 (4.71)

\* Armatures transversales:

$T = 5955.18 \text{ kg}$ ;  $z = \frac{7}{8} h = 14,875 \text{ cm}$  avec  $h = 17 \text{ cm}$   
 $b = 50 \text{ cm}$

Condition de cisaillement:

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5955.18}{14.875 \cdot 50} = 8.007 \text{ kg/cm}^2$$

Si:  $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \quad \text{avec} \quad \sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot e}$$

ou a:  $M_a = 1786.55 \text{ kg.m}$ ;  $A = 4.71 \text{ cm}^2$  donc  $\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0.554$

$\bar{w} = 0.5541 \longrightarrow \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0.8889 \\ k = 30 \end{array} \right.$

$$\sigma_a = 2510,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 83,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 24,76 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 8.007 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures obliques ne sont donc pas nécessaires:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left( 1 - \frac{\tau_b}{2 \bar{\tau}_b} \right) \bar{\sigma}_{en} = 3674,17 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit comme armatures transversales des cadres  $\phi 8$

3 cadres  $\longrightarrow A = 3.01 \text{ cm}^2$

• Ecartement à l'appui:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 27.62 \text{ cm}$$

• Ecartement admissible:

$$\bar{t} = h \cdot \left( 1 - \frac{0.3 \tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 11.25 \text{ cm}$$

ou adoptera un écartement constant le long de la poutre

$t_0 = 11 \text{ cm}$

Verification:

• Condition de non fragilité:

$$A > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,99 \text{ cm}^2$$

- En drapée:

$$A_t = 9,23 > 0,99 \text{ cm}^2$$

- En appui:

$$A_a = 4,71 > 0,99 \text{ cm}^2$$

• Condition de non entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 7,1 = 21,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{A_p} = \frac{5955,18}{6,3,14 \cdot 14,875} = 21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

• Condition de non fissuration:

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

	T10	T14
$\sigma_1$	2941,21	3780,64
$\sigma_2$	3132,89	2647,78

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition aux appuis:

$$\frac{T + M_a / 3}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5955,18 - 1788,55 \cdot 10^2 / 14,875}{2800} < 0$$

Ancrage des armatures non nécessaires.

Etage courant:

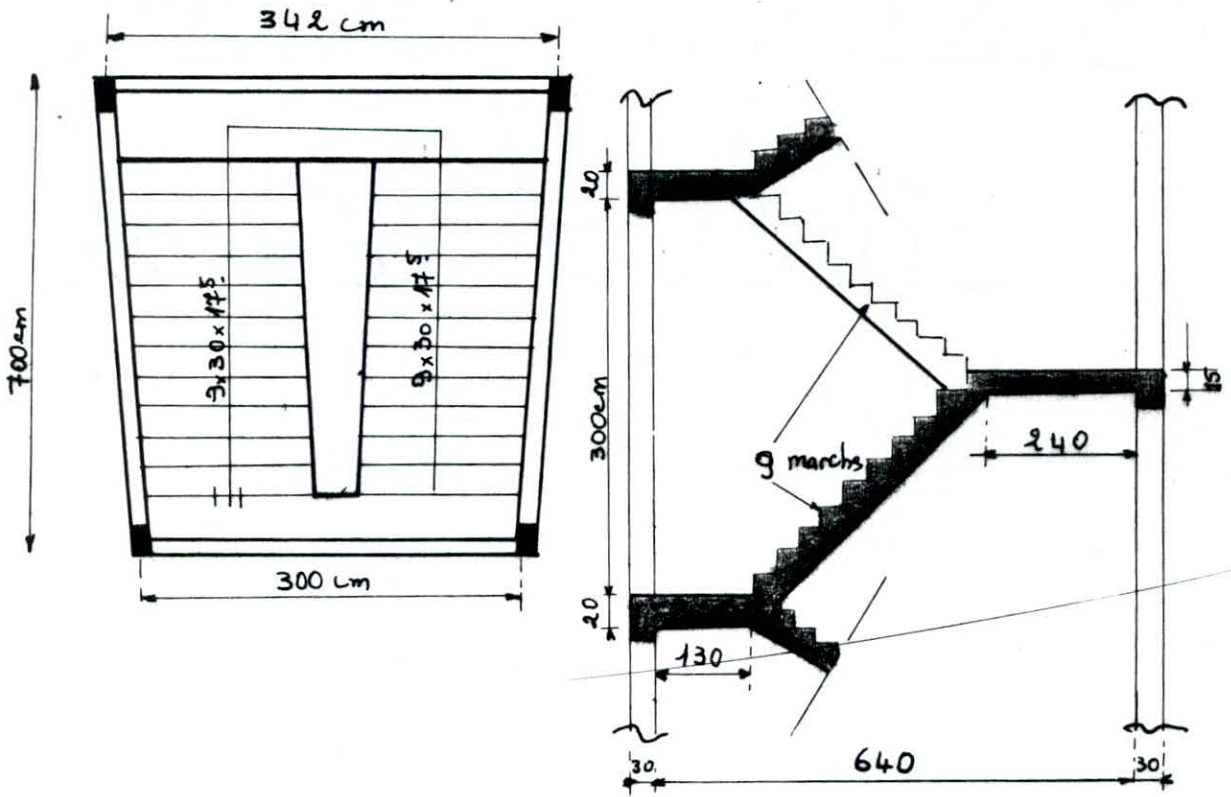
Les escaliers de l'étage courant sont constitués de 2 volées identiques.

• Calcul d'une volée:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,425}{2,70} = 0,527$$

$$\alpha = 27,79 \rightarrow \begin{cases} \cos \alpha = 0,884 \\ \sin \alpha = 0,466 \end{cases}$$





• Verification de la condition de Blondel:

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66 \rightarrow \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17.5 = 65$$

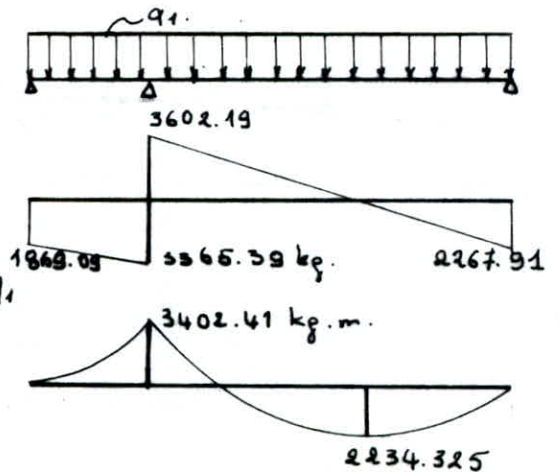
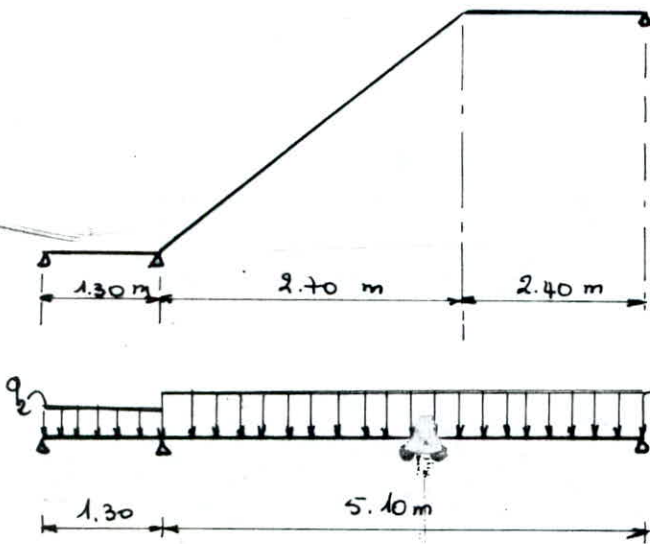
• Epaisseur de la pailleasse:

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \\ e_p \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l = \frac{2.70}{0.884} = 3.054 \text{ m} \rightarrow \boxed{e_p = 15 \text{ cm}}$$

Etude d'une volée:

→ on ferraille la poutre sous la charge  $q_1 = 1151 \text{ kg/ml}$ .



• Ferraillage:

• Plaque et Palière:

	M	$\mu$	$\epsilon$	k	$\sigma'_b$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> adop
travée	223432	0.0708	0.8911	30.9	90.61	6.88	7T12 e=13cm	1.99cm <sup>2</sup>	4T8 e=24cm
appui	3402,5	0.1078	0.8705	23.6	118.64	10.74	10T12 e=10cm	2.75	6T8 e=16cm

• Verifications:

• 1°/ Verification des contraintes:

	$\bar{\omega}$	k	$\mu'$	$\sigma'_b$	$\sigma'_a$	$\sigma_1$ / $\sigma_2$
travée	0.6123	28.3	0.1532	86.297	2442.23	
appui	0.87	22.8	0.1722	116.92	2665.7	

Les autres verifications sont faites precedement.

• 6°/ Verification de la condition d'appui:

$$A \bar{\sigma} \geq T + \frac{M}{3} \quad T_{max} = 3602,19 \text{ kg.}$$

$$T + \frac{M}{3} = 3602,19 - \frac{3402,41}{7/8 \times 13} = 3303,08$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 31668 > 3303,08 \text{ verifiee.}$$

Les armatures inferieures au niveau des appuis ne sont fournies a aucun effort de traction.

• 7°/ Verification en l'effort tranchant max:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3365.39}{100 \times 7/8 \times 13} = 2.96 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \bar{\sigma}_b = 8.16 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiee.}$$

Armatures transversales non necessaires, ou met des armatures de repartition 1T8 tous les 20cm.

Etude de la poutre palière (niveau courant: poutre noyee):

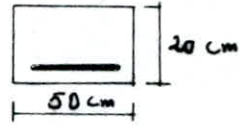
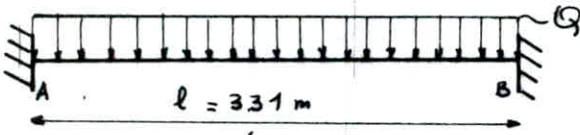
• charge revenant a cette poutre:

- Pds propre de la poutre :  $2500 \times 0,2 \times 0,5 = 250 \text{ kg/ml.}$

- Reactions dues aux volées :  $T_{1,2} = \frac{1151 \times 5,10}{2} = 2935.05 \text{ kg/ml}$

- reactions due sur poutre:  $T = \frac{1151 \times 1,30}{2} = 748.15 \text{ kg/ml}$

$$Q = 3933.2 \text{ kg/ml.}$$



$$M_A = M_B = - \frac{Q \cdot l^2}{12} = - 3591.04 \text{ kg.m} \quad (\text{Appuis}).$$

$$M_t = M_{l/2} = \frac{Q l^2}{24} = 1795.52 \text{ kg.m} \quad (\text{travée})$$

$$T = \frac{Q l}{2} = 6509.5 \text{ kg.}$$

• Ferrailage:

- Armatures longitudinales:

	M	$\mu$	$\epsilon$	k	$\sigma'_b$	A (cm <sup>2</sup> )	A adap	A const.	n T $\phi$
travée	179.52	0.06656	0.8938	321	87.227	4.22	6T12 (6.78)	4.71	6T10
appui	3591.04	0.1331	0.8592	20.5	136.38	8.78	6T14 (9.23)		6T10 (4.71)

- Armatures transversales:

$$T = 6509.5 \text{ kg.} \quad z = \frac{7}{8} h = 14.875 ; \quad b = 50 \text{ cm.}$$

• Contraintes de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6509.5}{50 \cdot 14.875} = 8.75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_A = 3591.04 \text{ kg.m} ; \quad A = 9.23 \text{ cm}^2, \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 1.08588.$$

$$\sigma_a = \frac{3591.04 \cdot 10^2}{9.23 \cdot 0.8563 \cdot 17} = 2672.66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a. \quad \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0.8563 \\ k = 19.8. \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 134.98 \text{ kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b.$$

$$\bar{\tau}_b = \left( 4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \tau_b = 20.34 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

Les armatures obliques ne sont donc pas nécessaires



$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = 3674.17 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit comme armatures transversales des cadres  $\phi 8$

3 cadres  $\longrightarrow A_t = 3.01 \text{ cm}^2$ .

• Ecartement à l'appui  $t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_b} = 25.27 \text{ cm}$ .

• Ecartement admissible  $\bar{t} = 11.25 \text{ cm}$ .

On adoptera un écartement constant le long de la poutre

$$\boxed{t_0 = 11.00 \text{ cm}}$$

- Vérifications:

1°/ Condition de non fragilité:

$$A > 0.69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0.99 \text{ cm}^2$$

En travée:  $6.78 \text{ cm}^2 > 0.99 \text{ cm}^2$

En appui:  $9.23 \text{ cm}^2 > 0.99 \text{ cm}^2$

2°/ Condition de non entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 24_d \cdot \bar{\sigma}_b = 21.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p_3} = \frac{6509.5}{6 \times 1.2 \times 3.14 \times 14.875} = 20.22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

3°/ Condition de non fissuration:

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

	$T_{12}$	$T_{14}$
$\sigma_1$	4705.6	3780.64
$\sigma_2$	2860	2647.78

4°/ Condition aux appuis:

$$\frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a} < 0 \longrightarrow \text{Ancrage des armatures non nécessaire.}$$

## CALCUL ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS

Constitution: Dalle pleine en B.A ; ep. 16 cm, à tous les niveaux.

Coulage: Les dalles seront coulées sur place d'où une continuité aux appuis intermédiaires et semi-eucastrement aux appuis de rive.

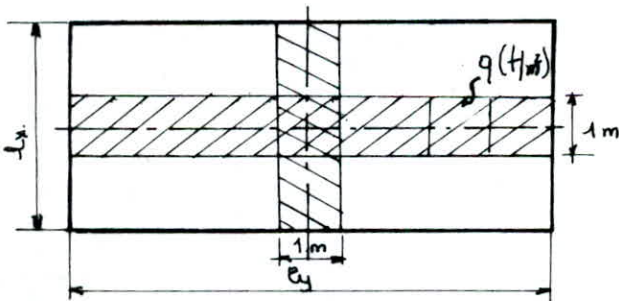
Surcharge: C'est un plancher à surcharge modérée:  $S < 2.6$

Méthode de calcul: CC BA 68 annexe A2:

Exposé de la méthode:

- soit une dalle reposant sur 4 côtés et de dimensions entre nus des appuis  $l_x$  et  $l_y$  ( $l_x < l_y$ ). On suppose que:  $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ . Avec  $q$  la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau de dalle considéré. En considérant au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expression:



- 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  $l_y$ :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les valeurs de  $\mu_x = \frac{M_x}{q \cdot l_x^2}$  et  $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$  sont données en fct. de  $\beta = \frac{l_x}{l_y}$  par une échelle fonctionnelle.

L'effort tranchant arrivant sur chacun des 4 côtés est uniforme et a pour valeur:

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y = \frac{q \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Article 57.2 C.C.B.A 68:

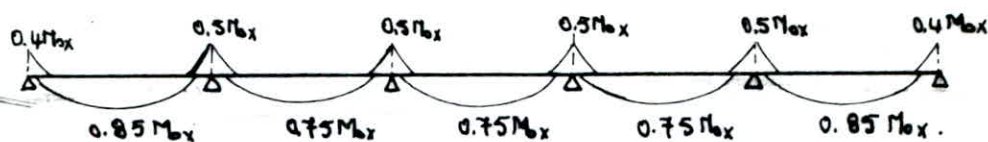
Si un panneau appartient à un bordis continu ou s'il est lié à des appuis de rive susceptibles de lui fournir un encastrement partiel, on peut réduire de 25% dans le premier cas et de 15% dans le second cas, les valeurs des moments fléchissants max. évalués dans l'hypothèse de l'articulation sur les appuis de rive. Dans les moments en travées  $M_{tx}$  et  $M_{ty}$  seront des fractions de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  calculés comme si le panneau était librement appuyé. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués respectivement à au moins 40% et 50% des moments fléchissants max. évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Les moments seront choisis d'après l'inégalité suivante:

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$ .
- $0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$ .
- $0.40 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0$ .

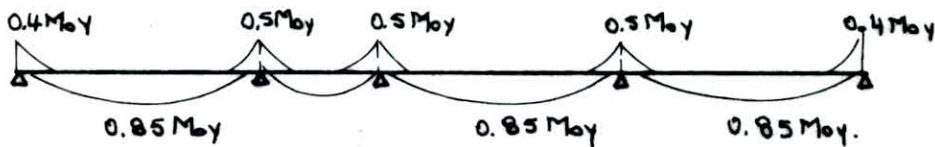
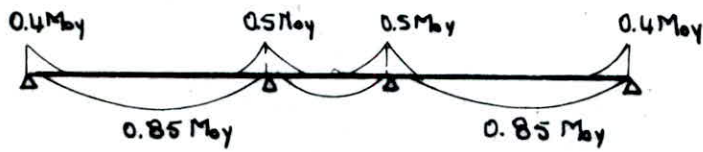
dans notre cas, on fera le choix suivant:

Seus longitudinal:





Seus transversal:



caracteristiques des panneaux de dalle :

pann	l (m)	L (m)	e (m)	$l_x = (L+e)/2$	$l_y = h$ (m)	$\beta = l_x/l_y$	
1	3.70	4.05	4.65	3.875	4.647	0.8339	terrasse acc. + R.D.C + S.S
2	3.75	4.12	4.65	3.935	4.646	0.847	
3	3.70	3.10	4.65	3.700	4.650	0.795	
4	4.00	4.00	4.65	4.00	4.650	0.860	
5	3.28	3.70	5.60	3.440	5.596	0.623	
6	3.31	3.75	"	3.530	5.595	0.631	
7	3.70	3.70	"	3.700	5.60	0.661	
8	4.00	4.00	"	4.00	5.60	0.714	
9	2.70	3.12	"	2.910	5.596	0.520	
10	2.70	3.14	"	2.920	5.595	0.520	

• niveau courant: (+ niveau terrasse inaccessible).

panneaux de rive : 5, 9, 6, 10, 7.

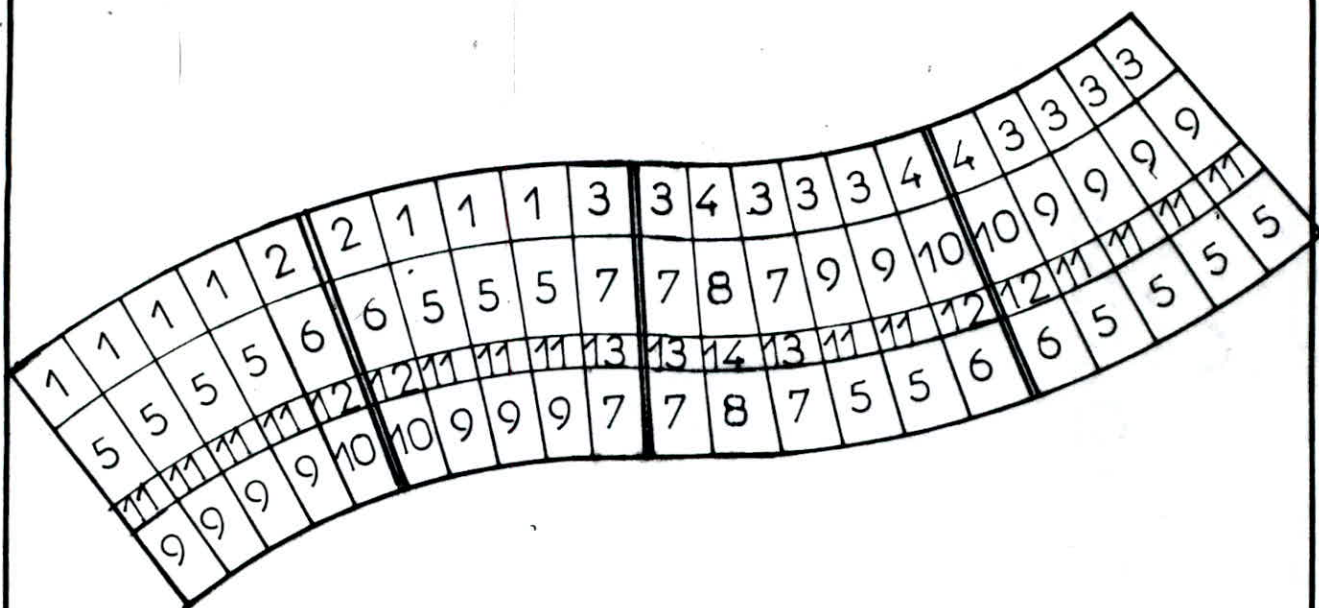
" centraux de rive : 5, 9, 8, 7.

• niveaux : terrasse accessible, R.D.C et sous-sol:

panneaux de rive : 1, 2, 3, 9, 10, 7, 6, 5

" centraux de rive : 1, 4, 9, 8, 7, 5, 6

Panneaux centraux : 5. e.



plancher → panneau	terrasse uacc.				terrasse occ.				Pl. courant R.D.C				bas R.D.C			
	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1					0.83	0.57	1.25	0.73	0.79	0.55	1.20	0.70	1.05	0.73	1.60	0.92
2					0.83	0.60	1.25	0.76	0.80	0.57	1.20	0.73	1.06	0.76	1.59	0.96
3					0.81	0.52	1.27	0.64	0.77	0.49	1.22	0.61	1.03	0.65	1.61	0.83
4					0.84	0.62	1.24	0.79	0.80	0.60	1.19	0.76	1.07	0.79	1.58	1.00
5	0.770	0.300	1.180	0.290					0.82	0.35	1.40	0.34	1.21	0.47	1.85	0.45
6	0.780	0.310	1.190	0.30					0.92	0.37	1.40	0.35	1.22	0.49	1.86	0.47
7	0.820	0.360	1.210	0.350					0.97	0.42	1.43	0.41	1.28	0.56	1.90	0.55
8	0.88	0.450	1.24	0.45					1.04	0.53	1.46	0.50	1.38	0.70	1.94	0.71
9	0.620	0.16	1.06	0.15					0.73	0.19	1.25	0.17	0.96	0.26	1.66	0.23
10	0.62	0.17	1.06	0.15					0.73	0.200	1.25	0.18	0.97	0.26	1.66	0.23



Tableaux récapitulatifs :

Plancher	$M_{0x}$ (t.m/ml)	$M_{0y}$ (t.m/ml)	$T_x$ (t./ml)	$T_y$ (t./ml)
terrasse inacc	0.88	0.45	1.24	0.45
terrasse acc	0.84	0.62	1.24	0.79
étage courant + haut R.D.C	1.04	0.53	1.46	0.50
Sous sol	1.04	0.60	1.46	0.76
Bas R.D.C	1.38	0.79	1.94	1.00

	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{wx}$	$M_{wy}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$
Plancher	0.85 $M_{0x}$	0.75 $M_{0y}$	0.85 $M_{0y}$	0.75 $M_{0x}$	0.4 $M_{0x}$	0.5 $M_{0x}$	0.4 $M_{0y}$	0.5 $M_{0y}$
terr. inacc.	0.748	0.66	0.383	0.388	0.352	0.44	0.18	0.225
terr. acc.	0.714	0.63	0.527	0.465	0.336	0.42	0.248	0.310
niv. courant + haut R.D.C	0.884	0.78	0.451	0.398	0.416	0.52	0.212	0.265
S. Sol	0.884	0.78	0.51	0.45	"	"	0.24	0.30
bas R.D.C	1.173	1.035	0.672	0.593	0.552	0.69	0.316	0.395

tous les panneaux de dalle seront ferrailés avec les moments suivants:

- En travée :

$$M_{tx} = 1.173 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.672 \text{ t.m/ml.}$$

- En appui :

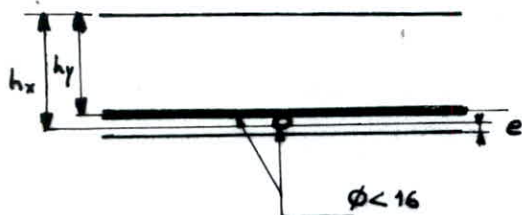
$$M_a = 0.690 \text{ t.m/ml.}$$

Le calcul des armatures nécessaires se fera par la méthode de pierre charrou (exposée précédemment).

1° Détermination des armatures :

$$\phi_{\text{utilisé}} \leq h_0/10 = 160/10 = 16 \text{ mm} \rightarrow \phi \leq 16 \text{ mm.}$$





$$e \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

ou adoptera  $e = 2 \text{ cm}$ .

hauteurs utiles:

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 16 - 2 - \frac{1.0}{2} = 13,5 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_x - \phi = 13,5 - 1,0 = 12,5 \text{ cm.}$$

	moment $\frac{\text{t.m}}{\text{ml}}$	$\mu$	$\epsilon$	$\kappa$	$\sigma'_b$	A calculée $\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$	n T $\phi$	A adoptée
travée suivant x-x	1.173	0.0344	0.9204	47.8	58.57	3.38	5 T 10 $e = 20 \text{ cm}$	3.92
travée suivant y-y	0.672	0.02304	0.9338	60.5	46.28	2.06	5 T 8 $e = 20 \text{ cm}$	2.51
appuis	0.69	0.0202	0.9375	65	43.08	1.95	5 T 8 $e = 20 \text{ cm}$	2.51

2/ Verifications:

	M	A adoptée	$\bar{\omega}$	$\mu$	$\kappa$	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	$w_f$	$\frac{\sigma_a}{\sigma'_b}$
travée st xx	1.173	3.92	0.2903	0.1167	43.8	55.15	2415.65	0.00784	$\frac{2415.65}{55.15} = 43.8$
travée st y-y	0.672	2.51	0.2008	0.1008	54.0	36.85	1614.18	0.0052	$\frac{1614.18}{36.85} = 43.8$
appuis	0.69	2.51	0.1859	0.0976	56.5	37.56	2028.21	0.0052	$\frac{2028.21}{37.56} = 54.0$

Verification à l'effort tranchant:

$$T_x = 1.94 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1 \text{ t/ml}$$

$$\tau_{bx} = \frac{T_x}{b \cdot z} = \frac{1940}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13.5} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

Verifié

de même pour  $\tau_{by}$ .

Conclusion:

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  ; Armatures transversales non nécessaires

- Verification aux appuis (C.C.B.A 68).

• longueur d'appuis :

$$c \geq \frac{2 T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \begin{cases} \frac{2 \cdot 1,94 \cdot 10^3}{82,62 \cdot 100} = 0,5 \text{ cm.} \\ \frac{2 \cdot 10^3}{82,62 \cdot 100} = 0,3 \text{ cm} \end{cases}$$

donc  $c > 0,5 \text{ cm.}$

• Armatures :

- Verification de l'ancrage des armatures inferieures sollicitées par l'effort de traction developpé par l'effort tranchant T et le moment d'appui  $M_a$  (pris avec son signe)

$$A_i \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; \text{ avec } z = \frac{7}{8} \cdot h$$

$$2,51 \cdot 2800 = 7028 > 1,34 \cdot 10^3 - \frac{0,69 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 12,5} = -4368,57 \text{ Verifié.}$$

$$3,92 \cdot 2800 = 10976 > 1,94 \cdot 10^3 - \frac{1,173 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13,5} = -7890,15 \text{ Verifié.}$$

- Verification des armatures superieures a l'effort de traction developpé par les moments d'appuis :

$$A_s \cdot \bar{\sigma}_a \geq \frac{M}{z}$$

$$2,51 \cdot 2800 = 7028 \geq \frac{0,69 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13,5} = 5841,27 \text{ Verifié.}$$

- Verification a la condition de non fragilité.

a/ sens x :

La section d'armatures  $A_0$  suffisante pour resister aux sollicitations est  $A_0 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$  sous SP1.

La section d'armatures  $A_1$ , necessaire pour resister aux mêmes sollicitations majorées de 20% est :

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \times 3,92 = 4,704 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

La section d'armatures  $A_2$  pouvant équilibrer sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du beton suppose non fissuré et non armé peut s'écrire :

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{2-f}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bu}}$$

$$A_2 = 0.69 \times 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2 \cdot 0.714}{2} \cdot \frac{7.1}{4120} = 1.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En définitive, la section d'armatures tendues à mettre en place doit être ou moins égale à :

$$A = \max \begin{cases} A_0 = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \min \begin{cases} A_1 = 4.704 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_2 = 1.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} = 1.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$A_{tx} = A_0 = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b/ sens y:

même raisonnement, on trouve :  $A_{ty} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

de plus on vérifiera :

$$\frac{\Sigma \text{aciers tendus}}{\text{section totale de béton}} = \frac{A}{b_0 \cdot h} = \bar{w} \geq \frac{1.2}{\sigma_{su} - 2200} \quad (\text{CCBA 68 Art. 19.22})$$

Sens x :

$$\frac{3.92}{100 \cdot 16} = 0.00245 \geq 0.000625 \quad \text{Vérifié}$$

Sens y :

$$\frac{2.51}{100 \cdot 16} = 0.001568 \geq 0.000625 \quad \text{Vérifié}$$

Pourcentage minimal :

Acier H.A  $\rightarrow \bar{w}_s = 0.8 \text{ ‰}$

Sens x :  $\bar{w} = 0.00245 > 0.0008$

Sens y :  $\bar{w} = 0.00157 > 0.0008$

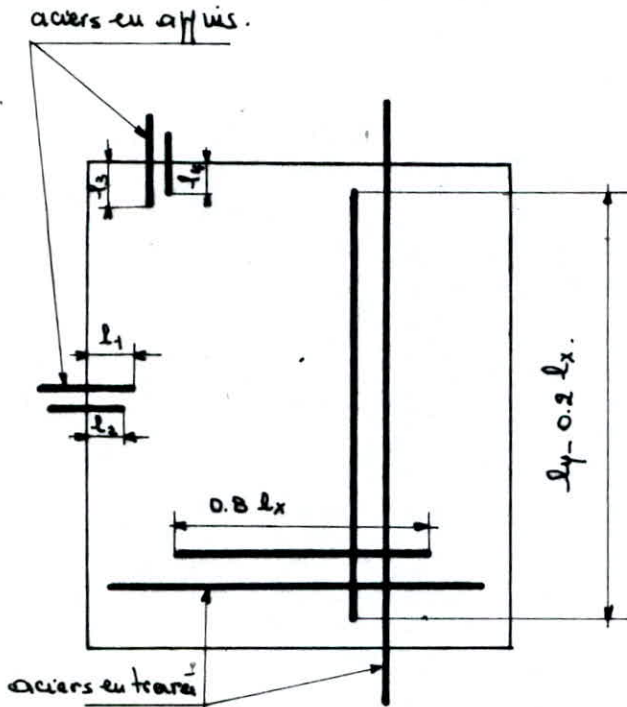
Dispositions constructives pour l'arrêt des armatures :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1.0}{4} \cdot \frac{2800}{19.96}$$

car  $\bar{\sigma}_b = 1.25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$   
(en zone d'ancrage normal)

$l_d = 35 \text{ cm}$





$l_d = 35 \text{ cm}$

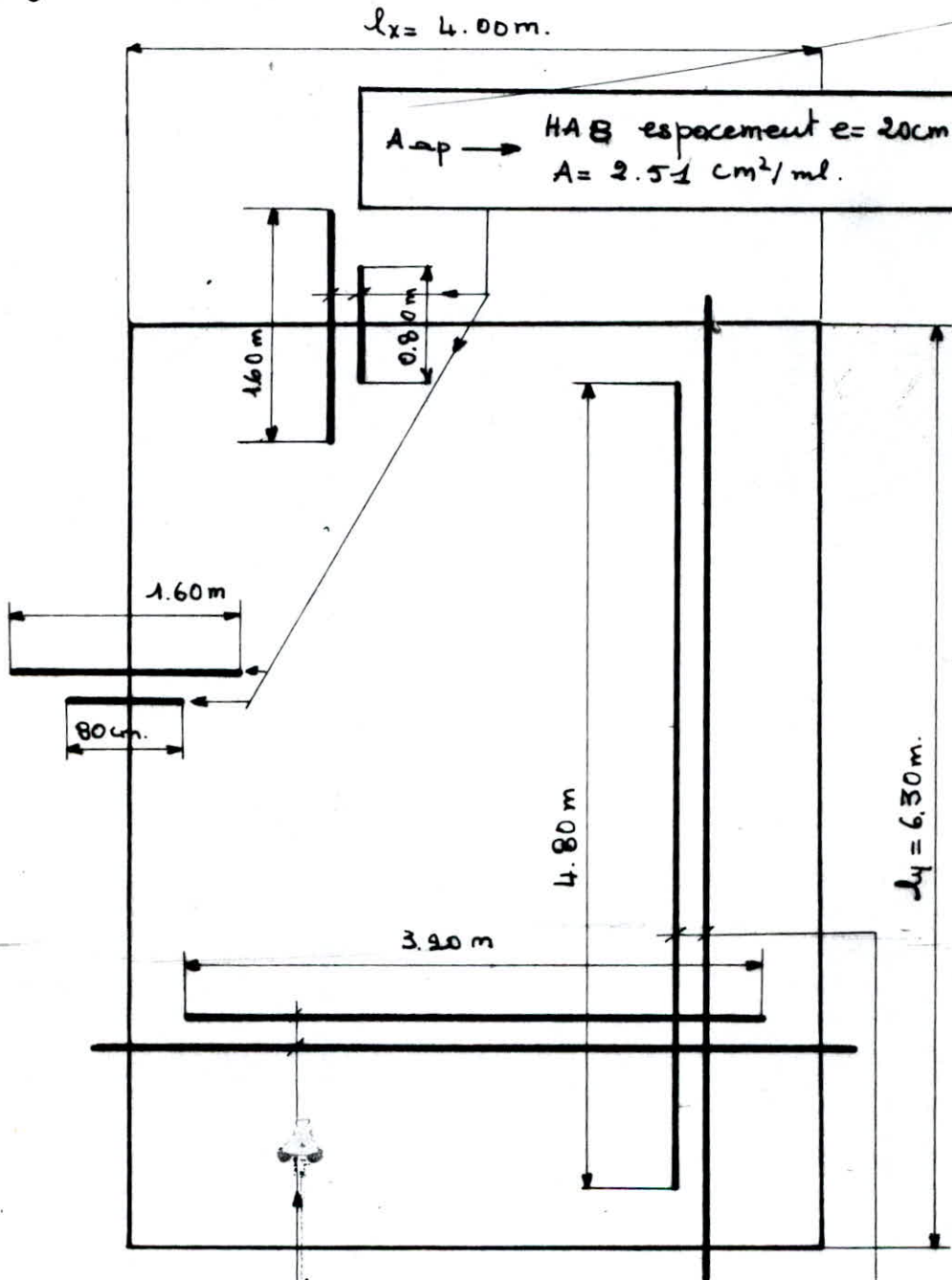
$l_1 = \max \begin{cases} l_d \\ 0.2 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.5 M_{tx} \\ 0.15 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.3 M_{tx} \\ 0.1 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.15 M_{ty} \end{cases}$

$l_3 = \max \begin{cases} l_d \\ 0.2 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.5 M_{ty} \\ 0.15 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.3 M_{ty} \\ 0.10 l_x & \text{Si } M_a \geq 0.15 M_{ty} \end{cases}$

$l_2 = \max \begin{cases} l'_d \\ l_1/2 \end{cases}$

$l_4 = \max \begin{cases} l'_d \\ l_3/2 \end{cases}$

Ferraillage des panneaux:



$l_x = 4.00\text{m.}$

$A_{ap} \rightarrow$  HA 8 espacement  $e = 20\text{cm.}$   
 $A = 2.51\text{ cm}^2/\text{ml.}$

$A_{tx} \rightarrow$  HA 10, espacement  $e = 20\text{cm}$   
 $A = 3.92\text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} \rightarrow$  HA 8, espacement:  
 $e = 20\text{cm}; A = 2.51$

- Flèche :

l'épaisseur de la dalle doit vérifier la relation suivante :

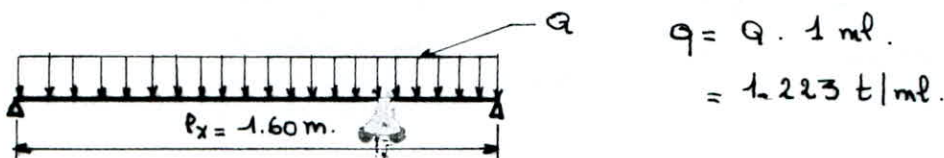
$$e \geq \frac{P}{180} \quad \text{avec } P: \text{ périmètre de la dalle en cm}$$

$$e \geq \frac{2(560 + 400)}{180} = 10.67 \text{ cm vérifié}$$

La vérification de la condition de flèche est non nécessaire.

CALCUL DU PANNEAU CENTRAL :

$$f = \frac{2.30 - 0.70}{17.96 - 0.30} = 0.09 \ll 0.4 \rightarrow \text{ dalle appuyée sur 2 îlots}$$



$$q = q \cdot 1 \text{ ml} = 1.223 \text{ t/ml}$$

$$M_x = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \frac{1.223 \cdot 1.60^2}{8} = 0.39 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_x}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

M t.m/ml	$\mu$	$\epsilon$	K	$\sigma'_b$	A cm <sup>2</sup> p.m	A adoptée cm <sup>2</sup> p.m	$\pi T \phi, e$
0.39	0.01146	0.9522	89.5	31.28	1.08	2.51 p.m	5T8; e=20cm

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T6 \rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ p.m ; } e = 20 \text{ cm}$$

En supposant un semi-encastrement à l'appui, on adoptera un ferrailage forfaitaire.

$$A_a = 5T8 \text{ p.m ; } e = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 5T6 \text{ p.m ; } e = 20 \text{ cm}$$

- Verifications :



M t.m/ml	A adop	$\bar{\omega}$	$\mu'$	K	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	$\omega_f$	$\sigma_1$ $\sigma_2$
0.32	2.51	0.1859	0.0976	56.5	37.56	2028.21	0.0052	1192.64 3321.89

- Verification de l'effort tranchant:

$$T_x = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.223 \cdot 1.60}{2} = 0.9784 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{T_x}{b \cdot z} = \frac{9784}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13.5} = 0.83 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.15 \bar{\sigma}_b$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$  armatures transversales non nécessaires.

- Verification aux epous:

. longueur d'appuis:

$$c \geq \frac{2 \cdot T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \cdot 0.9784 \cdot 10^3}{82.62 \cdot 100} = 0.3 \text{ cm} \rightarrow c > 0.3 \text{ cm}$$

. Armatures:

Armatures inferieures:

$$A_c \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; 2.51 \cdot 2800 > 0.9784 \cdot 10^3 - \frac{0.39 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13.5} = -23231$$

donc  $7028 > -2323.18$  Verifié.

Armatures superieures:

$$A_s \bar{\sigma}_a = \frac{M}{z} ; 2.51 \cdot 2800 = 7028 \geq \frac{0.39 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13.5} = 3301.59 \text{ Verifié.}$$

- Verification de la condition de non fragilité:

la section d'armatures  $A_0$  suffisante pour resister aux sollicitations est  $A_0 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  sous  $SP_1$ .

la section d'armatures  $A_1$  necessaire pour resister aux memes sollicitations majorée de 20% est:

$$A_1 = 1.2 \cdot 2.51 = 1.2 A_0 = 3.012 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section d'armatures  $A_2$  pourroit equilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du beton non

fissuré et non armé :

$$A_2 = 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{2-f}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} = 0.69 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2-0.714}{2} \cdot \frac{7.1}{4120}$$

$$A_2 = 1.53 \text{ cm}^2 \text{ | mP}$$

$$A = \max \begin{cases} A_0 = 2.51 \text{ cm}^2 \\ \min \begin{cases} A_1 = 3.012 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 1.53 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases} \rightarrow \underline{A = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ | mP}}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \bar{w} \geq \frac{1.2}{\bar{\sigma}_{eu} - 2200}$$

$$\bar{w} = \frac{2.51}{100 \cdot 16} = 0.001568 \geq 0.000625 \text{ Verifié.}$$

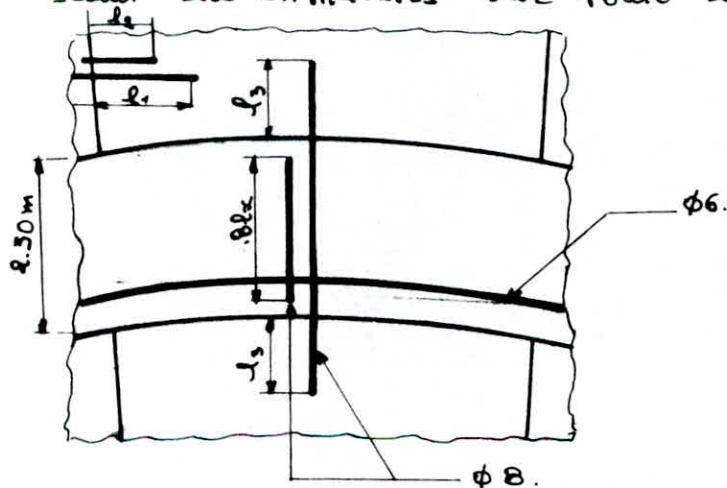
- Pourcentage minimal :

$$\bar{w}_0 = 0.8 \text{ ‰}$$

$$\bar{w} = 0.001568 > 0.8 \text{ ‰} \text{ Verifié.}$$

Disposition constructive pour l'arrêt des armatures :

Vue la disposition constructive des armatures supérieures des panneaux voûtig s à celui-ci et vue que la petite portée est faible, on peut assurer la continuité en prolongeant les armatures sur toute la portée



$$l = 2 \cdot \frac{l_3}{2} + 2.30 = 0.80 + 2.30 = 3.10 \text{ m}$$

$$0.8 l_x = 0.8 \cdot 1.60 = 1.28$$

ferraillage du panneau central :

# CHAPITRE . 2



CALCUL DES CHARGES  
VERTICALES





## CALCUL DES PORTIQUES SOUS LES CHARGES VERTICALES

La détermination des efforts dans les portiques sous l'effet des charges verticales se fera en adoptant la méthode exposée en A1 des règles C.C.B.A. 68 communément appelée "méthode de Caquot".

La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants; il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

### Moments dans les poteaux:

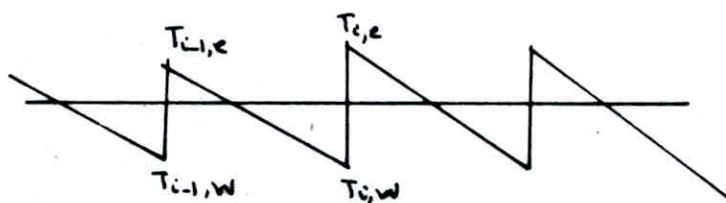
On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à  $h/n$  au dessus du plancher et à  $h/s$  au dessous du nu inférieur des poutres:

### Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres:

Par simplification, il n'est pas tenu compte de ces efforts. (C.C.B.A. 68 A 15)

### Efforts normaux dans les poteaux:

Ces efforts sont ramenés par les efforts tranchants dans les poutres. Ces derniers étant provoqués sur les niveaux des appuis par les charges uniformément réparties en travée. Ainsi, les réactions développées dans les appuis  $(i-1)$  et  $(i)$  donnent des efforts normaux de compression dans les poteaux.



$$N_{i-1} = T_{i-1, e} - T_{i-1, w}$$

$$N_i = T_{i, e} - T_{i, w}$$

$T_{i-1, e}$ ,  $T_{i-1, w}$ ,  $T_{i, e}$ ,  $T_{i, w}$  en valeurs algébriques.

### Moment en travée :

Connaissant les moments sur appuis pour chaque poutre, le moment en travée sera donné par :

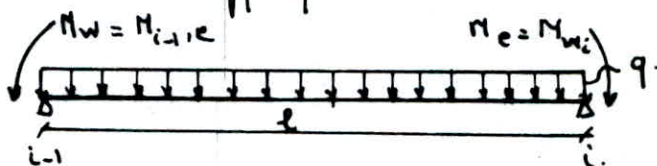
$$M_t = M_0 - \frac{|M_e| + |M_w|}{2}$$

$M_0$  moment isostatique de la travée considérée

On déterminera plus loin dans le chapitre " Superposition des sollicitations " les moments en travée, ou tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $l$  avec les charges permanentes, puis avec les surcharges et charges permanentes.

### Effort tranchant dans les poutres :

Ces efforts sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



Effort à gauche de la poutre  $i-1, i$   $T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Effort tranchant à droite de la poutre  $i-1, i$   $T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

$T_0$  : effort tranchant isostatique  $T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$



$M_e$ ,  $M_w$  sont pris en valeurs algébriques.

Evaluation des charges réparties auxquelles sont soumis les portiques :

$Q_G$  : charge / ml due aux charges permanentes.

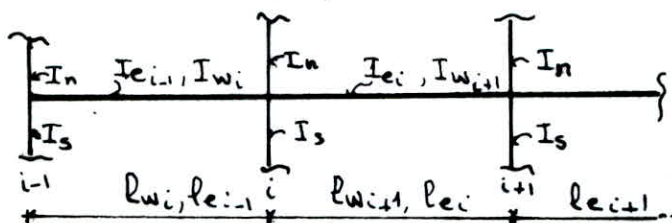
$Q_P$  : charge / ml due aux surcharges, transmises par les planchers.

les valeurs de ces charges seront représentées sous forme de tableau selon les différents niveaux et différents portiques

• Portiques longitudinaux :

portiq.	niv. terrasse		niv. couloir		niv. haut R.D.C		niv. bas R.D.C		niv. sous. sol.	
	$Q_G$	$Q_P$	$Q_G$	$Q_P$	$Q_G$	$Q_P$	$Q_G$	$Q_P$	$Q_G$	$Q_P$
E	2832,15	315	2792,45	787,5	2337,4	787,5	2337,45	1575	2337,45	787,5
D	3592,3	430	3428,9	1075	3053,9	1075	3053,9	2150	3053,9	1075
C	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
B	2832,15	315	2792,45	787,5	4039,52	1431,25	3941,67	2862,5	3941,67	1431,25
A					1702,06	643,75	1604,225	1287,5	1604,225	643,75

Calcul des caractéristiques géométriques des portiques :



$$l'_w = 0,8 l_w$$

$$l'_e = 0,8 l_e$$

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

$$h'_n = 0,8 h_n$$

$$h'_n = 0,9 h_n \text{ (avant dernier niv.)}$$

$$k_w = \frac{I_w}{l'_w} ; k_e = \frac{I_e}{l'_e} ; k_n = \frac{I_n}{h'_n} ; k_s = \frac{I_s}{h_s}$$

$$D = k_w + k_e + k_n + k_s ; I = \frac{bh^3}{12}$$



caracteristiques géométriques  
1. portique B

no	noed	Lw	Le	h <sub>n</sub>	h <sub>s</sub>	I <sub>w</sub>	I <sub>e</sub>	I <sub>n</sub>	I <sub>s</sub>	L' <sub>w</sub>	L' <sub>e</sub>	h' <sub>n</sub>	h' <sub>s</sub>	k <sub>w</sub>	k <sub>e</sub>	k <sub>n</sub>	k <sub>s</sub>	D 10 <sup>4</sup>
no. terrasse	1		4,00		3.2		250		6.75		3.20		2.56		78.12		2.636	89.75
	2	4,00	4		4	250	"	"	"	3.20	"	"	"	78.12	"	"	"	158.87
	3	"	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	77.16		"	157.91
	6	4,05			"	"	"	"	"	3.24			"	"	77.16		"	79.79
avant dernier no.	1		4,00	3.2	3.2		250	6.75	6.75		3.20	2.88	2.56		78.12	2.340	2.636	83.10
	2	4,00	"	"	"	250	"	"	"	3.20	"	"	"	78.12	"	"	"	161.22
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05	"	"	"	"	"	"	"	3.24	"	"	"	77.16	"	"	160.26
	6	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	"	77.16	"	"	82.14
no. courant	1		4,00	3.2	3.2		250	6.75	6.75		3.20	2.56	2.56		78.12	2.636	2.636	83.39
	2	4,00	"	"	"	250	"	"	"	3.20	"	"	"	78.12	"	"	"	161.51
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05	"	"	"	"	"	"	"	3.24	"	"	"	77.16	"	"	160.55
	6	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	"	77.16	"	"	82.43
haut. R.D.C	1		4,00	3.20	5.10		31.25	6.75	128		3.20	2.56	4.08		9.76	2.636	3.137	43.76
	2	4,00	4	"	"	31.25	"	"	"	3.20	"	"	4	9.76	"	"	"	53.52
	3	"	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	4	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05	"	"	"	"	"	"	"	3.24	"	"	"	9.64	"	"	53.40
	6	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	9.64	"	"	"	43.64
bas R.D.C	1		4,00	5.10	3.2		31.25	128	128		3.20	4.08	2.56		9.76	3.137	50	91.13
	2	4,00	"	"	"	31.25	"	"	"	3.20	"	"	"	9.76	"	"	"	100.89
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05	"	"	"	"	"	"	"	3.24	"	"	"	9.64	"	"	100.77
	6	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	9.64	"	"	"	91.01
1 <sup>er</sup> s. Sol.	1		4,00	3.2	4.00		31.25	128	128		3.20	2.56	3.2		9.76	50	40	99.76
	2	4,00	4	"	"	31.25	"	"	"	3.20	"	"	"	9.76	"	"	"	109.52
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4,05	"	"	"	"	"	"	"	3.24	"	"	"	9.64	"	"	109.40
	6	4,05		"	"	"	"	"	"	3.24		"	"	9.64	"	"	"	99.64



2. portique A

niv	noed	L <sub>w</sub>	L <sub>e</sub>	h <sub>n</sub>	h <sub>s</sub>	I <sub>w</sub>	I <sub>e</sub>	I <sub>n</sub>	I <sub>s</sub>	L' <sub>w</sub>	L' <sub>e</sub>	h' <sub>n</sub>	h' <sub>s</sub>	K <sub>w</sub>	K <sub>e</sub>	t <sub>n</sub>	K <sub>s</sub>	kn) D 10 <sup>4</sup>
niv. haut R.D.C	1		4.05		5.10		31.25		128		3.48		4.08		8.98		31.37	40.35
	2	4.05	"		"	31.25	"	"	"	3.48	"	"	"	8.98	"	"	1/	49.33
	3	"	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	4.12		"	"	"	"	"	"	3.56		"	"	8.83		"	49.18
	6	4.12			"	"			"	3.56			"	8.83		"	"	40.2
niv. bas R.D.C	1		4.05	5.10	3.2		31.25	128	128		3.48	4.59	2.56		8.98	27.88	50	86.86
	2	4.05	"	"	"	31.25	"	"	"	3.48	"	1/	1/	8.89	"	"	"	95.84
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	4.05	4.12	"	"	"	"	"	"	"	3.56	"	"	"	8.83	"	"	95.69
	6	4.12		"	"	"		"	"	3.56		"	"	8.83	"	"	"	86.71
1 <sup>er</sup> S.Sol	1		4.05	3.2	4.00		31.25	128	128		3.48	2.56	3.2		8.98	50	40	98.98
	2	4.05	"	"	"	31.25	"	"	"	3.48	"	"	"	8.98		"	"	107.96
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"			"	"	
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"			"	"	
	5	"	4.12	"	"	"	"	"	"	"	3.56	"	"		8.83	"	"	107.81
	6	4.12		"	"	"		"	"	3.56		"	"	8.83		"	"	98.83
2 <sup>eme</sup> S.Sol	1		4.05	4.00	4.20		31.25	128	128		3.48	3.2	0.96		8.98	40	133.3	182.31
	2	4.05	"	"	"	31.25	"	"	"	3.48	"	"	"	8.98	"	"	"	191.29
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	5	"	4.12	"	"	"	"	"	"	"	3.56	"	"		8.83	"	"	191.14
	6	4.12		"	"	"		"	"	3.56		"	"	8.83		"	"	182.16



# calcul des moments aux appuis

## 1. portique B

		sous P					sous G:						
no.		$Q_e$	$Q_w$	$M_e$	$M_w$	$N_n$	$M_s$	$Q_e$	$Q_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
niv. terrasse	1	315		0,0423	0	0	0,0423	282,5		0,1113	0	0	0,1113
	2	"	315	0,3794	0,3794	0	0	"	2832,5	3,4119	3,4119	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0,3843	0,3844	0	0,1603	"	"	3,455	3,4543	0	1,4310
	6	"	"	0	0,0128	0	-0,0128	"	"	0	0,1155	0	-0,1155
niveau dernier niv	1	787,5		0,0568	0	0,2670	0,0300	2712,45		0,4957	0	0,0921	0,1036
	2	"	787,5	0,9487	0,9487	0	0	"	2712,45	3,267	3,267	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0,9611	0,9603	0,34910	0,39210	"	"	3,3103	3,307	0,00012	0,00135
	6	"	"	0	0,0589	-0,027	-0,0312	"	"	0	0,203	-0,095	-0,1075
niv. Courant	1	787,5		0,0599	0	0,0299	0,0291	2712,45		0,2065	0	0,1032	0,1032
	2	"	787,5	0,9487	0,9487	0	0	"	2712,45	3,267	3,267	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0,9611	0,9603	0,34910	0,39210	"	"	3,3104	3,307	1,34910	0,0013
	6	"	"	0	0,0622	-0,031	-0,031	"	"	0	0,2142	-0,107	-0,107
haut R.D.C	1	1431,25		1,3394	0	0,1038	1,2350	4039,5		3,7811	0	0,2931	3,488
	2	"	1431,25	1,7242	1,7242	0	0	"	4039,5	4,8664	4,866	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	1,7319	1,7587	-0,0020	-0,0247	"	"	4,9667	4,888	0,00604	0,0718
	6	"	"	0	1,3772	-0,1067	-1,2704	"	"	0	3,8869	-0,7013	-3,585
bas R.D.C	1	2862,5		3,0791	0	1,187	1,892	3941,67		4,3399	0	1,6346	2,605
	2	"	2862,5	3,448	3,448	0	0	"	3941,67	4,748	4,748	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	3,5269	3,4568	0,027	0,4303	"	"	4,856	4,7601	0,0037	0,059
	6	"	"	0	3,1607	-1,2185	-1,9422	"	"	0	4,3523	-1,6779	-2,674
niv. S.Sol	1	1431,25		1,555	0	0,8641	0,6913	3941,67		4,283	0	2,3799	1,903
	2	"	1431,25	1,724	1,7242	0	0	"	3941,67	4,748	4,748	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	1,7637	1,7281	0,0198	0,0158	"	"	4,857	4,759	0,0545	0,0436
	6	"	"	0	0,0016	-0,91510	-0,7320	"	"	0	4,397	-2,442	-1,954



2. portique A

no.	no.	Sous P						Sous G.					
		Q <sub>e</sub> <sup>kp/ud</sup>	Q <sub>w</sub> <sup>kp/ud</sup>	M <sub>e</sub> <sup>t.m</sup>	M <sub>w</sub> <sup>t.m</sup>	M <sub>n</sub> <sup>t.m</sup>	M <sub>s</sub> <sup>t.m</sup>	Q <sub>e</sub>	Q <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
haut R.D.C	1	643.75		0.713	0	0	0.713	1702.07		-1.8853	0	0	-1.8853
	2	"	643.75	0.917	0.917	0	0	"	1702.07	2.425	2.425	"	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0.9418	0.9226	0	0.0189	"	"	2.4395	2.4394	"	0.0501
	6	"	"	0	0.7389	0	-0.738	"	"	0	1.953	"	-1.953
bas R.D.C	1	-1287.5		1.664	0	0.588	1.055	1604.22		2.0493	0	0.7336	-1.3156
	2	"	-1287.5	-1.834	1.8343	0	0	"	-1604.22	2.285	2.285	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	-1.888	1.8779	0.0173	0.0310	"	"	2.3529	2.292	0.0216	0.0387
	6	"	"	0	1.701	-0.608	-1.092	"	"	0	2.1194	-0.758	-1.3607
1 <sup>er</sup> S. Sol	1	643.75		0.8339	0	0.4635	0.3706	1604.22		2.0782	0	1.154	0.9236
	2	"	643.75	0.9171	0.9171	0	0	"	1604.22	2.285	2.285	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0.9445	0.9196	0.0137	0.0110	"	"	2.3536	2.2918	0.0343	0.0275
	6	"	"	0	0.8633	-0.479	-0.383	"	"	0	2.148	-1.193	-0.955
2 <sup>eme</sup> S. Sol	1	643.75		0.8716	0	0.2011	0.6705	1604.22		2.173	0	0.5014	1.671
	2	"	643.75	0.9171	0.9171	0	0	"	1604.22	2.285	2.285	0	0
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	0.9455	0.9185	0.0062	0.0207	"	"	2.3563	2.289	15.570	0.051
	6	"	"	0	0.9010	-0.2071	-0.6931	"	"	0	2.245	-0.5181	-1.7272



moments en travée et efforts tranchants  
1. portique B

niv	porte	L	G	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	P	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>		
niv terrasse	1-2	3.7	2.822	5.664	3.411	0.111	3.903	5.664	-4.84	6.49	315	0.63	0.37	0.012	0.434	0.63	-5.58	0.722				
	2-3	"	"	"	"	3.411	2.25	5.66	-5.44	5.66	"	"	"	0.379	0.25	"	0.63	0.63				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	3.454	"	2.23	5.66	-5.65	5.67	"	"	0.38	"	0.248	"	0.628	0.631				
	5-6	3.75	"	5.806	0.115	3.455	4.021	5.75	-6.559	4.91	"	0.116	0.016	0.384	0.44	0.639	-0.229	0.546				
about dernier niv	1-2	3.70	2.712	5.425	3.267	0.115	3.643	5.425	-4.65	6.193	7875	1.545	0.948	0.056	1.072	1.575	-1.352	1.798				
	2-3	"	"	"	"	3.267	2.157	"	-5.425	5.425	"	"	"	0.948	0.624	"	-1.575	"				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	3.367	"	2.137	5.425	-5.415	5.42	"	"	0.96	"	0.615	1.575	-1.575	1.575				
	5-6	3.75	"	5.561	0.203	3.370	3.799	5.442	-6.257	4.78	"	1.615	0.958	0.961	1.104	1.594	-1.81	1.372				
niv - courroit	1-2	3.70	2.712	5.425	3.267	0.206	3.688	5.415	-4.66	6.19	7865	1.575	0.94	0.058	1.07	1.575	-1.352	1.798				
	2-3	"	"	"	"	3.217	2.157	5.425	-5.42	5.42	"	"	"	0.948	0.624	"	-1.575	1.575				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	3.367	"	2.137	5.425	-5.415	5.425	"	"	0.96	"	0.62	"	-1.575	1.578				
	5-6	3.75	"	5.561	0.214	3.31	3.799	5.442	-6.257	4.78	"	1.615	0.962	0.961	1.103	1.594	-1.81	1.373				
haut R. D.C	1-2	3.70	4.095	8.074	4.864	3.783	3.755	8.074	-7.808	8.35	14312	2.86	1.724	1.339	1.33	2.86	-2.76	2.958				
	2-3	"	"	"	"	4.864	3.213	8.074	-8.074	8.074	"	2.862	"	1.724	1.138	2.862	-2.86	2.862				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	4.888	"	3.201	8.074	-8.073	8.084	"	"	1.75	"	1.121	2.86	-2.85	2.871				
	5-6	3.75	"	8.282	3.806	4.964	3.855	8.18	-8.44	7.943	"	2.92	1.371	1.731	1.165	2.89	-2.92	2.803				
bas R. D.C	1-2	3.70	3.944	7.883	4.748	4.229	3.389	7.883	-7.756	8.01	2825	5.725	3.448	3.079	2.46	5.725	-5.63	5.817				
	2-3	"	"	"	"	4.748	3.134	7.88	-7.88	7.88	"	"	"	3.448	2.27	5.725	-5.72	5.725				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	4.759	"	3.129	7.883	-7.88	7.886	"	"	3.456	"	2.272	5.725	-5.725	5.727				
	5-6	3.75	"	8.081	4.397	4.857	3.454	7.98	-8.095	7.85	"	5.869	3.16	3.526	2.525	5.725	-5.88	5.706				
1 <sup>er</sup> S. Sol	1-2	3.70	3.944	7.883	4.748	4.229	3.367	7.883	-7.767	7.999	14312	2.86	1.724	1.335	1.322	2.862	-2.86	2.904				
	2-3	"	"	"	"	4.748	3.134	7.88	-7.88	7.88	"	"	"	1.724	1.138	2.862	-2.86	2.862				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	4.759	"	3.129	7.88	-7.88	7.886	"	"	1.728	"	1.126	2.862	-2.86	2.863				
	5-6	3.75	"	8.081	4.397	4.85	3.454	7.98	-8.09	7.86	"	2.924	0.001	-1.763	2.050	2.898	-3.33	2.463				
2 <sup>eme</sup> S. Sol	1-2	3.70	3.94167	7.883	4.748	4.49	3.261	7.88	-7.82	7.94	14312	2.86	1.724	1.632	1.184	2.862	-2.86	2.885				
	2-3	"	"	"	"	4.748	3.135	"	-7.88	7.88	"	"	"	1.724	1.138	2.862	-2.86	2.862				
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5	"	"	"	7.88	4.754	"	3.122	7.88	-7.88	7.885	"	"	1.726	"	1.137	2.86	-2.86	2.863			
	5-6	3.75	"	8.081	4.611	4.86	3.346	7.98	-8.04	7.92	"	2.934	1.674	1.765	1.214	2.898	-2.92	2.876				



2. portique A

no	poste	L	G	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>f</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	P	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>f</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
Mont R.D.C	1-2	4.05	1.422	6.026	2.425	1.885	1.870	3.702	-3.578	3.826	64375	1.522	0.917	0.713	0.707	1.4	-1.553	1.447
	2-3	"	"	"	"	2.452	1.600	"	-3.708	3.702	"	"	"	0.917	0.605	"	-1.4	1.40
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	2.439	"	1.593	"	-3.69	3.705	"	"	0.922	"	0.602	"	-1.398	1.401
	5-6	4.12	"	4.156	1.953	2.439	1.959	3.761	-3.87	3.651	"	"	0.738	0.941	0.731	1.422	-1.46	1.376
bas R.D.C	1-2	4.05	1.606	3.794	2.285	2.049	1.627	3.489	-3.435	3.543	12875	3.045	1.834	1.644	1.205	2.8	-2.75	2.844
	2-3	"	"	"	"	2.285	1.508	3.489	-3.489	3.489	"	"	"	1.834	1.211	"	-2.8	2.800
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	2.925	"	1.505	3.489	-3.487	3.491	"	"	1.839	"	1.208	"	-2.79	2.801
	5-6	4.12	"	3.917	2.119	"	1.581	3.545	-3.59	3.442	"	3.144	1.702	1.888	1.35	2.84	-2.88	2.803
1er S. Sol	1-2	4.05	"	3.794	2.285	2.049	1.612	3.489	-3.441	3.536	64175	1.522	0.917	0.833	0.647	1.4	-1.381	1.449
	2-3	"	"	"	"	2.285	1.508	3.489	-3.48	3.489	"	"	"	0.917	0.605	"	-1.4	1.400
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	2.991	"	1.507	3.489	-3.48	3.49	"	"	0.919	"	0.604	"	-1.399	1.40
	5-6	4.12	"	3.917	2.148	2.353	1.666	3.545	-3.591	3.499	"	1.572	0.862	0.944	0.668	1.422	-1.46	1.404
2eme S. Sol	1-2	4.05	"	3.794	2.285	2.177	1.565	3.489	-3.463	3.515	"	1.522	0.917	0.871	0.628	1.4	-1.389	1.420
	2-3	"	"	"	"	2.285	1.508	3.489	-3.489	3.489	"	"	"	0.917	0.605	"	-1.4	1.400
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	2.289	"	1.507	3.489	-3.48	3.489	"	"	0.918	"	0.604	"	-1.39	1.400
	5-6	4.12	"	3.917	2.245	2.356	1.616	3.545	-3.57	3.52	"	1.572	0.901	0.945	0.648	1.422	-1.43	1.412



efforts normaux dans les poteaux

1. portique B

no	no	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum.}(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum.}(t)$
IX	1		6.49	6.49	6.49		0.722	0.722	0.722
	2	-4.84	5.66	10.5	10.5	-0.538	0.63	1.168	1.168
	3	-5.66	"	11.32	11.32	-0.63	"	1.26	1.26
	4	"	5.67	11.33	11.33	"	0.631	1.261	1.261
	5	-5.653	4.91	10.563	10.563	-0.628	0.546	1.174	1.174
	6	-6.559		6.559	6.559	-0.729		0.729	0.729
VIII	1		6.193	6.193	12.683		1.798	1.798	2.52
	2	-4.657	5.425	10.082	20.582	-1.352	1.575	2.927	4.140
	3	-5.425	"	10.85	22.17	-1.575	"	3.15	4.410
	4	"	"	"	22.18	"	"	"	4.411
	5	-5.415	4.725	10.14	20.703	"	1.372	2.947	4.121
	6	-6.260		6.26	12.819	-1.817		1.817	2.546
VII	1		6.19	6.19	18.873		1.797	1.797	4.317
	2	-4.66	5.425	10.085	30.667	-1.352	1.575	2.927	7.067
	3	-5.425	"	10.85	33.02	-1.575	"	3.15	7.560
	4	"	5.435	10.86	33.04	"	1.578	3.153	7.564
	5	-5.415	4.728	10.143	30.846	-1.572	1.373	2.945	7.066
	6	-6.257		6.257	19.076	-1.817		1.817	4.363
VI	1		6.19	6.19	25.063		1.797	1.797	6.114
	2	-4.66	5.425	10.085	40.752	-1.352	1.575	2.927	9.994
	3	-5.425	"	10.85	42.87	-1.575	"	3.15	10.713
	4	"	5.435	10.86	43.9	"	1.758	3.153	10.710
	5	-5.415	4.728	10.143	40.989	-1.572	1.373	2.945	10.011
	6	-6.257		6.257	25.333	-1.817		1.817	6.180
V	1		6.19	6.19	31.253		1.797	1.797	7.911
	2	-4.66	5.425	10.085	50.837	-1.352	1.575	2.927	12.921
	3	-5.425	"	10.85	54.72	-1.575	"	3.15	13.86
	4	"	5.435	10.86	54.76	"	1.578	3.153	13.87
	5	-5.415	4.728	10.143	51.132	-1.572	1.373	2.945	12.956
	6	-6.257		6.257	31.59	-1.817		1.817	7.997
IV	1		8.35	8.35	39.603		2.958	2.958	10.869
	2	-7.808	8.079	15.639	66.724	-2.766	2.862	5.628	18.549
	3	-8.079	"	16.158	70.878	-2.862	"	5.724	19.584
	4	"	8.084	17.153	70.923	"	2.871	5.733	19.603
	5	-8.073	7.913	15.986	67.118	-2.854	2.803	5.657	18.613
	6	-8.446		8.446	40.036	-2.979		2.979	10.976

( suite portique B.)

no	no	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$
III	1		8.01	8.01	47.613		5.817	5.817	16.686
	2	-7.756	7.883	15.639	82.363	-5.632	5.725	11.357	29.906
	3	-7.883	"	15.766	86.644	-5.725	"	11.45	31.034
	4	"	7.886	15.769	86.692	"	5.727	11.452	31.055
	5	-7.880	7.857	15.737	82.855	-5.727	5.706	11.429	30.042
	6	-8.106		8.106	48.142	-5.887		5.887	16.863
II	1		7.999	7.999	55.612		2.904	2.904	19.59
	2	-7.767	7.883	15.65	98.013	-2.820	2.862	5.682	35.588
	3	-7.883	"	15.766	102.41	-2.862	"	5.724	36.758
	4	"	7.886	15.769	102.461	"	2.863	5.725	36.78
	5	-7.88	7.868	15.766	98.621	-2.861	2.463	5.324	35.366
	6	-8.095		8.095	56.237	-3.333		3.333	20.196
I	1		7.946	7.946	63.558		2.885	2.885	22.475
	2	-7.82	7.883	15.703	113.716	-2.840	2.862	5.702	41.29
	3	-7.883	"	15.766	118.176	-2.862	"	5.702	42.482
	4	"	7.885	15.768	118.229	"	2.863	5.725	42.505
	5	-7.882	7.920	15.802	114.423	"	2.876	5.728	41.094
	6	-7.892		7.982	64.219	-2.920		2.920	23.116







## CHARGES VERTICALES DANS LES VOILES

• charges et surcharges revenant à chaque voile :

Voile	niv. terrasse		niv. courant.		
	G (t/ml)	P (t/ml)	G (t/ml)	P (t/ml)	
BC	1	1.25259	0.1895	2.305585	0.47375
	2	2.50519	0.379	3.48617	0.9475
	3	"	"	"	"
	4	"	"	"	"
	5	2.51841	0.381	3.49863	0.9525
	6	1.26581	0.1915	2.31804	0.4787
DE	1	1.060905	0.1605	2.12491	0.4012
	2	2.12181	0.321	3.12483	0.8025
	3	"	"	"	"
	4	"	"	"	"
	5	2.19785	0.3325	3.196475	0.83125
	6	1.13692	0.172	2.19656	0.430

• Calcul des efforts normaux dans les voiles :

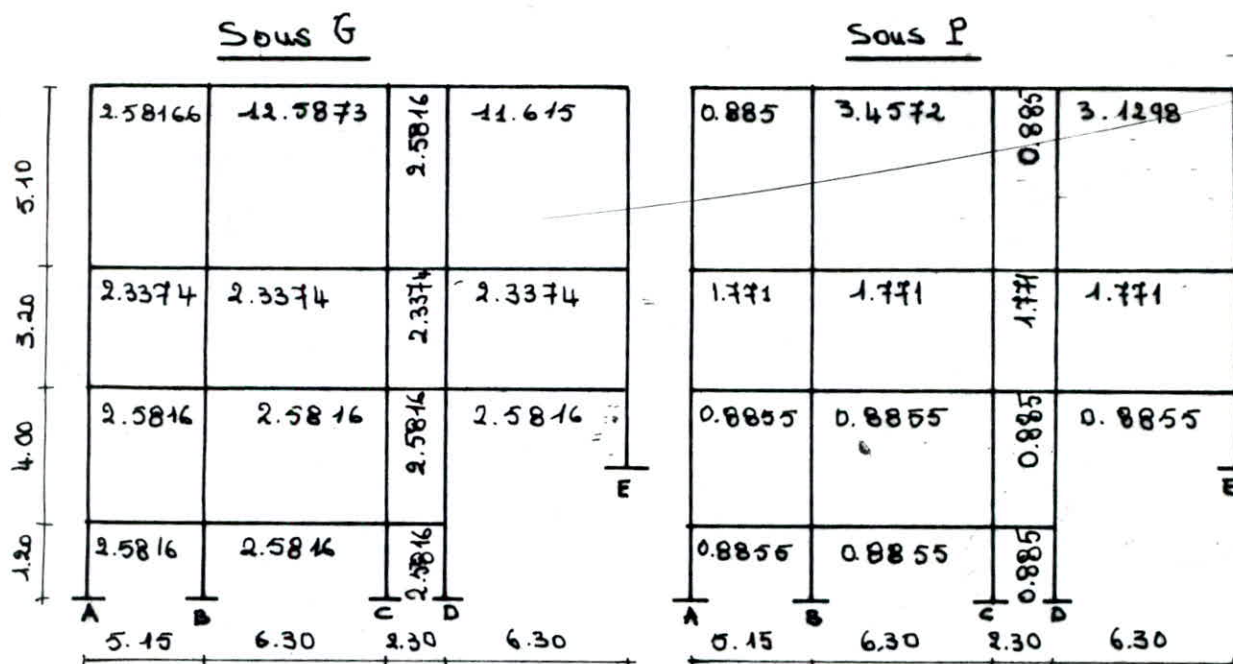
	niv	G				Ng cumulé			
		①	②-③ et ④	⑤	⑥	①	②-③ et ④	⑤	⑥
BC	IX	1.2525	2.5052	2.5184	1.2658	8.7675	17.536	17.628	8.8606
	VIII	2.3055	3.48617	3.4986	2.3180	24.906	41.9395	42.119	25.086
	VII	"	"	"	"	41.044	66.3427	66.609	41.313
	VI	"	"	"	"	57.183	90.7459	91.099	57.539
	V	"	"	"	"	73.321	115.149	115.589	73.765
	IV	"	"	"	"	89.46	139.552	140.079	89.992
DE	IX	1.0609	2.1218	2.1978	1.1369	7.4263	14.852	15.384	9.958
	VIII	2.1249	3.1248	3.1964	2.1965	29.3006	36.726	37.759	23.334
	VII	"	"	"	"	37.174	58.6003	60.137	38.710
	VI	"	"	"	"	52.949	80.4741	82.509	54.086
	V	"	"	"	"	66.923	102.3479	104.88	69.462
	IV	"	"	"	"	81.797	124.221	127.25	84.838

	niv	P				Np cumulé.			
		①	②-③ et ④	⑤	⑥	①	②-③ et ④	⑤	⑥
BC	IX	0.1895	0.379	0.381	0.1915	1.3265	2.653	2.667	1.3405
	VIII	0.4737	0.9475	0.9525	0.4787	4.6427	9.2855	9.334	4.6914
	VII	"	"	"	"	7.959	15.918	16.002	8.0423
	VI	"	"	"	"	11.275	22.5505	22.669	11.393
	V	"	"	"	"	14.591	29.183	29.337	14.744
	IV	"	"	"	"	17.907	35.815	36.004	18.095
DE	IX	0.1605	0.3210	0.3325	0.172	1.1235	2.247	2.327	1.204
	VIII	0.4012	0.8025	0.8312	0.430	3.932	7.864	8.146	4.214
	VII	"	"	"	"	6.741	13.482	13.965	7.224
	VI	"	"	"	"	9.549	19.099	19.783	10.234
	V	"	"	"	"	12.358	24.717	25.602	13.244
	IV	"	"	"	"	15.167	30.334	31.421	16.254



Des trous.  
le portique le plus sollicité sous les charges verticales étant le portique 5.

• Repartition des charges et surcharges sur les différentes traverses du portique:



• Calcul des caractéristiques géométriques des portiques transversaux:

no	nom	Lw	Le	hn	hs	Iw	Ie	In	Is	L'w	L'e	h'n	h's	kw	ke	kn	ks	D
IV	A		4.65		4.94		31.25		6.75		3.72		3.952		8.40		1.707	40.108
	B	4.65	5.60		"	31.25	"	18	18	3.72	4.48		"	8.40	6.975		4.554	19.93
	C	5.60	1.60		"	"	"	"	"	4.48	1.28		"	6.975	24.41		"	35.94
	D	1.60	5.60		"	"	"	"	"	1.28	4.48		"	24.41	6.975		"	"
	E	5.60			"	"	"	"	"	4.48			"	6.975			"	11.53
III	A		4.65	4.94	3.04		31.25	6.75	6.75		3.72	4.44	2.43		8.40	15.18	2.775	12.694
	B	4.65	5.60	"	"	31.25	"	18	18	3.72	4.48	"	"	8.40	6.975	4.04	7.401	26.82
	C	5.60	1.60	"	"	"	"	"	"	4.48	1.28	"	"	6.975	24.41	"	"	42.83
	D	1.60	5.60	"	"	"	"	"	"	1.28	4.48	"	"	24.41	6.975	"	"	"
	E	5.60		"	"	"	"	"	"	4.48		"	"	6.975		"	"	18.42
II	A		4.65	3.04	4.94		31.25	6.75	6.75		3.72	2.43	2.092		8.4	2.775	2.197	13.37
	B	4.65	5.60	"	"	31.25	"	18	18	3.72	4.48	"	"	8.4	6.975	7.101	5.85	29.63
	C	5.60	1.60	"	"	"	"	"	"	4.48	1.28	"	"	6.975	24.41	"	"	44.4
	D	1.60	5.60	"	"	"	"	"	"	1.28	4.48	"	"	24.41	6.975	"	"	"
	E	5.60		"	"	"	"	"	"	4.48		"	"	6.975		"	"	20.23
I	A		4.65	3.04	1.04		31.25	6.75	6.75		3.72	3.072	0.83		8.40	2.197	0.112	18.71
	B	4.65	5.60			31.25	"	18	18	3.72	4.48	"	"	8.4	6.975	5.859	21.63	42.86
	C	5.60	1.60			"	"	"	"	4.48	1.28	"	"	6.975	24.41	"	"	58.88
	D	1.60	5.60			"	"	"	"	1.28	4.48	"	"	24.41	6.975	"	"	51.90
	E	5.60				"	"	"	"	4.48		"	"	6.975		"	"	"



-calcul des moments fléchissants aux appuis

Sous P								Sous G.					
niv	road	Qe	Qw	Me	Mw	Mn	Ms	Qe	Qw	Me	Mw	Mn	Ms
III	A	0.8855		0.2434	0	0	0.2434	2.5816		0.7098	0	0	0.7098
	B	3.457	0.8855	5.8107	1.5747	"	1.5359	12.587	2.5816	20.7901	14.9589	0	5.8312
	C	0.8855	3.457	5.5995	6.6122	"	-1.0126	2.5816	12.587	20.347	24.050	0	-3.7026
	D	3.129	0.8855	5.9891	5.0744	"	0.9147	11.6715	2.5816	22.3075	18.878	"	3.4286
	E		3.1298	0	2.9191	"	-2.9191		11.6715	0	10.885	"	-10.885
III	A	1.771		0.9751	0	0.3448	0.6803	2.3374		1.2870	0	0.4551	0.8319
	B	"	1.771	3.8441	3.2898	0.1959	0.3582	"	2.3374	5.0736	4.3621	0.2586	0.4728
	C	"	"	2.53	3.5564	0.3628	-0.6634	"	"	3.3392	4.6939	-0.476	-0.8757
	D	"	"	3.5564	2.53	0.3629	0.6634	"	"	4.6939	3.3392	0.4789	0.8757
	E	"	"	0	2.5985	-0.9187	-1.6798	"	"	0	3.4297	-1.212	-2.2171
II	A	0.885		0.5360	0	0.2991	0.2368	2.5816		1.5627	0	0.8722	0.6905
	B	"	0.885	1.9327	1.632	0.1678	0.1328	"	2.5816	5.6348	4.7583	0.4892	0.3872
	C	"	"	1.2206	1.7908	-0.3182	-0.2519	"	"	3.5587	5.2213	-0.9279	-0.734
	D	"	"	1.7908	1.2206	0.3182	0.2519	"	"	5.2213	3.5587	0.9279	0.7346
	E	"	"	0	1.3701	-0.7647	-0.6054	"	"	0	3.9946	2.229	-1.765
I	A	"		0.7943	0	0.1699	0.625	2.5816		2.3159	0	0.493	1.822
	B	"	0.885	1.9852	1.5688	0.0887	0.3276	"	2.5816	5.987	4.573	0.2587	0.9552
	C	"	"	0.9668	1.8634	-0.191	-0.7055	"	"	2.8188	5.432	-0.557	-2.056
	D	"	"	0	0.0904	-0.0192	-0.0711	"	"	0	0.2635	-0.056	-0.207

-calcul des moments fléchissants en travée et des efforts tranchants

niv	portée	L	Q	Mo	Me	Mw	To	Te	Tw	Mt	portée	Q	Mo	Me	Mw	Mt	To	Te	Tw
IV	A-B	4.65	0.885	2.393	4.874	0.243	2.058	-1.191	2.925	0.134	A-B	2.5816	6.977	14.95	0.709	0.856	6.002	-2.93	9.06
	B-C	5.60	3.457	13.552	6.612	5.810	2.680	-9.537	9.923	7.30	B-C	10.58	49.34	24.05	20.79	26.92	35.24	-34.6	35.82
	C-D	1.60	0.885	0.283	5.074	5.599	0.708	1.036	0.390	-5.053	C-D	2.5816	0.826	18.97	20.34	-18.78	2.065	-2.98	1.147
	D-E	5.60	3.129	12.26	2.919	5.989	8.763	-9.311	8.215	7.81	D-E	11.67	45.75	10.88	22.5	29.02	32.68	-34.7	30.5
III	A-B	4.65	1.771	4.786	3.289	0.9751	4.177	-3.619	4.615	2.55	A-B	2.3374	6.377	14.342	1.287	3.503	5.434	-4.37	6.09
	B-C	5.60	"	6.942	3.556	3.841	4.95	-5.070	4.907	3.424	B-C	"	9.162	4.693	5.073	4.279	6.544	-6.612	6.47
	C-D	1.60	"	0.5667	2.53	2.53	1.416	-1.416	1.416	-1.963	C-D	"	0.749	3.339	3.339	-2.59	1.869	-1.869	1.869
	D-E	5.60	"	6.942	2.59	3.556	4.95	-5.129	-5.129	3.82	D-E	"	9.162	3.429	4.693	5.101	6.544	-6.37	6.519
II	A-B	4.65	0.885	2.393	1.632	0.536	2.058	-1.823	-1.82	1.309	A-B	2.5816	6.977	4.75	1.562	3.817	6.002	-5.315	6.68
	B-C	5.60	"	3.471	1.7908	1.932	2.479	-2.504	-2.504	1.609	B-C	"	10.12	5.221	5.434	4.69	7.229	-7.302	7.15
	C-D	1.60	"	0.283	1.220	1.22	0.708	-0.708	-0.708	-0.937	C-D	"	0.826	3.558	3.558	-2.732	2.065	-2.65	2.065
	D-E	5.60	"	3.471	1.370	1.709	2.479	-2.551	-2.504	1.89	D-E	"	10.102	3.992	5.221	5.512	7.228	-7.4	7.007
I	A-B	4.65	"	2.393	1.568	0.794	2.058	-1.89	2.325	1.211	A-B	"	6.977	4.573	2.315	3.532	6.002	-5.57	6.48
	B-C	5.60	"	3.471	1.863	1.985	2.479	-2.01	2.457	1.546	B-C	"	10.12	5.43	5.78	4.509	7.229	-7.29	7.16
	C-D	1.60	"	0.283	0.090	0.966	0.708	-1.256	0.406	-0.215	C-D	"	0.826	0.263	2.818	-0.715	2.065	-3.66	0.46



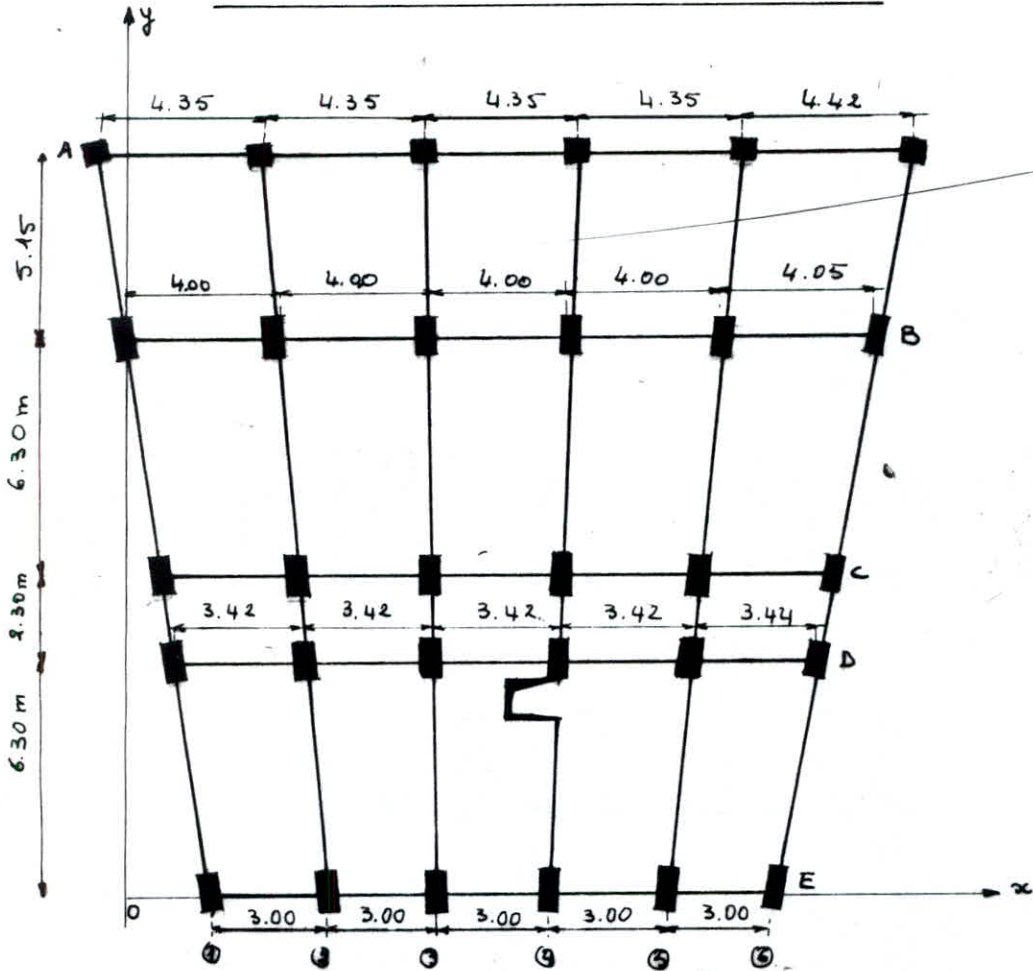
calcul des efforts normaux cumulés  
dans les poteaux

Sous P

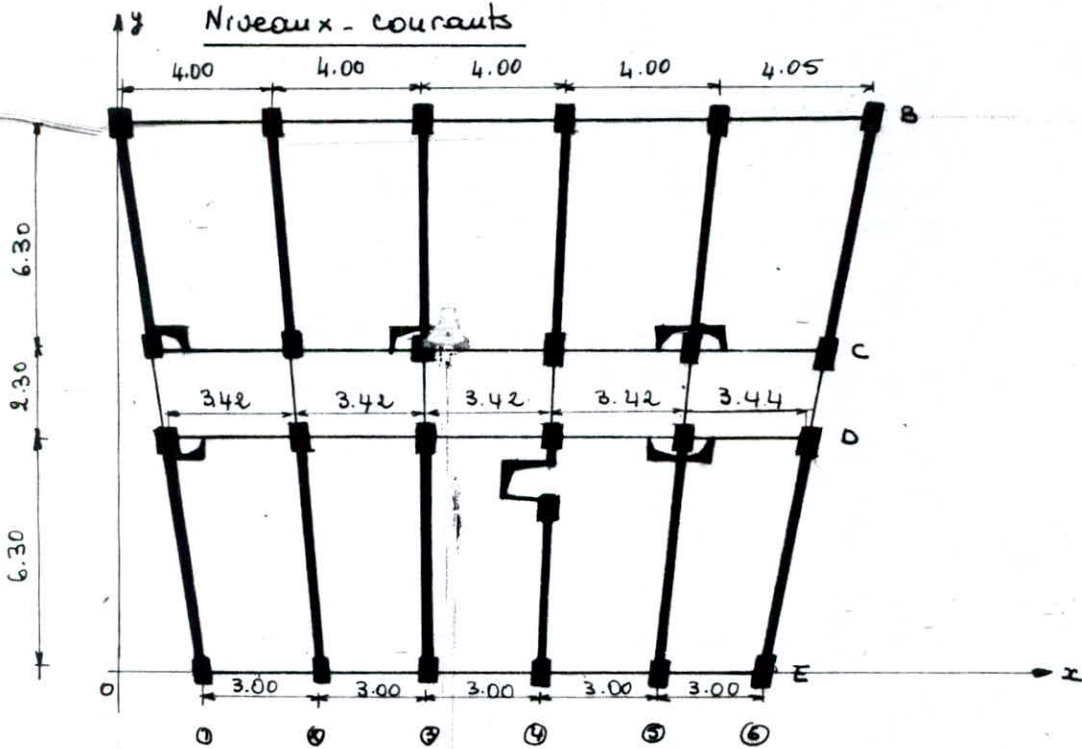
Sous G

no	part	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N (t)	N <sub>cum</sub> (+)	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N (t)	N <sub>cum</sub> (+)
IV	A		2.9257	2.9257	2.9257		9.0666	9.0666	9.0666
	B	-1.1918	9.8232	11.015	11.015	-2.938	35.8266	38.7646	38.7646
	C	-9.5370	0.3802	9.9172	9.9172	-34.662	1.1473	35.8095	35.8095
	D	-1.0365	8.2152	9.2517	9.2517	-2.983	30.5957	33.579	33.579
	E	-9.3116		9.3116	9.3116	-34.764		34.7646	34.7646
III	A		4.6153	4.6153	7.541		6.015	6.015	15.1581
	B	-3.6197	4.9074	8.5271	19.5421	-4.977	6.477	11.2545	50.0191
	C	-5.0101	1.4708	6.4269	16.3441	-6.6126	1.8699	8.4825	44.292
	D	-1.4168	4.7877	6.2045	15.4562	-1.8699	6.3191	8.189	41.768
	E	-5.1298		5.1298	14.4414	-6.7706		6.7706	41.5352
II	A		2.2944	2.294	9.835		6.6895	6.6896	21.847
	B	-1.823	2.454	4.277	23.8191	-5.2151	7.1548	12.4699	62.489
	C	-2.5047	0.7084	3.2131	19.557	-7.3024	2.0657	9.3681	53.6601
	D	-0.7084	2.4042	3.1126	18.568	-2.0653	7.0095	9.0748	50.8428
	E	-2.5545		2.5545	16.9959	-7.4477		7.4477	48.9829
I	A		2.2253	2.253	12.0607		6.4879	6.4879	28.3355
	B	-1.8922	2.4576	4.3498	28.168	-5.5167	7.1652	12.6819	75.1709
	C	-2.5011	0.1606	2.6617	22.2189	-7.292	0.4682	7.7602	61.4203
	D	-1.2561		1.2561	19.824	-3.6623		3.6623	54.5051

Niveaux . R.D.C , 1<sup>er</sup> S. Sol et 2<sup>eme</sup> S. Sol



Niveaux - courants



Détermination du centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Masses considérées :

- Acrotère : 0,2 t/m<sup>l</sup>
- Plancher terrasse inaccessible : 0,711 t/m<sup>2</sup>
- Plancher courant et s. sol : 0,748 t/m<sup>2</sup>
- Plancher bas R.D.C : 0,781 t/m<sup>2</sup>
- Poutres 0,3 x 1,00 x 2,5 : 0,75 t/m<sup>2</sup>
- 0,3 x 0,50 x 2,5 : 0,325 t/m<sup>2</sup>
- Plateaux 0,3 x 0,8 x 2,5 : 0,6 t/m<sup>2</sup>
- 0,3 x 0,3 x 2,5 : 0,225 t/m<sup>2</sup>
- Voiles 0,15 x 7 x 2,5 : 2,625 t/m<sup>2</sup>
- Murs de façades : 0,460 t/m<sup>2</sup>
- Galerie technique : 0,368 t/m<sup>2</sup>

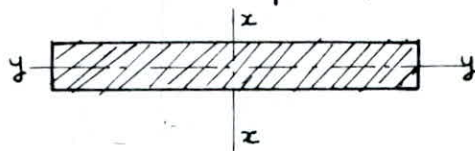
1°) Calcul des inerties des voiles :

On assimile notre bloc à un trapèze régulier :

$\alpha_i$  : l'inclinaison des voiles par rapport à l'axe vertical central (ox, oy) étant les axes parallèles aux axes principaux du bloc considéré.

$$\text{Sin } \alpha_{\max} = \frac{(20,05 - 15,00) / 2}{15,6} = 0,161 \rightarrow \alpha_{\max} = 9,29^\circ < 10^\circ$$

On néglige l'inclinaison des voiles et on calcule leurs inerties par rapport à leurs axes principaux



$$I = \frac{a b^3}{12}$$

$$I_1 = \frac{0,15 \cdot 7^3}{12} = 4,2875 \text{ m}^4 ; \quad I_3 = \frac{0,15 \cdot 4,80^3}{12} ; \quad I_2 = \frac{0,15 \cdot 0,70^3}{12} = 4,3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$



2/ Determination du centre de masse : G

a/ éléments verticaux :

(les calculs seront représentés sous forme de tableau)

$M_i$  : masse du voile :

$x_i$  : distance du centre de gravité du voile à l'axe x

$y_i$  : " " " " " " " " y

éléments	files	$M_i$ (t)	$y_i$ (m)	$x_i$ (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$	
$V_1$ BC	①	9.07	12.1	0.5635	5.103	109.75	
	②	"	"	4.3535	39.49	"	
	③	"	"	8.1435	73.86	"	
	④	"	"	11.9335	108.24	"	
	⑤	"	"	15.7235	142.61	"	
	⑥	"	"	19.5535	177.35	"	
$V_1$ DE	①	"	3.5	1.9481	17.6693	31.75	
	②	"	"	5.1581	46.78	"	
	③	"	"	8.3681	75.90	"	
	④	4	0.71	6.65	11.4131	8.10	4.77
		3	6.025	2.40	14.7881	68.76	14.00
	⑤		9.07	3.5	14.7881	134.13	31.75
⑥		"	"	18.001	163.33	"	
$\Sigma$		106.505			1061.34	836.02	

$$x_G = 9.9651 \text{ m}$$

$$y_G = 7.8496 \text{ m}$$

b/ éléments horizontaux :

$M_i = S_i \times (G + 0.5 P)$

$S_i$  : surface de la dalle :

• Niveau courant :

$$G + 0.5 P = 0.748 \text{ t/m}^2$$

$$\underline{\quad 0.460 \quad "}$$

$$1.208 \quad "$$

Des résultats seront donnés sous forme de tableau pour le niveau courant, les autres niveaux ou donne les résultats

finaux sachant qu'on procède de la même manière :

Dalb	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$M_i$ (t)	$x_i$	$y_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
1	26.17	31.61	2.4585	12.1	77.72	382.48
2	"	"	6.2485	"	197.51	"
3	"	"	10.0385	"	317.32	"
4	"	"	13.8285	"	437.12	"
5	"	"	17.6385	"	557.55	"
6	28.04	33.87	10.0158	7.8	3.3923	264.18
7	22.11	26.71	3.5531	3.5	94.90	93.48
8	22.47	27.14	6.7631	"	183.55	94.99
9	16.71	20.18	3.6956	2.79	195.71	56.32
10	22.11	26.71	13.1831	3.5	352.12	93.48
11	"	"	16.3981	"	437.99	"
$\Sigma$		319.37			3190.72	2605.936

$$X_G = 9.9906 \text{ m}$$

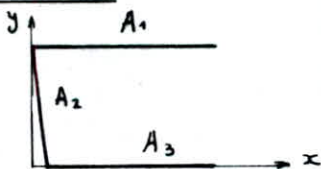
$$Y_G = 8.1586 \text{ m.}$$

• Niveau terrasse :

$$X_G = 10.0117 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.1195 \text{ m.}$$

• Acrotère :



	$M_i$ (t)	$y_i$	$x_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
A <sub>1</sub>	3.0075	8.6	10	30.075	25.8645
A <sub>2</sub>	2.2886	7.8	1.2558	2.8740	17.8510
A <sub>3</sub>	2.2006	0	10.025	22.0611	0
$\Sigma$	7.490			55.0101	43.713

$$X_G = 7.3445 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.8365 \text{ m.}$$

• Niveau R.D.C

$$X_G = 9.9906 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.1596 \text{ m.}$$

- terrasse accessible:

$$\begin{aligned} X_G &= 10.0524 \text{ m.} \\ Y_G &= 18.1229 \text{ m} \end{aligned}$$

- Niveau haut R.D.C:

Dalle	$M_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
R.D.C	319.37	9.9906	8.1596	3190.69	2605.93
terr.	134.33	10.0524	18.1229	1350.34	2434.45
$\Sigma$	453.7			4541.03	5040.38

$$\begin{aligned} X_G &= 10.0089 \text{ m} \\ Y_G &= 11.1095 \text{ m} \end{aligned}$$

- Niveau 1<sup>er</sup> sous-sol:

$$\begin{aligned} X_G &= 10.0181 \text{ m} \\ Y_G &= 11.1316 \text{ m} \end{aligned}$$

- Niveau 2<sup>ème</sup> S. Sol:

$$\begin{aligned} X_G &= 10.0496 \text{ m} \\ Y_G &= 13.8983 \text{ m.} \end{aligned}$$

- Niveau bas R.D.C:

$$\begin{aligned} X_G &= 10.0184 \text{ m} \\ Y_G &= 11.1325 \text{ m} \end{aligned}$$

Determination du centre de gravité de chaque niveau:

- Niveau terrasse:

niveau	$M_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
plancher terr.	319.68	10.0117	8.1195	3200.54	2595.64
1/2 mur inf. (voil)	53.2525	9.9651	7.8496	530.66	418.0108
Acrotère	7.49	7.3445	5.8365	55.01	43.71
$\Sigma$	380.4225			3786.21	3057.36

$$\begin{aligned} X_G &= 9.9526 \text{ m} \\ Y_G &= 8.0367 \text{ m} \end{aligned}$$



• Niveau étage courant:

Niveau	M <sub>i</sub> (+)	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> · x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · y <sub>i</sub>
Plancher cour.	319.37	9.9906	8.1596	3190.69	2605.93
1/2 voile inf.	53.25	9.9651	7.8496	530.66	418.0108
1/2 voile sup.	53.25	9.9651	7.8496	530.66	418.0108
Σ	425.875			4252.01	3441.95

$$x_G = 9.9842 \text{ m}$$

$$y_G = 8.0821 \text{ m}$$

• Niveau haut R.D.C

niveau	M <sub>i</sub>	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · y <sub>i</sub>
Plancher	453.7	10.0089	11.1995	4541.04	5040.38
1/2 mur sup.	53.25	9.9651	7.8496	530.66	418.0108
1/2 pot. inf.	40.165	12.2479	8.5300	491.94	342.60
Acrotère	40.455	8.075	19.5575	32.67	79.12
Σ	551.16			5596.31	5880.11

$$x_G = 10.1537 \text{ m.}$$

$$y_G = 10.6686 \text{ m}$$

• Niveau 1<sup>er</sup> S. Sol:

Niveau	M <sub>i</sub>	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · y <sub>i</sub>
Plancher	439.05	10.0181	11.1316	4398.45	4887.33
1/2 pot inf	25.2	12.25	8.53	308.7	214.956
1/2 pot sup	31.5	12.25	8.53	385.838	268.669
Σ	495.75			5092.985	5370.955

$$x_G = 10.733 \text{ m}$$

$$y_G = 10.8340 \text{ m.}$$

• Niveau 2<sup>ème</sup> S. Sol:

Niveau	M <sub>i</sub>	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · x <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> · y <sub>i</sub>
Plancher	323.46	10.0496	13.8983	3250.64	4495.54
1/2 pot. sup.	25.2	12.25	8.53	308.7	214.956
1/2 pot inf.	0.36	10.1821	13.5247	3.6655	4.8689
Σ	348.02			3563.00	4715.3649

$$x_G = 10.2086 \text{ m}$$

$$y_G = 13.5103 \text{ m}$$

Niveau bas R. D. C

niveau	$M_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
plancher	484.87	10.0184	11.1325	4853.61	5393.36
1/2 pot. sup.	40.165	12.2479	8.53	491.94	342.60
1/2 pot. inf.	25.2	12.25	8.53	308.70	214.956
$\Sigma$	549.83			5624.26	5950.916

$$x_G = 10.2836 \text{ m}$$

$$y_G = 10.8232 \text{ m}$$

1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> S. Sols :

voiles periph.	$M_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
$v_1$	24	9.8989	0	237.57	0
$v_2$	32.08	19.6848	10.025	631.49	321.602
$v_3$	34.912	9.8989	20.05	345.59	699.985
$v_4$	32.08	0.7848	-10.025	25.17	321.602
$\Sigma$	123.072			1239.82	1343.189

$$x_G = 10.7399 \text{ m}$$

$$y_G = 10.91385 \text{ m}$$

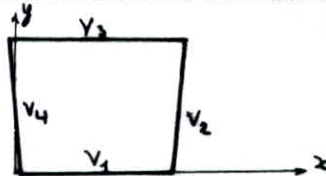


TABLEAU RECAPITULATIF:

no	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
$x_G$ (m)	10.21	10.27	10.28	10.15	9.98	9.98	9.98	9.98	9.95
$y_G$ (m)	13.51	10.83	10.82	10.67	8.08	8.08	8.08	8.08	8.04

Détermination du centre de torsion  $C_j$ :

Soit  $oxy$  un repère avec  $ox$  et  $oy$  considérés parallèles aux directions principales du bloc ( $ox \perp oy$ ) et  $o$  un point quelconque (une origine arbitraire, choisie en fonction de la commodité de calcul), les coordonnées  $(x_{C_j}; y_{C_j})$  du centre de torsion  $C_j$  de



l'étage  $j$  par rapport à  $oxy$  sont données par les formules suivantes

formules du barycentre :

$$\begin{cases} x_{cj} = \frac{\sum R_{jx}^{(+)} x_j^{(+)}}{R_{jy}^{(+)}} & \text{l: sens longitudinal} \\ y_{cj} = \frac{\sum R_{jx}^{(+)} y_j^{(+)}}{R_{jy}^{(+)}} & \text{t: " transversal} \end{cases}$$

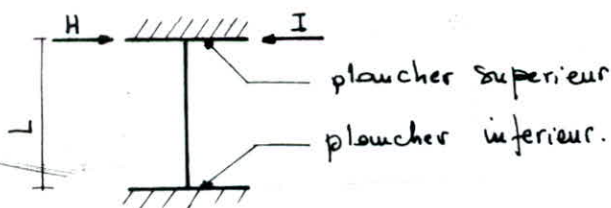
$R_{jx}^{(+)} = \sum_{i=1}^n R_{jx}^{(i)}$  : rigidité relative de l'étage  $j$  dans le sens longitudinal.

$R_{jy}^{(+)} = \sum_{i=1}^n R_{jy}^{(i)}$  : rigidité relative de l'étage  $j$  dans le sens transversal.

• Détermination du centre de torsion des voiles :

le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends, la direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
2. Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de rotation est le même que le sens du moment. La rigidité à la flexion  $I$  d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieure  $H$  produit une translation ou une rotation unitaire.



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

$\bar{I}$  : moment d'inertie

$I$  : rigidité à la flexion

double encastrement parfait.

dans le cas général, tous les refends ont le même module d'élasticité  $E$ , la même inertie  $\bar{I}$  présentent les mêmes conditions aux appuis.

Ainsi, il est possible de simplifier les calculs et remplacer la rigidité par le moment d'inertie. le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux 1.1 et 2.2 de la



la plupart des refends sont parallèles. De plus les conditions nécessaires pour effectuer les calculs avec les moments d'inertie et la place des rigidités sont respectées.

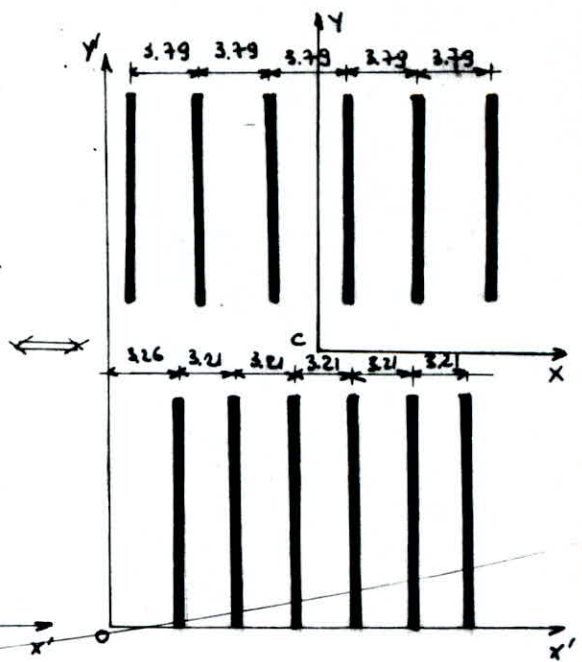
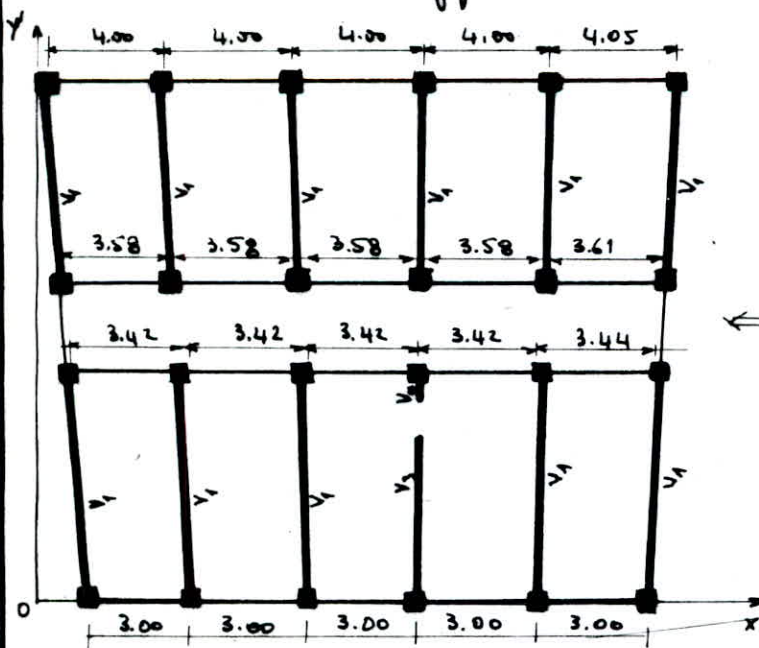
Étapes de calcul:

1. On considère que  $xx'$  et  $yy'$  (système d'axes parallèles aux axes principaux d'un groupe de refends dont l'origine est prise au centre de torsion du groupe) sont parallèles aux axes 1.1 et 2.2
2. tous les refends ont les axes propres d'inertie disposés selon une direction qui coïncide avec les directions des axes  $xx'$  et  $yy'$ , l'angle  $\phi$  que formeraient les axes 1.1 et 2.2 est nul,  $I_x$  et  $I_y$  sont donc bien déterminées.
3. Les rigidités transversales  $I_{xy}$  sont nulles dans tous les cas. En conséquence, le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends.

Sont  $x'x'$  et  $y'y'$  2 axes rectangulaires d'un groupe de refends ayant une direction et une origine arbitraire (choisis ultérieurement)

$$dy = \frac{\sum I_x \cdot x'}{\sum I_x} \quad dx = \frac{\sum I_y \cdot y'}{\sum I_y}$$

$x'$  et  $y'$  sont les coordonnées du c.d.g de chaque refend par rapport aux axes  $x'x'$  et  $y'y'$ .



Elements longitudinaux: (voiles)

Voile	V <sub>1</sub>										V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	Σ		
h/h <sub>0</sub>	BC					DE					DE	DE			
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	4	4	
I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	4.2875	1.3824	0.004	48.54
x' / m	0.56	4.35	8.14	11.93	15.72	19.55	2.03	5.24	8.45	11.67	14.87	18.01	11.66	11.66	
I <sub>y</sub> ' (m <sup>4</sup> )	2.42	18.66	34.91	51.16	67.41	83.83	8.70	22.46	36.23	50.75	63.75	78.50	16.12	0.05	486.2

dx = 9.97 m.

Elements transversaux: (poteaux)

$$I_c = \frac{\sum R_y \cdot y_i^4}{\sum y_i^3}$$

1. Calcul des rigidités: (par la methode de Muto)

Resume de la methode de Muto:

La methode de Muto est une methode approchée qui nous permet d'analyser une structure de portiques sollicitée par des efforts horizontaux.

Etape de calcul:

1. Calcul de caideurs des poutres et poteaux:

$$K_{pot} = \frac{I}{h}$$

$$K_{pout} = \frac{I'}{l}$$

I', I: inertie de la poutre ou poteau

h: hauteur du poteau

l: longueur de la poutre:

2. Calcul des coefficients K̄:

①

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p}$$

②

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p}$$

③

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p}$$

④

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{K_p}$$

⑤

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

⑥

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{K_p}$$

⑦

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

3. Calcul des coefficients de correction g<sub>j</sub> des rigidités des poteaux

les cas 1, 2 et 3 →  $g_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Cas 6  $\rightarrow a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$  ; Cas 4  $\rightarrow a_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$

4. Calcul de la rigidité relative de niveau corrigée du portique considérée :

$$R_j = \frac{12 E I_j}{h_j^3} \cdot a_j$$

5. Calcul de la rigidité relative d'étage (j) :  $R_j$

$$R_j = \sum_{l=1}^{l=m} R_j^{(l)}$$

6. Détermination du centre de torsion

7. Calcul de la rigidité de torsion  $R_{jt}$  en chaque niveau (j).

Après tout calcul on a les résultats suivants pour les rigidités de chaque portique et de chaque niveau :

niv. portiq.	courant	IV-III	III-II	II-I	I-0
A		11652	47299	23056	677873
B	54701.93	54246	149734	80097	6018084
C	54961.27	56193	164574	87944	6115838
D	55061.58	61332	171368	91496	6780028
E	55324.54	67700	190924		
$\Sigma$	220749.32	251123	719399	282593	19591823

Calcul du centre de torsion :

1) Sens longitudinal :

$$Y_{cj} = \frac{\sum R_{jx}^{(e)} Y_j^{(e)}}{R_{jx}}$$

$Y_j$  : coordonnées du portique considéré par rapport au repère OXY.

niveau.	courant	IV-III	III-II	II-I	I-0
Rigidité $R_{jx}$	220049.32	251123	719399	282593	19591823
Centre de torsion $Y_j$	7.43	7.99	7.76	10.58	11.135

Calcul de la rigidité relative par portique et par niveau :  
sens transversal :



no portique	courant	IV - III	III - II	II - I	I - 0
1	ou a utilisé l'inertie I = 4854 m <sup>4</sup>	21928,5	57614,2	199070	801927
2		"	"	"	"
3		"	"	"	"
4		"	"	"	"
5		"	"	"	"
6		"	"	"	"
Σ		131571	345678	164400	4811562

détermination des coordonnées du centre de torsion:

niveau →	courant	IV - III	III - II	II - I	I - 0
R <sub>ij</sub>	I <sub>x</sub> = 48.54 m <sup>4</sup>	131571	345678	164400	4811562
X <sub>ci</sub>	d <sub>x</sub> = 9.97	9.962	9.968	9.979	9.98

TABLEAU RECAPITULATIF:

Coord. no	courant	IV - III	III - II	II - I	I - 0
Y <sub>ci</sub> (m)	7.43	7.99	7.76	10.58	11.135
X <sub>ci</sub> (m)	9.97	9.962	9.968	9.979	9.98

calcul des rigidités à la torsion pour les portiques et de l'inertie de torsion pour les usiles:

$$R_{jo} = \sum_{i=1}^k R_{ij}^{(H)} (X_{ij}^H)^2 + \sum_{i=1}^m R_{ix}^{(V)} (Y_{ij}^V)^2$$

$$J_o = \sum I_x (dy)^2 + \sum I_y (dx)^2$$

R<sub>jo</sub>: rigidité à la torsion  
J<sub>o</sub>: Inertie à la torsion

no.	courant	IV - III	III - II	II - I	I - 0
R <sub>jo</sub> ou J <sub>o</sub> (kg.m <sup>4</sup> )	4609 10 <sup>15</sup>	13.726 10 <sup>10</sup>	39.503 10 <sup>10</sup>	12.319 10 <sup>10</sup>	522,518 10 <sup>10</sup>

EXCENTRICITES:

le règlement (R.P.A Art. 33.5) fixe règles suivantes:

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 du bâtiment à ce niveau
- excentricité théorique résultant des pous:

Dans notre cas on a :

$$e_0 = 5\% \cdot 20,05 = 0,5 \times 20,05 = 1,0025 \text{ m}$$

$$e_0 = 5\% \cdot 21,82 = 1,091 \text{ m}$$

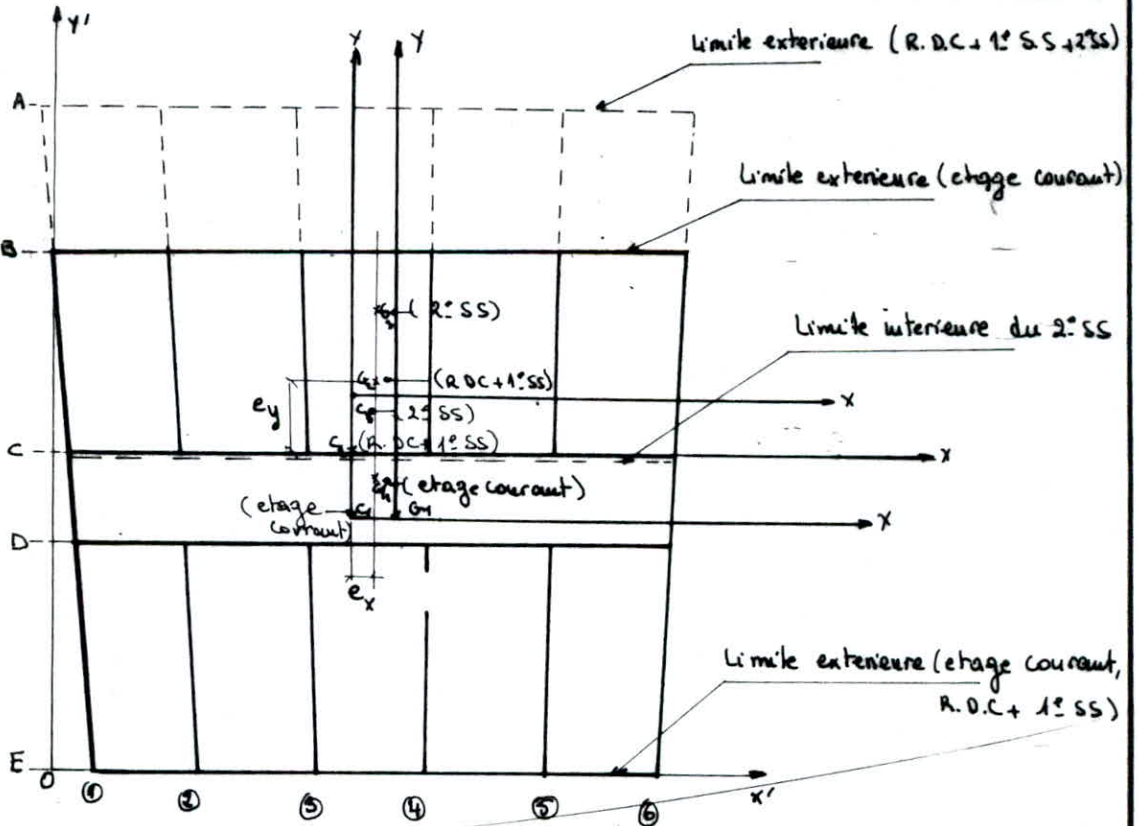
tableau representant les excentricités theorique  $e'$  :

no. coord.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
$X_G$ (m)	10.21	10.27	10.28	10.14	9.95	9.95	9.95	9.95	9.93
$X_C$ (m)	9.91	9.97	9.96	9.92	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97
$e'_x$ (m)	0.30	0.30	0.32	0.22	0.02	0.02	0.02	0.02	0.05
$Y_G$ (m)	13.51	10.83	10.82	10.65	8.07	8.07	8.07	8.07	8.03
$Y_C$ (m)	10.58	7.76	10.58	7.76	7.99	7.43	7.43	7.43	7.43
$e'_y$ (m)	2.93	3.07	2.83	3.22	0.64	0.64	0.64	0.64	0.60

donc :  $e_x = \max \{ e'_x, e_0 \}$

$$e_y = \max \{ e'_y, e_0 \}$$

no. excent.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
$e_x$ (m)	1.091	1.091	1.091	1.091	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025
$e_y$ (m)	2.93	3.07	2.83	3.22	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025





## . Etude au Séisme .

l'ossature de l'hôtel est du type autostable c'est à dire cette dernière reprend à la fois les charges verticales et horizontales, c'est une ossature constituée de viles aux étages courants ( dans le sens transversal uniquement ) et par des poutres - poteaux sur niveaux du R.D.C et sous - sols , capables de reprendre la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales .

Pour la détermination des efforts sismiques horizontaux on distingue deux méthodes :

- la méthode dynamique directe
- la méthode statique équivalente

l'application de la 1<sup>er</sup> méthode est basée suivant la notion de spectre de réponse dynamique .

La 2<sup>ème</sup> méthode suppose que 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 .

### Conditions d'application de la méthode statique équivalente (R.P.A 81)

1. le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur ou plus égale à 45m en zone I et II et 30m en zone III .
2. la forme en plan du bâtiment ou bloc étudié est simple, symétrique proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions globales conformément à l'article 2.3.1.1
3. Dans le cas de décrochement en élévation , la variation des dimensions dans les 2 sens ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante
4. la distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse pas 20% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesuré



perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

5. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

6. Le bloc ou bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particulier, dans le cas des ossatures autoportantes avec remplissage en maçonnerie, les remplissages insérés entre les poteaux d'ossatures ont à tous les niveaux une densité du même ordre.

7. La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.

8. La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chacune des deux directions.

#### Conclusion :

notre structure présente des irrégularités au niveau R.D.C (poteaux aux R.D.C) où les plans d'architecture prévoient un espace plus dégagé, ce qui crée une variation brusque de rigidité entre deux niveaux successifs (étage courant - R.D.C)

donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on opte pour la méthode dynamique -

# CHAPITRE . 3



ETUDE AU SEISME



## DETERMINATION DES VALEURS PROPRES ET DES MODES PROPRES DE LA STRUCTURE

METHODE DE RAYLEIGH: (ou methode energetique de RAYLEIGH)

C'est une methode utilisee pour la determination de la pulsation fondamentale d'un systeme oscillant ayant un nbre limite ou infini de degres de liberte dynamiques.

Elle a ete developpee a partir de la loi de conservation de l'energie et n'est applicable qu'aux systemes conservatifs.

$$E_{tot} = E_c(t) + E_p(t) = \text{cte.}$$

avec:  $E_c(t)$ : energie cinetique a l'instant  $t$ .

$E_p(t)$ : energie potentielle a un instant  $t$ .

Si un systeme oscillant execute des mouvements suivant le mode fondamental, alors toutes les masses du systeme auront la meme pulsation. Les masses  $m_1, m_2, \dots, m_k$  constituant un systeme oscillant ayant plusieurs degres de liberte surtout des elongations  $x_1(t); x_2(t), \dots, x_k(t)$ , inconnues suivant les directions des degres de liberte a partir des positions d'equilibre statique (voir figure ci apres). Les expressions des energies cinetiques et potentielles s'ecrivent de la maniere suivante:

$$\textcircled{1} E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t)$$

$$\textcircled{2} E_p(t) = \frac{1}{2} \sum G_k x_k(t) \quad G_k = m_k \cdot g.$$

Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples.

$$x_k(t) = X_k \cdot \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \quad \textcircled{3} \quad k = 1, 2, \dots, n.$$

avec:  $X_k$ : representant l'amplitude

$\omega_1$ : representant la pulsation fondamentale

$\varphi_1$ : representant le dephasage du mode fondamental

En substituant l'expression  $\textcircled{3}$  dans les expressions  $\textcircled{1}$  et  $\textcircled{2}$



$$E_c(t) = \frac{1}{2} \omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2 = E_c^{\max} \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n G_k \cdot X_k = E_p^{\max} \cdot \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

Pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant l'énergie cinétique est nulle ( $\dot{x}(t) = 0$ ) et l'énergie potentielle maximale ( $x(t) = X$ ), avec  $X$  représentant l'amplitude du déplacement.

À l'instant où le système passe par la position d'équilibre statique, l'énergie cinétique devient maximale ( $\dot{x}(t) = \dot{x}$ ) avec  $\dot{x}$  représentant l'amplitude de la vitesse; tandis que l'énergie potentielle est nulle ( $x(t) = 0$ ).

Donc:  $E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0 = \text{cte}$

④  $E_p^{\max} = E_c^{\max}$ .

En remplaçant les valeurs maximales des énergies trouvées ci-dessus dans l'expression ④, on obtient:

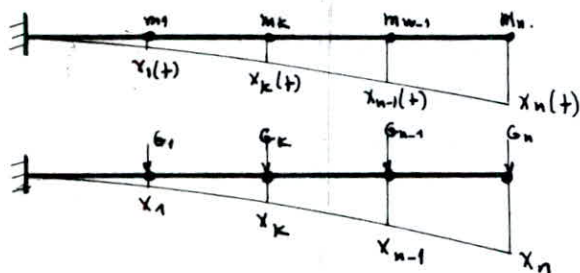
$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n G_k X_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2$$

d'où l'expression de la pulsation fondamentale de RAYLEIGH:

$$\omega_{1,K}^2 = \frac{\sum_{k=1}^n G_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n G_k X_k}{\sum_{k=1}^n G_k \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}$$

La période de pulsation fondamentale  $T = \frac{2\pi}{\omega}$  s'écrit:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}}}$$



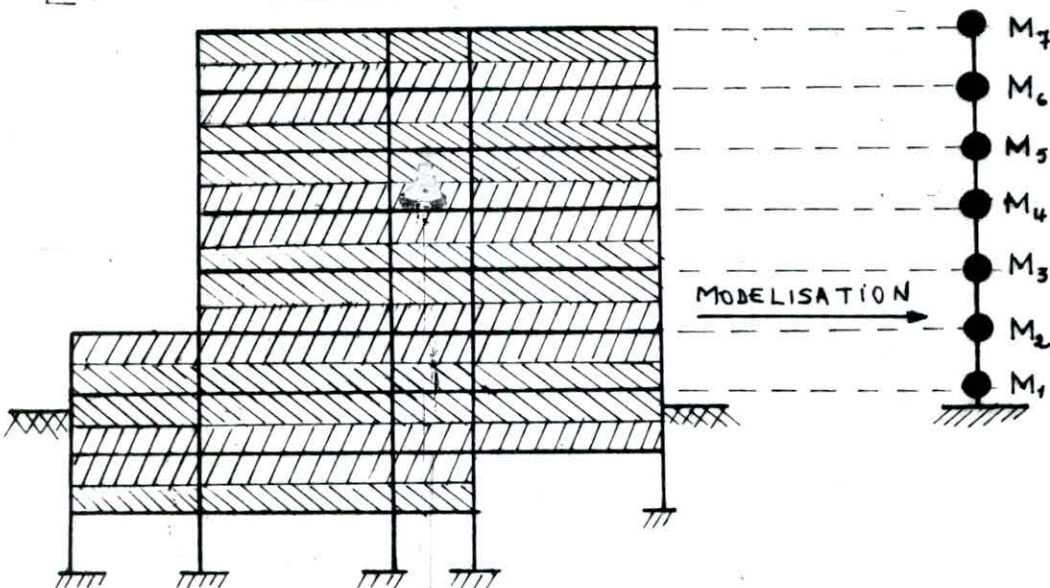
Modélisation de la structure:

Elle met en évidence le choix d'un modèle mathématique conçu à partir du système réel.

On suppose que les masses au niveau des étages sont concentrées au niveau du centre de gravité de planchers. De même les masses seront reliées entre elles par des tiges représentant les poutres et les poteaux.

Des effets de rotation des masses autour d'axes horizontaux et verticaux seront négligés, de même que les déplacements verticaux des masses soumises à une excitation due au séisme. Pour caractériser la position de la masse pendant son mouvement, on aura besoin d'un paramètre appelé elongation. Les systèmes dynamiques constitués par une masse qui oscille de telle manière que sa position s'appelle 1<sup>er</sup> degré de liberté dynamique, qui est le nombre de paramètre indépendants caractérisant les déplacements pendant un mouvement oscillatoire.

On aboutit à un schéma dans lequel la structure est représentée par  $n$  masses effectuant des oscillations planes. Le système comprend autant de degré de liberté que de masses oscillantes.





Le calcul de la pulsation fondamentale exige la connaissance de la forme de la déformée, c'est à dire les valeurs des déplacements  $x_k$ . On imaginera les hypothèses de calcul suivantes :

- Les déplacements  $x_k$  seront déterminés suivant la méthode de Muto.
- Les masses concentrées seront soumises à des forces statiques horizontales ayant pour intensité  $G_k = m_k \cdot g$ .

• Evaluation des masses de niveau (déterminées précédemment) :

niv	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
masse (t)	349	496	560	551	426	426	426	426	380

• Détermination des déplacements  $x_k$  (déplacements absolus).

Ils seront déterminés par la méthode de Muto :

$$\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau  $k$ .

$T_k$  : effort tranchant " " "

$R_k$  : rigidité relative d'étage.

Seus transversal : (S<sub>t</sub>y)

niveau	$G_k$ (t)	$T_k = \sum G_k$ (t)	$R_{ky}$ (t/cm)	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{ky}}$ (cm)	$x_k = \sum \Delta_k$
IX	380	380	$6.79 \cdot 10^5$	$5.60 \cdot 10^{-4}$	22.3229
VIII	426	806	"	0.00118	22.3229
VII	426	1232	"	"	22.3211
VI	426	1658	"	0.0025	22.3193
V	426	2084	"	0.0031	22.3168
IV	551	2510	"	0.0037	22.3137
III	550	3060	131,37	22.31	22.3100

Rigidité du refend :

$$I = \frac{12EI}{L^3} = 0.14 \bar{I}$$

$$E = 38.556 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{I}_y = 48,5492 \cdot 0.14 (10^4)^4 = 6.79 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}$$



Sens longitudinal (S<sup>t</sup>x)

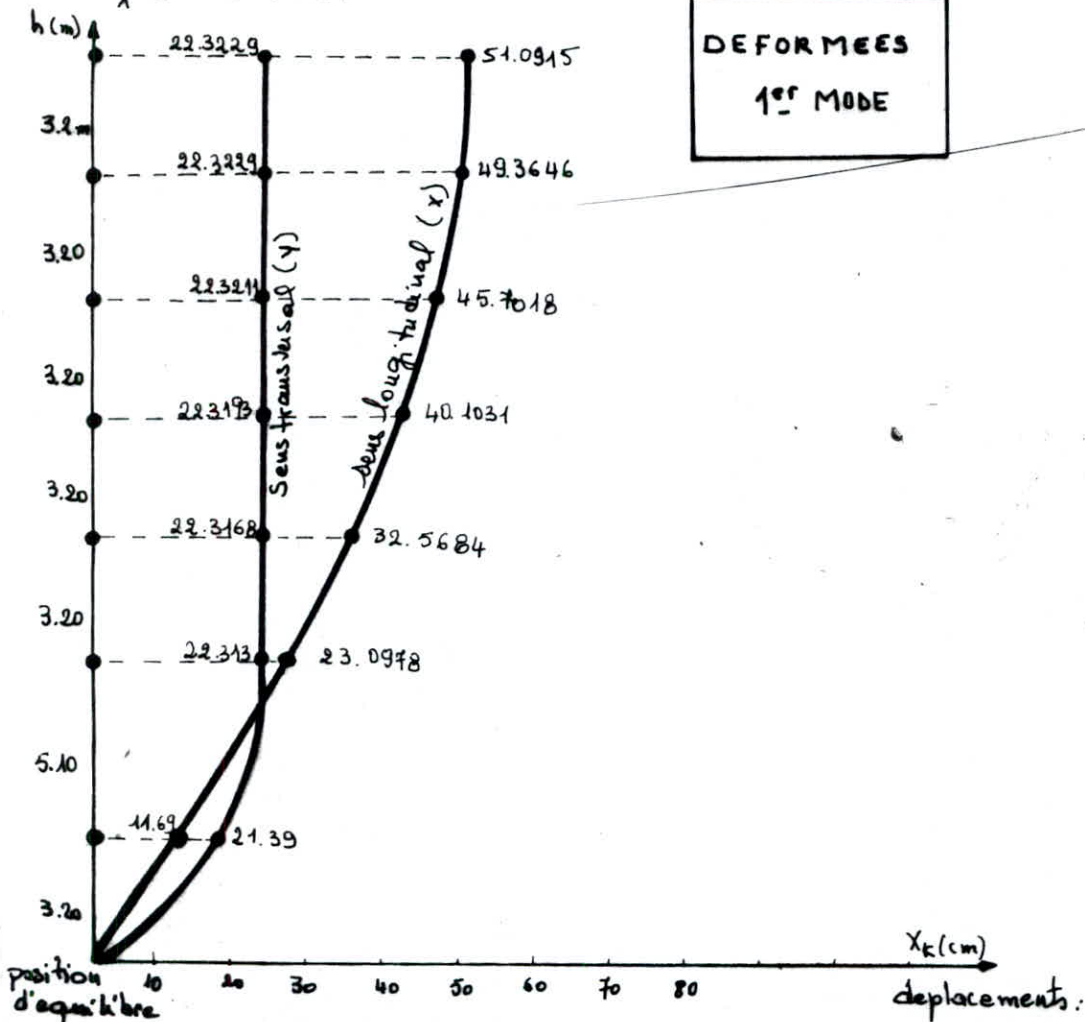
niveau	G <sub>k</sub> (t)	T <sub>k</sub> = Σ G <sub>k</sub> (t)	Q <sub>kx</sub> (t/cm)	Δ <sub>k</sub> = $\frac{T_k}{Q_{kx}}$	X <sub>k</sub> = Σ Δ <sub>k</sub>
IX	380	380	220.049	1.7269	51.0915
VIII	426	806	220.049	3.6628	49.3646
VII	"	1232	"	5.5987	45.7018
VI	"	1658	"	7.5347	40.1031
V	"	2084	"	9.4706	32.5684
IV	551	2514	"	11.4065	23.0978
III	550	2936	251.127	11.6913	11.6913

Determination de la periode de pulsation relative:

1<sup>er</sup> mode :

$T_y^1 = 0.947s.$

$T_x^1 = 1.272s.$



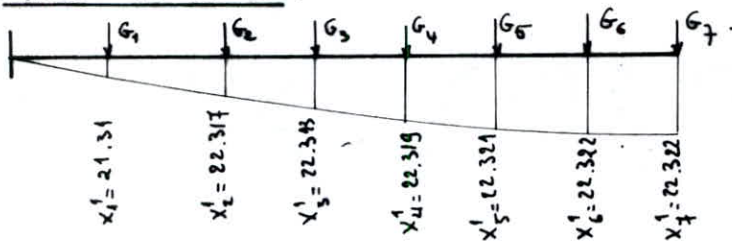
Etude et détermination de la période de pulsation relative au 2<sup>e</sup> mode

La déformée relative au 2<sup>e</sup> mode sera obtenue en superposant la déformée du 1<sup>er</sup> mode avec une déformée inconnue par application de la propriété d'orthogonalité.

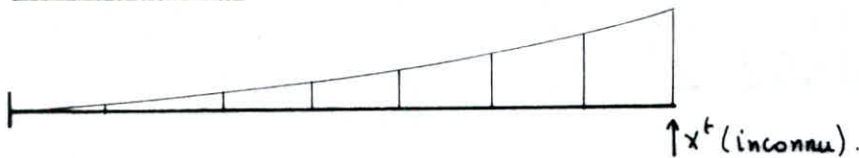
2. sens transversal :

$$\sum_{k=1}^n G_k \cdot X_k^1 \cdot X_k^2 = 0$$

Deformée 1<sup>er</sup> mode :



Deformée inconnue :



niveau	$G_k$	$T_k = \sum G_k$	$R_{ky} (H_0)$	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$	
IX	x	x	$6.79 \cdot 10^5$	$\frac{x}{6.79 \cdot 10^5}$	$\frac{6x}{6.79 \cdot 10^5} + \frac{x}{131.57} = 0.007609x$
VII	0	"	"	"	$\frac{5x}{6.79 \cdot 10^5} + \dots = 0.007608x$
VI	"	"	"	"	$\frac{4x}{6.79 \cdot 10^5} + \dots = 0.007608x$
VI	"	"	"	"	$\frac{3x}{6.79 \cdot 10^5} + \dots = 0.007605x$
V	"	"	"	"	$\frac{2x}{6.79 \cdot 10^5} + \dots = 0.007605x$
IV	"	"	"	"	$\frac{x}{6.79 \cdot 10^5} + \dots = 0.007603x$
III	"	"	131.57	$\frac{x}{131.57}$	$\frac{x}{131.57} = 0.007600x$

Déplacements du 2<sup>e</sup> mode :  $X_k^2 = X_k^1 - f_x(X)$

$X_7^2$	$X_6^2$	$X_5^2$	$X_4^2$	$X_3^2$	$X_2^2$	$X_1^2$
$21.3229 - 0.007609x$	$22.3223 - 0.007608x$	$22.321 - 0.007608x$	$22.3193 - 0.007605x$	$22.3168 - 0.007605x$	$22.3137 - 0.007603x$	$22.31 - 0.0076x$

Appliquons maintenant la propriété d'orthogonalité :

$$\sum G_k X_k^1 X_k^2 = 0 \longrightarrow x = 2934,82 \text{ t.}$$

d'où la déformée du 2<sup>ème</sup> mode (deux transversal): St y

$X_7^2$	$X_6^2$	$X_5^2$	$X_4^2$	$X_3^2$	$X_2^2$	$X_1^2$
-0.008173	-0.005838	-0.00468	-0.000337	0.00336	0.003171	0.005341

b) deux longitudinal:

n <sup>o</sup>	$G_K$	$T = \sum G_K$	$Q_{KX}$	$\Delta_k = \frac{T_k}{2R_k}$	$X_K = \sum \Delta_k$
IX	X	X	220.05	$\frac{X}{220.05}$	$\frac{6X}{220.05} + \frac{X}{239.24} = 0.031446X$
VIII	0	"	"	"	$\frac{5X}{220.05} + \dots = 0.026902X$
VII	"	"	"	"	$\frac{4X}{220.05} + \dots = 0.022358X$
VI	"	"	"	"	$\frac{3X}{220.05} + \dots = 0.017813X$
V	"	"	"	"	$\frac{2X}{220.05} + \dots = 0.013269X$
IV	"	"	"	"	$\frac{X}{220.05} + \dots = 0.008724X$
III	"	"	239.24	$\frac{X}{239.24}$	$\frac{X}{239.24} = 0.004180X$

deplacements du 2<sup>ème</sup> mode :

$X_7^2$	$X_6^2$	$X_5^2$	$X_4^2$	$X_3^2$	$X_2^2$	$X_1^2$
53.285 -	51.556 -	47.892 -	44.293 -	34.758 -	25.288 -	13.313 -
0.031446X	0.026902X	0.02235X	0.017813X	0.013269X	0.008724X	0.00481X
$\sum G_k \cdot X_k^1 \cdot X_k^2 = 0 \rightarrow X = 2088.5t$						
-12.389971	-4.628827	1.197317	5.0905495	7.045693	7.067926	4.58307

deformée du 2<sup>ème</sup> mode deux longitudinal: (st X).

Determination de la periode de pulsation relative au 2<sup>ème</sup> mode :

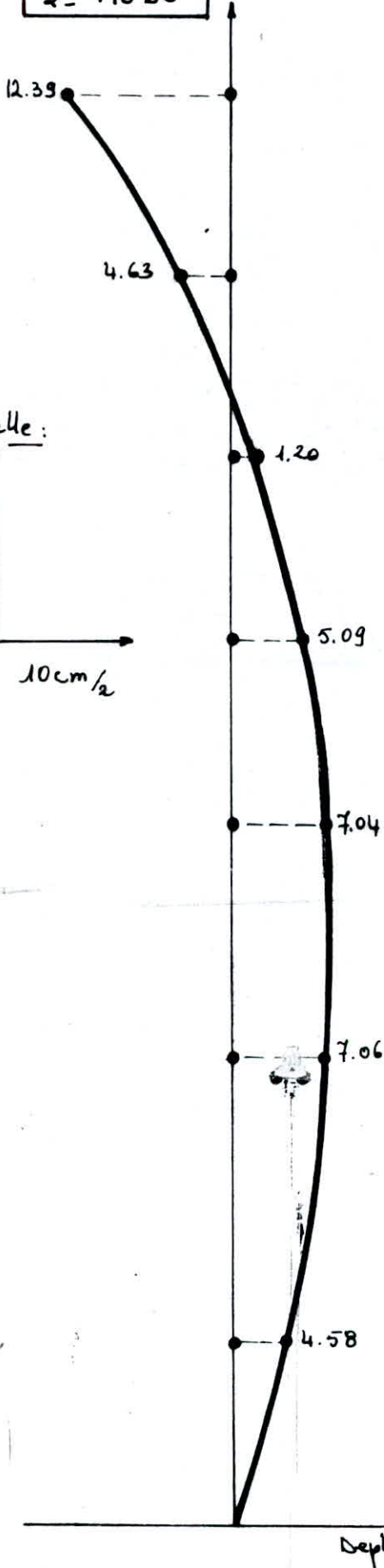
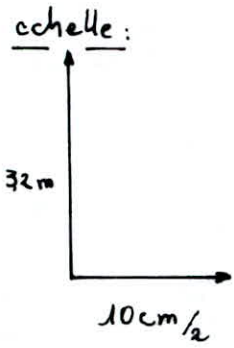
$$T_y^2 = 1.06 \Delta \quad \text{avec: } T = \frac{2\pi}{\sqrt{2g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}}$$

$$T_x^2 = 1.02 \Delta$$



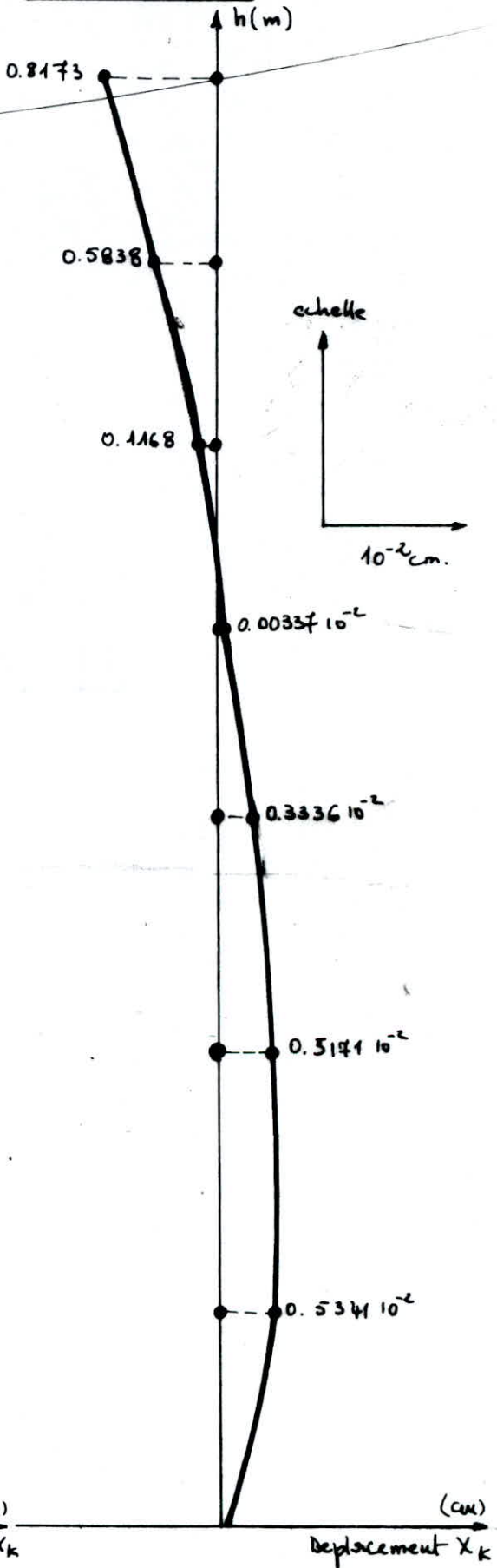
$T_x^2 = 1.04s$

DEFORMÉE  
2<sup>e</sup> MODE



DEFORMÉE  
2<sup>e</sup> MODE

$T_y^2 = 1.06s$



## ANALYSE MODALE

Evaluation des efforts dus au séisme suivant la méthode de calcul dynamique simplifiée :

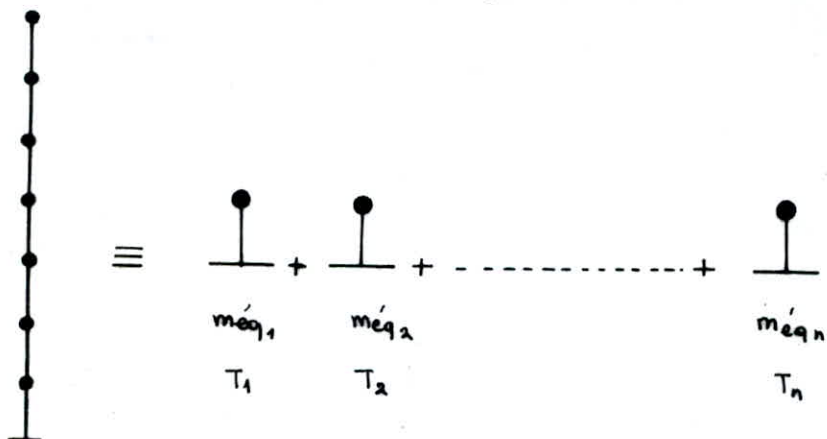
Méthode de l'analyse modale :

Cette méthode fait l'équivalence entre un système à oscillations forcées à  $n$  degrés de liberté et plusieurs systèmes possédant chacun :

- 1 seul degré de liberté
- 1 seule oscillation ( $T$ )
- 1 masse équivalente  $m_{eq_i}$  ( $i$ : indice du mode).

$$m_{eq_i} = \frac{[\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}]^2}{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}^2}$$

On aboutit donc au découplage suivant :



ou définira ensuite un coefficient d'équivalence  $E$  donnant une indication sur l'importance de chaque mode :

$$E_i = \frac{(\sum m_{k_i} X_{k_i})^2}{\sum m_k (X_{k_i}^2)}$$

Calcul des coefficients d'équivalence :

a/ sens transversal (S.Y) :

$$E_{1y} = 0.9999.$$

$$\varepsilon_{xy} = 2.62 \cdot 10^{-8}$$

Prépondérance des modes :

1<sup>er</sup> mode 99,99 %

2<sup>ème</sup> mode  $2.62 \cdot 10^{-6}$  %

autres modes 0.01 %

b/ Sens longitudinal (s<sup>t</sup> x) :

$$\varepsilon_{1x} = 0.8699$$

$$\varepsilon_{2x} = 0.066$$

Prépondérance des modes :

1<sup>er</sup> mode 87 %

2<sup>ème</sup> mode 6.6 %

autres modes 6.4 %

Forces sismiques de calcul :

La force sismique pour le mode  $i$  est donnée par :

$$H_i = F_i = \frac{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}}{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}^2} \cdot A \cdot B \cdot D_i$$

La force au niveau  $K$  pour le mode  $i$  sera donc donnée par :

$$F_{k_i} = F_i \cdot \frac{m_{k_i} \cdot X_{k_i}}{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}} = \frac{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}}{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}^2} \cdot A \cdot B \cdot D_i \cdot \frac{m_{k_i} \cdot X_{k_i}}{\sum m_{k_i} \cdot X_{k_i}}$$

A : Coefficient d'accélération de zone :

A = 0.08 (calculé précédemment).

B : Facteur de comportement de la structure :

B = 1/4 majorée de 25%  $\rightarrow$  B = 0.3125

D<sub>i</sub> : Facteur d'amplification dynamique moyen pour le mode  $i$  :

sol. ferme :  $\rightarrow$  D<sub>i</sub> = 2  $\cdot$   $\sqrt{\frac{0.3}{T}}$

Sens transversal

$$D_{1y} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.3}{0.95}} = 1.124$$

$$D_{2y} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.3}{1.06}} = 1.064$$

Sens longitudinal :

$$D_{1x} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.3}{1.30}} = 0.961$$

$$D_{2x} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.3}{1.02}} = 1.084$$



$$\varepsilon_i = meq_i \cdot \frac{1}{\sum m_k}$$

$$meq_i = \sum m_k \cdot \varepsilon_i = 3185 \varepsilon_i$$

Calcul des forces sismiques:

sens transversal (St y):

model	$F_{7y}^1(t)$	$F_{6y}^1(t)$	$F_{5y}^1(t)$	$F_{4y}^1(t)$	$F_{3y}^1(t)$	$F_{2y}^1(t)$	$F_{1y}^1(t)$
	10.68	11.97	11.97	11.97	11.97	15.48	15.45

model	$F_{7y}^2(t)$	$F_{6y}^2(t)$	$F_{5y}^2(t)$	$F_{4y}^2(t)$	$F_{3y}^2(t)$	$F_{2y}^2(t)$	$F_{1y}^2(t)$
	-0.003086	-0.002471	-0.0004946	$-1.39 \cdot 10^{-5}$	0.001413	0.001736	0.002920

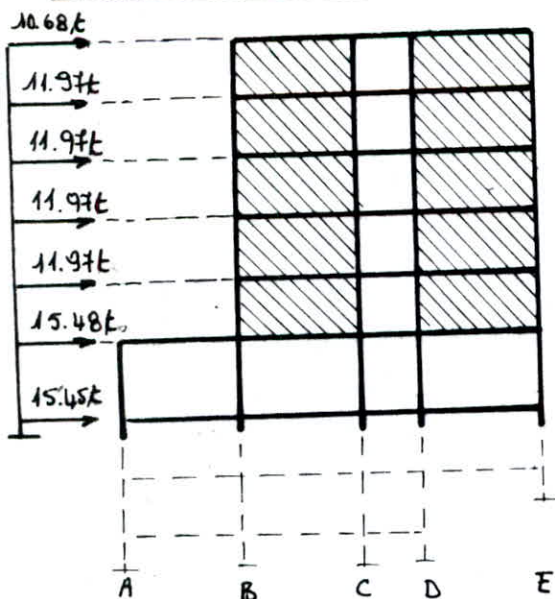
sens longitudinal (St x):

$F_{7x}^1(t)$	$F_{6x}^1(t)$	$F_{5x}^1(t)$	$F_{4x}^1(t)$	$F_{3x}^1(t)$	$F_{2x}^1(t)$	$F_{1x}^1(t)$
13.511	14.655	13.613	12.022	9.980	9.297	4.886

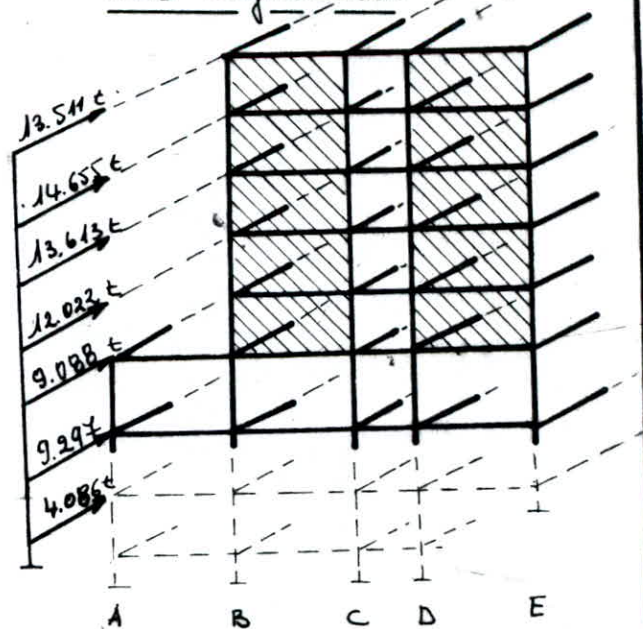
$F_{7x}^2(t)$	$F_{6x}^2(t)$	$F_{5x}^2(t)$	$F_{4x}^2(t)$	$F_{3x}^2(t)$	$F_{2x}^2(t)$	$F_{1x}^2(t)$
-5.136	-2.151	0.556	2.3655	3.274	4.248	2.750

Repartition des forces sismique:

sens transversal:



sens longitudinal:



Repartition des forces sismiques suivant les 2 sens et par portique :

Sens transversal :

niveau	7	6	5	4	3	2	1
tous les portiques	10.68/6	11.97/6	11.97/6	11.97/6	11.97/6	15.48/6	15.45/6

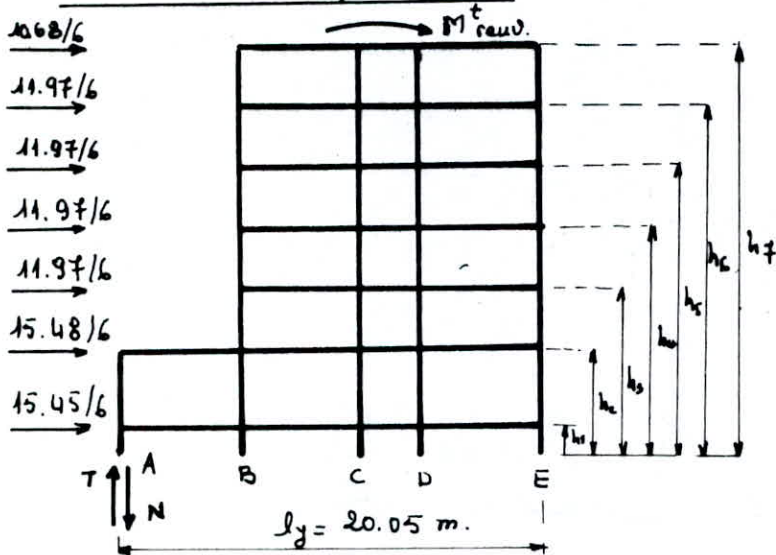
Sens longitudinal :

Portique A	Portique B	Portique C	Portique D	Portique E
$F'_i = F_j \cdot R_{ix}$ $R_{j \text{ tot d'etage}}$	$F'_{7x} = 3.358$	$F'_{7x} = 3.374$	$F'_{7x} = 3.381$	$F'_{7x} = 3.397$
	$F'_{6x} = 3.643$	$F'_{6x} = 3.660$	$F'_{6x} = 3.667$	$F'_{6x} = 3.684$
$F_i$ : force horizontale totale.	$F'_{5x} = 3.384$	$F'_{5x} = 3.400$	$F'_{5x} = 3.406$	$F'_{5x} = 3.422$
	$F'_{4x} = 2.988$	$F'_{4x} = 3.003$	$F'_{4x} = 3.008$	$F'_{4x} = 3.022$
	$F'_{3x} = 2.456$	$F'_{3x} = 2.468$	$F'_{3x} = 2.472$	$F'_{3x} = 2.484$
$F'_{2x} = 0.431$	$F'_{2x} = 2.008$	$F'_{2x} = 2.080$	$F'_{2x} = 2.270$	$F'_{2x} = 2.506$
$F'_{1x} = 0.833$	$F'_{1x} = 2.913$	$F'_{1x} = 3.202$	$F'_{1x} = 3.334$	$F'_{1x} = 3.715$

RENVERSEMENT

R.P.A Art. 3.36

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques seus transversal (st. y):



T: effort d'arrachement  
N: " stabilisant.

Efforts normaux retenant sur poteau  $PA_1$ .

$P_{A_1}^{(t)} = 33.65 \text{ t}$

$P_{A_1}^{(q)} = 17.76 \text{ t}$

$N = 51.41 \text{ t}$

$M^t_{reuv} = \sum F_i \cdot h_i = \frac{1}{6} [10.68 \cdot 22.1 + 11.97 \cdot (18.9 + 15.7 + 12.5 + 9.3)] = 152 \text{ t.m}$

$M^t_{reuv} = T \times l_y \Rightarrow T = \frac{M^t_{reuv}}{l_y} = \frac{152}{20.05} = 7.58 \text{ t}$

$T < N$  condition de stabilité:

$T = 7.58 \text{ t}$

$N = 51.41 \text{ t}$

$T \ll N$

Seus longitudinal:

portique E:  $l_x = 15 \text{ m}$

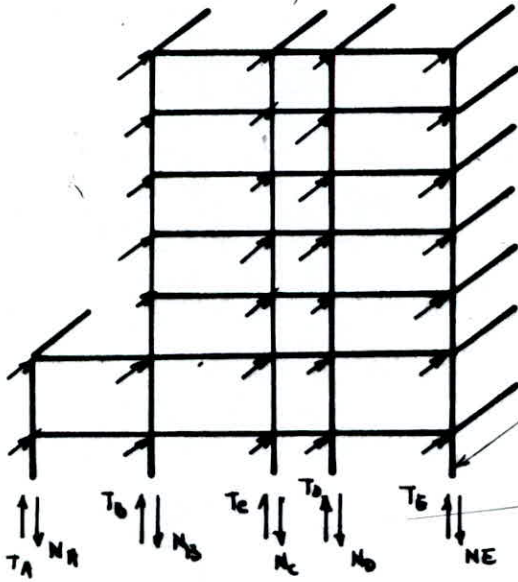
" D:  $l_x = 17.12 \text{ m}$

portique C: 17.93 m

" B: 20.05 m

" A: 21.82 m





portique	$M^P_{red. (t.m)}$
B	256.384
C	257.61
D	258.09
E	259.302

portique	B	C	D	E	
T	12.7872	14.3675	15.0753	17.2868	
N	91.08	77.13	73.13	69.38	

$T < N$  tout les portiques sont stables, il y a aucun risque de renversement.

## CALCUL DES CHARGES HORIZONTALES SOUS L'EFFET DU 1<sup>er</sup> ET DU 2<sup>eme</sup> MODE DE VIBRATION DUE AU SEISME

RESUMES DE LA METHODE DE MUTO ET DE LA METHODE DE MARIUS DIVER.

1. Methode de Muto pour le calcul des charges horizontales pour les portiques :

Après le calcul des rigidités, des centres de masses et de gravité ( déjà calculés précédemment ), citons les étapes de calcul qui suivent :

- Calcul des efforts tranchants de niveau (j) revenant à chaque portique : ( st x , st y ) par les formules suivantes :

Sous  $\sigma_{jx}$  :

$$\text{st } x : \begin{cases} T_{jx}^{(e)} = \sigma_{jx} \cdot \frac{R_{ix}^{(e)}}{Q_{jx}} + \sigma_{jx} \cdot \frac{R_{ix}^{(e)} y_i - y_G}{Q_{j\theta}} \\ T_{jy}^{(+)} = \sigma_{jx} \cdot \frac{R_{iy}^{(+)} x_i^{(+)} - y_G}{Q_{j\theta}} \end{cases}$$

Sous  $\sigma_{jy}$  :

$$\text{st } y : \begin{cases} T_{jy}^{(+)} = \sigma_{jy} \cdot \frac{R_{iy}^{(+)}}{Q_{jy}} + \sigma_{jy} \cdot \frac{R_{iy}^{(+)} x_i^{(+)} - x_G}{Q_{j\theta}} \\ T_{jx}^{(e)} = \sigma_{jy} \cdot \frac{R_{ix}^{(e)} y_i^{(e)} - x_G}{Q_{j\theta}} \end{cases}$$

avec :  $T_{jx}, T_{jy}$  : efforts tranchants de niveau j

$\sigma_{jx}, \sigma_{jy}$  : " " d'étage

$y_i^{(e)}, x_i^{(+)}$  : distance entre centre de torsion - portique considéré.

$x_G, y_G$  : position du C.d.g / Centre de torsion.

- Calcul des déplacements relatifs de niveau j revenant à chaque portique dans les 3 sens :

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

- Calcul des efforts tranchants de niveau  $j$  revenant à chaque poteau des portiques :

$$t_j = \frac{\alpha_j K_i}{\sum \alpha_j K_j} T_j = \frac{\alpha_j K_i}{D_j} T_j$$

- Détermination de la position du point de moment nul

$$z = y \cdot h : \text{ avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$y_0$ : coefficient donné par les tableaux en fonction de  $\bar{K}$ , du nombre total de niveau que comporte le portique, et du numéro du niveau.

charge uniforme  $\rightarrow$  tableau n°3 (poteaux encastrés à la base).  
charge triangulaire  $\rightarrow$  tableau n°2

$y_1$ : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire ( $I/L$ ) des poutres supérieures et inférieures; et donné par le tableau n°4 en fonction de  $\alpha_1$  et  $\bar{K}$ .

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} \rightarrow \begin{array}{l} \text{poutres supérieures} \\ \text{poutres inférieures} \end{array}$$

$y_2$ : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage de l'étage supérieure adjacent, et donné par le tableau n°5 en fonction de  $\alpha_2$  et  $\bar{K}$ .

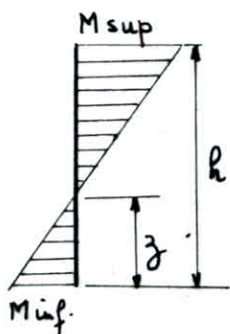
$$\alpha_2 = \frac{h_s}{h_j} \rightarrow \text{niveau considéré. (pour le dernier niveau } y_2 = 0).$$

$y_3$ : terme de correction dû à la variation de la hauteur de l'étage inférieur adjacent, et donné par le tableau n°5 en fonction de  $\alpha_3$  et  $\bar{K}$ .

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \rightarrow \text{niveau considéré (pour le 1er niveau } y_3 = 0)$$

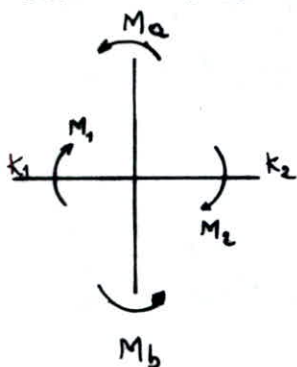


- calcul des moments aux têtes des poteaux :



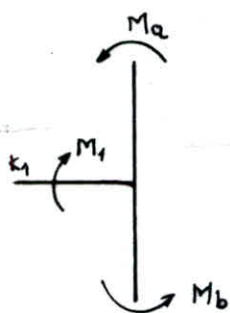
$M_{sup} = t(h-z)$  où  $t$ : effort tranchant  
 revenant au poteau  
 considéré.  
 $M_{inf} = t(z)$

- Calcul des moments dans les poutres :



$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

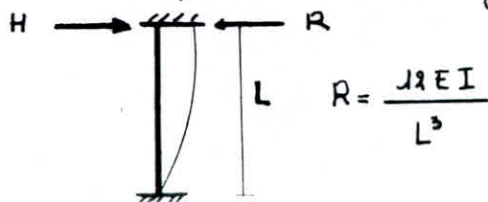


$$M_1 = M_a + M_b$$

2. Méthode du centre de torsion pour le calcul des charges horizontales dans les voiles :

Introduction : des forces sismiques se répartissent dans les voiles suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un voile est par définition la force ou (le couple) de rappel pour laquelle le voile réagit quand une force extérieure provoque la translation (ou la rotation) pour un voile(i) ayant pour

- hauteur  $L$
- moment d'inertie  $I$
- module d'élasticité  $E$ .



R : est la rigidité du voile :

Et comme pour notre cas ; tous les voiles ont la même hauteur et le même module d'élasticité. On peut simplifier le calcul en remplaçant la rigidité par l'inertie.

### Efforts dans les voiles :

Les forces sismiques qui se résument à un effort de translation H et un effort de rotation H.e dû à l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse se répartissent comme indiqué ci dessus suivant les inerties des refends.

Donc, les refends (voile) sont soumis à des efforts de translation et des efforts de rotation ; pour un voile parallèle à la direction de la force, il est soumis à un effort de translation et un effort de rotation.

Pour un voile perpendiculaire à l'action de la force, il est soumis aux seuls efforts de rotation.

### a) Seisme agissant transversalement :

1. Pour un voile transversal (i)

$$H_i = H_i(\text{rot}) + H_i(\text{trans}) = H \cdot e \cdot \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} + H \cdot \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

2. Pour un voile longitudinal (j)

$$H_j = H_j(\text{rot}) = H \cdot e \cdot \frac{I_{yi} \cdot Y_i}{J}$$

### b) Seisme agissant longitudinalement :

1. Pour un voile transversal (i)

$$H_i = H_i(\text{rot}) = H \cdot e \cdot \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J}$$

2. Pour un voile longitudinal (j)

$$H_j = H_j(\text{rot}) + H_j(\text{trans}) = H \cdot e \cdot \frac{I_{yi} \cdot Y_i}{J} + H \cdot \frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

H : la force sismique extérieure.

$e$ : l'excentricité

$$J: \sum I_{x_i} X_i^2 + \sum I_{y_j} Y_j^2$$

Si on appelle :

$$F_1 = H_{i \text{ trans}} = H \cdot \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$$

$$F_2 = H_{i \text{ rot}} = H \cdot e \frac{I_{x_i} X_i}{J}$$

$$F_3 = H_{j \text{ trans}} = H \cdot \frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}}$$

$$F_4 = H_{j \text{ rot}} = H \cdot e \frac{I_{y_j} Y_j}{J}$$

On aura les cas suivants :

1. Si le voilier agit dans le sens transversal :

- Pour un voilier transversal :  $H_i = F_1 + F_2$

- Pour un voilier longitudinal :  $H_j = F_4$

2. Si le voilier agit dans le sens longitudinal :

- Pour un voilier transversal :  $H_i = F_2$

- Pour un voilier longitudinal :  $H_j = F_3 + F_4$



sens transversal (st y)

Poutre	moment d'inertie				valeurs de calcul															
	$I_1$ m <sup>4</sup>	$I_2$ m <sup>4</sup>	$I_2$ m <sup>4</sup>	$I_y$ m <sup>4</sup>	$x'$ m	$y'$ m	$I_{gx'}$ m <sup>5</sup>	$I_{gy'}$ m <sup>5</sup>	$x$ m	$y$ m	$I_{gx^2}$ m <sup>6</sup>	$I_{gy^2}$ m <sup>6</sup>	$I_{xy}$ m <sup>6</sup>	$I_y / \epsilon I_y$	$I_{y^2} / \epsilon I_y$	$I_{xy} / \epsilon I_y$	$I_y \cdot x \cdot \epsilon$	$I_y \cdot y \cdot \epsilon$	$I_y \cdot x \cdot \epsilon + I_{xy} \cdot y \cdot \epsilon$	
BC (V <sub>1</sub> )	①	4.2875	0	4.2875	0.56	12.24	2.42	0	-9.41	0	379.65	0	0				-0.0247	0	0.0666	
	②	4.2875	0	4.2875	4.35	"	19.66	0	-5.62	0	135.42	0	0				-0.043	0	0.0793	
	③	4.2875	0	4.2875	8.44	"	34.94	0	-1.83	0	14.36	0	0				-4.22 · 10 <sup>-3</sup>	0	0.08408	
	④	4.2875	0	4.2875	14.93	"	54.46	0	1.96	0	16.47	0	0				4.52 · 10 <sup>-3</sup>	0	0.09282	
	⑤	4.2875	0	4.2875	15.76	"	67.41	0	5.75	0	141.75	0	0				0.0433	0	0.1016	
	⑥	4.2875	0	4.2875	19.55	"	83.83	0	9.58	0	393.49	0	0				0.0221	0	0.1104	
(V <sub>1</sub> ) (DE)	①	4.2875	0	4.2875	2.03	3.5	8.70	0	-7.94	0	270.30	0	0				-0.0183	0	0.0700	
	②	4.2875	0	4.2875	8.45	"	22.46	0	-4.73	0	95.92	0	0				-0.0409	0	0.0774	
	③	4.2875	0	4.2875	14.87	"	63.75	0	-1.52	0	9.90	0	0				-3.51 · 10 <sup>-3</sup>	0	0.08479	
	④	4.2875	0	4.2875	18.31	"	78.50	0	8.34	0	102.94	0	0				0.0413	0	0.0996	
	⑤	4.2875	0	4.2875	14.66	6.65	16.12	0	1.69	0.78	3.95	0	0				0.0192	1.26 · 10 <sup>-3</sup>	0.09976	
	⑥	4.2875	0	4.2875	11.66	2.40	0.050	0	1.69	-5.08	0.012	0	0				3.91 · 10 <sup>-6</sup>	0	9.24 · 10 <sup>-5</sup>	
M	48.50	0	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50	48.50

$$I = \sum I_x \cdot y^2 + \sum I_y \cdot x^2 = 1862.38 \text{ m}^6$$

REPARTITION DES FORCES SISMQUES (H) DANS LES VOILES  
A CHAQUE NIVEAU :

Voile \ Niveau		IX	VIII	VII	VI	V	IV
BC (V <sub>1</sub> )	1	0.7113	0.7972	0.7972	0.7972	0.7972	1.0510
	2	0.8042	0.9013	0.9013	0.9013	0.9013	1.1656
	3	0.8980	1.0064	1.0064	1.0064	1.0064	1.3015
	4	0.9913	1.1110	1.1110	1.1110	1.1110	1.4368
	5	1.0851	1.2161	1.2161	1.2161	1.2161	1.5727
	6	1.1791	1.3215	1.3215	1.3215	1.3215	1.7090
DE (V <sub>1</sub> )	1	0.7476	0.8379	0.8379	0.8379	0.8379	1.0836
	2	0.8266	0.9265	0.9265	0.9265	0.9265	1.1981
	3	0.9056	1.0149	1.0149	1.0149	1.0149	1.3125
	5	1.0637	1.1922	1.1922	1.1922	1.1922	1.5418
	6	1.1841	1.2868	1.2868	1.2868	1.2868	1.6641
	DE (V <sub>2</sub> )	4	0.3178	0.3562	0.3562	0.3562	0.3562
DE (V <sub>3</sub> )	4	0.0010	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0014

REPARTITION DES FORCES SISMQUES CUMULEES DANS CHAQUE  
NIVEAU ET DANS CHAQUE VOILE.

Voile \ Niveau		IX	VIII	VII	VI	V	IV
BC (V <sub>1</sub> )	1	0.7113	1.5085	2.3057	3.1029	3.9001	4.9311
	2	0.8042	1.7055	2.6068	3.5081	4.4094	5.5750
	3	0.8980	1.9044	2.9108	3.9172	4.9236	6.2251
	4	0.9913	2.1023	3.2133	4.3243	5.4353	6.8721
	5	1.0851	2.3012	3.5173	4.7334	5.9485	7.5222
	6	1.1791	2.5006	3.8221	5.1436	6.4651	8.1741
DE (V <sub>1</sub> )	1	0.7476	1.5855	2.4234	3.2613	4.0992	5.1828
	2	0.8266	1.7531	2.6796	3.6061	4.5326	5.7307
	3	0.9056	1.9205	2.9354	3.9503	4.9652	6.2777
	5	1.0637	2.2559	3.4481	4.6403	5.8325	7.3743
	6	1.1481	2.4349	3.7217	5.0085	6.2953	7.9594
	DE (V <sub>2</sub> )	4	0.3178	0.6740	1.0302	1.3864	1.7426
DE (V <sub>3</sub> )	4	10 <sup>-3</sup>	2.1 10 <sup>-3</sup>	3.2 10 <sup>-3</sup>	4.3 10 <sup>-3</sup>	5.4 10 <sup>-3</sup>	6.8 10 <sup>-3</sup>



MOMENTS:

Voile	niveau	IX	VIII	VII	VI	V	IV
BC (V <sub>1</sub> )	1	0	2.2761	7.1033	14.4816	24.4109	36.8912
	2	"	2.5734	8.0310	16.3728	27.5987	41.7088
	3	"	2.8736	8.9677	18.2822	30.8173	46.5728
	4	"	3.1721	9.8995	20.1920	34.0198	51.4128
	5	"	3.4723	10.8361	22.0915	37.2384	56.2768
	6	"	3.7731	11.7750	24.0057	40.4653	61.1536
DE (V <sub>1</sub> )	1	"	2.3923	7.4659	15.2208	25.6569	38.7744
	2	"	2.6451	8.2550	16.8297	28.3693	42.8736
	3	"	2.8979	9.0435	18.4368	31.0177	46.9664
	5	"	3.4038	10.6227	21.6566	36.5056	55.1696
	6	"	3.6739	11.4656	23.3760	39.4022	59.5472
	DE (V <sub>2</sub> )	4	"	1.0169	3.1337	6.4704	10.9069
DE (V <sub>3</sub> )	4	"	0.0032	0.0099	0.0201	0.0339	0.0512

EFFORTS DANS LES VOILES :

Seisme agissant longitudinalement:

Voile	niveau	IX		VIII		VII		VI		V		IV	
		H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
		t. m	t. m	t	t. m	t	t. m	t	t. m	t	t. m	t	t. m
BC (V <sub>1</sub> )	1	0.771	0	1.508	2.276	2.306	7.103	3.103	14.481	3.900	24.411	4.931	36.891
	2	0.804	"	1.705	2.573	2.607	8.031	3.508	16.373	4.409	27.599	5.575	41.709
	3	0.898	"	1.904	2.873	2.911	8.968	3.917	18.282	4.923	30.817	6.225	46.573
	4	0.991	"	2.102	3.172	3.213	9.899	4.324	20.180	5.435	34.020	6.872	51.413
	5	1.085	"	2.301	3.472	3.517	10.836	4.733	22.091	5.949	37.238	7.522	56.277
	6	1.179	"	2.500	3.773	3.822	11.775	5.144	24.006	6.465	40.465	8.174	61.153
DE	1	0.747	"	1.585	2.392	2.423	7.466	3.261	15.221	4.099	25.657	5.183	38.774
	2	0.826	"	1.753	2.645	2.679	8.255	3.606	16.830	4.532	28.369	5.731	42.873
	3	0.905	"	1.92	2.868	2.935	9.043	3.950	18.437	4.965	31.078	6.278	46.966
	4 <sub>3</sub>	0.318	"	0.674	1.017	1.030	3.734	1.386	6.470	1.742	10.907	2.203	16.483
	4 <sub>4</sub>	0.001	"	0.002	0.003	0.003	0.010	0.004	0.020	0.005	0.034	0.007	0.051
	5	1.064	"	2.256	3.404	3.448	10.623	4.640	21.686	5.832	36.505	7.374	55.169
	6	1.148	"	2.435	3.674	3.722	11.465	5.008	23.375	6.295	39.402	7.959	59.547



Efforts sismiques horizontaux (par niveau) S+y:

	H <sub>IX</sub> (t)	H <sub>VIII</sub> (t)	H <sub>VII</sub> (t)	H <sub>VI</sub> (t)	H <sub>V</sub> (t)	H <sub>IV</sub> (t)	H <sub>III</sub> (t)
mode 1	10.68	11.97	11.97	11.97	11.97	15.48	15.45
	mode 2: negligible						

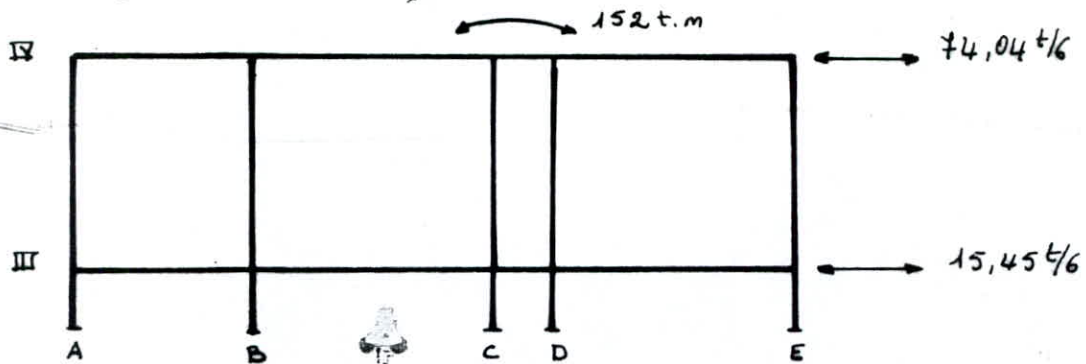
Efforts sismiques horizontaux (sur portique).

$H_{IV\ tot} = 74.04\ t/6.$

$H_{III} = 15.45\ t/6.$

Moment de renversement (sur portique):

$M_r = \frac{1}{6} (911.52) = 152\ t.m \quad (cf\ p.\ 18')$

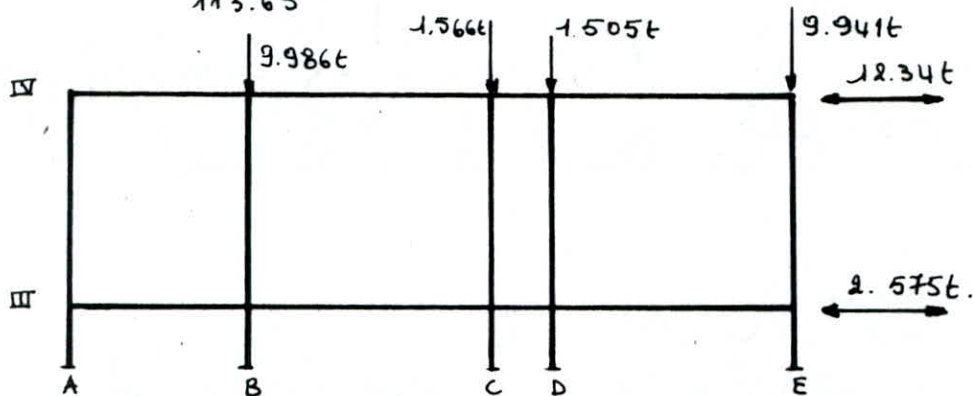


$V_B^T = \frac{7.47}{113.65} \cdot 152 = 9.986\ t.$

$V_C^T = \frac{1.47}{113.65} \cdot 152 = 1.566\ t$

$V_D^T = \frac{1.13}{113.65} \cdot 152 = 1.505\ t.$

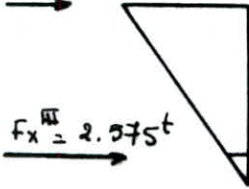
$V_E^T = \frac{7.43}{113.65} \cdot 152 = 9.941\ t$



Forces Sismique :

1er Mode :

$F_x^{\text{IV}} = 12.34t$



• Effort tranchant d'etage:

$V_x^{\text{IV}} = 12.34t$

$V_x^{\text{III}} = 14.915t$

• Efforts tranchants:

$T_y^{\text{IV}} = 12.34 \cdot \frac{21928.5}{131571} + 12.34 \cdot \frac{21928.5 \cdot 10^4}{1.99 \cdot 10^{14}} \cdot 1.091 \cdot 7.655 = 2.057t$

$T_y^{\text{III}} = 14.915 \cdot \frac{57614.2}{345678} + 14.915 \cdot \frac{57614.2 \cdot 10^4}{1.99 \cdot 10^{14}} \cdot 1.091 \cdot 7.615 = 2.487t$

• Efforts tranchants dus à la torsion:

$T_x^{\text{IV}} = 12.34 \times \frac{67700 \cdot 10^4}{1.99 \cdot 10^{14}} \cdot 1.091 \cdot 3.22 = 1.47 \cdot 10^{-4}t$  négligeable

$T_x^{\text{III}} = 14.915 \cdot \frac{190924 \cdot 10^4}{1.99 \cdot 10^{14}} \cdot 1.091 \cdot 2.83 = 4.41 \cdot 10^{-4}$  "

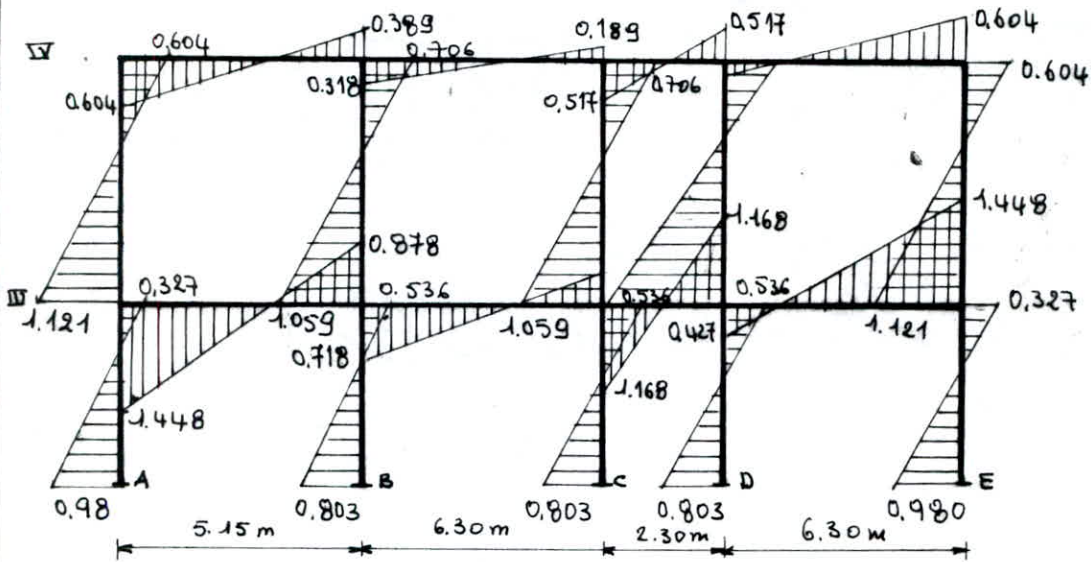
donc l'effort tranchant total :  $T_{iy} = T_{iy} + T_{ix} = T_{iy}$ .

des efforts dus au 2eme mode sont négligeables:

Calcul des moments (Méthode de Muto):

niv	file	$\frac{g_k p_k}{\sum g_k p_k}$	$T_{ix}$	$t_{ix}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z = y \cdot h$	$M_{inf}$	$h - z$	$M_{sup}$
III-IV	A	0.164	2.057	0.338	0.55	0	0.05	0.05	0.65	3.315	1.121	1.785	0.604
	B	0.168	"	0.346	0.50	"	"	"	0.60	3.06	1.059	2.04	0.706
	C	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	0.164	"	0.338	0.55	"	"	"	0.65	3.315	1.121	1.785	0.604
III-II	A	"	2.487	0.408	0.65	0	0.10	0	0.75	2.40	0.980	0.80	0.327
	B	0.168	"	0.418	0.55	"	0.05	"	0.60	1.92	0.803	1.28	0.536
	C	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	0.164	"	0.408	0.65	"	0.10	"	0.75	2.40	0.980	0.80	0.327

Diagramme des moments : ( par tige transversal ).



Moment aux appuis, moment en travées, efforts tranchants et efforts normaux (dans les poteaux)

1er Mode :

niveau	Poutre	portée	$M_{10}$	$M_e$	$M_T$	T
IV	A-B	5.15 m	0.604	-0.389	0.1075	-0.193
	B-C	6.30	0.318	-0.189	0.0645	-0.081
	C-D	2.30	0.517	-0.517	0	-0.450
	D-E	6.30	0.189	-0.604	-0.2075	-0.126
III	A-B	5.15	1.448	-0.878	0.285	-0.452
	B-C	6.30	0.718	-0.427	0.1455	-0.182
	C-D	2.30	1.168	-1.168	0	-1.016
	D-E	6.30	0.427	-1.448	-0.5105	-0.298

niv	pot	N	Ncumulé	Ncum. total
IV	A	-0.193	-0.193	-0.193
	B	+0.112	0.112	-0.098
	C	-0.257	-0.257	-1.823
	D	0.324	0.324	-1.829
III	A	-0.452	-0.645	-0.645
	B	0.270	0.382	-0.368
	C	-0.834	-1.091	2.657
	D	0.718	1.042	2.647
IV	E	0.126	0.126	-0.067
III	E	0.298	0.424	-0.365





	file	$x_i$	$\Sigma x_i^2$	$e_i$	$H_i^I (t)$	$H_i^{Fix}$	$H_i^J (+)$
niveau haut R.D.C	A	12.62	272.916 m <sup>2</sup>	3.22 m	1.383	0.431	1.814
	B	7.47			0.820	2.008	2.828
	C	1.17			0.128	2.080	2.208
	D	1.13			0.122	2.270	2.392
bas R.D.C	A	12.06	260.26 m <sup>2</sup>	2.83 m	1.218	0.833	2.051
	B	6.91			0.366	2.913	3.279
	C	0.61			0.031	3.202	3.233
	D	1.69			0.089	3.334	3.423
	E	7.99			0.424	3.415	3.539
$\Sigma$ H.A.R.	E	7.43	272.916	3.22	0.814	2.506	3.320

• 1<sup>er</sup> Mode :

a) Portique A :  
force sismique

$F_x^2 = 1.814t$

$F_x^1 = 2.051t$



	2	1
Effort tranchant d'étage	1.814 (t)	3.865 (t)
Effort tranchant	0.251 t	0.179 t

b) Portiques B, C, D et E.

sont sollicités par les forces approximativement égales.

On étudie le portique E (le plus sollicité).

$F_x^7 = 4.282t$

$F_x^6 = 4.645t$

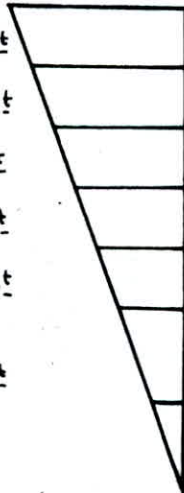
$F_x^5 = 4.314t$

$F_x^4 = 3.810t$

$F_x^3 = 3.132t$

$F_x^2 = 3.320t$

$F_x^1 = 3.539t$



4.282	1.076	negligeables	1.076
8.927	2.244		2.244
13.241	3.329		3.329
17.051	4.287		4.287
20.183	5.074		5.074
23.503	5.124		5.124
27.042	14.53		14.53
$\Sigma_{i \in X} (t)$	$T'_{ix} (t)$	$T''_{ix} (t)$	$T_{ix} (t)$

$\Sigma_{ix}$ : effort tranchant d'étage.

$T'_{ix}$ : effort tranchant

$T''_{ix}$ : " " dû à la torsion

$T_{ix} = T'_{ix} + T''_{ix}$

effort tranchant total.



2<sup>eme</sup> MODE :

la repartition des charges horizontales etant non triangulaires pour le 2<sup>eme</sup> mode, la methode de Muto ne sera donc appliquee, le calcul se fait pour la methode des déplacements.

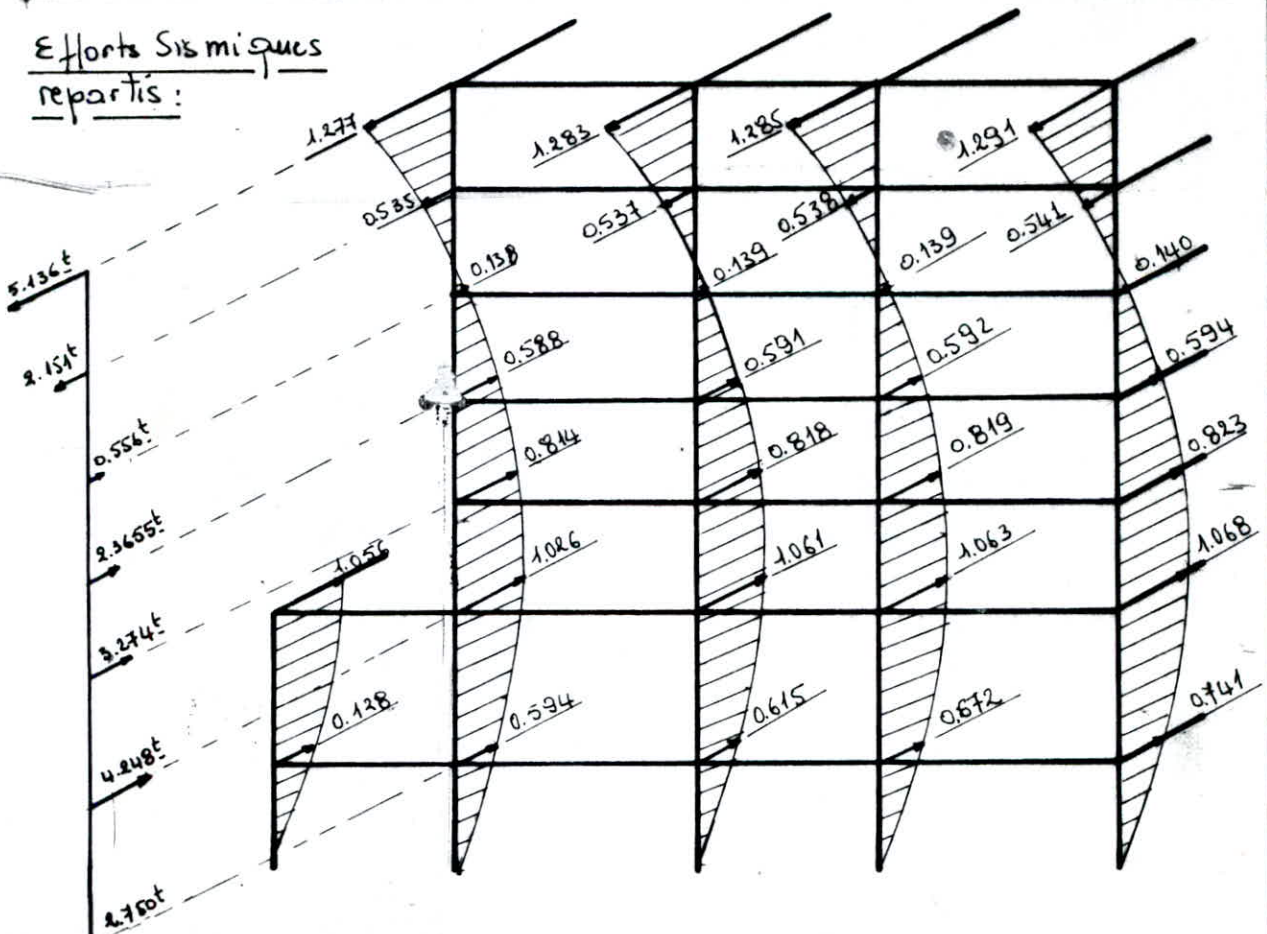
Dans le sens longitudinal, les cinq portiques etant non identiques la repartition des efforts se fera en fonction des rigidites de chaque portique :

$$F'_{ix} = F_j \cdot \frac{R_{ix}}{\sum R_i}$$

Forces sismiques reparties suivant les rigidites :

$F_{iy}$	Portique A	Portique B	Portique C	Portique D	Portique E
$F_{7y}$		-1.277	-1.283	-1.285	-1.291
$F_{6y}$		-0.535	-0.537	-0.538	-0.541
$F_{5y}$		0.138	0.139	0.139	0.140
$F_{4y}$		0.588	0.591	0.592	0.590
$F_{3y}$		0.814	0.818	0.819	0.823
$F_{2y}$	1.056	1.056	1.061	1.063	1.068
$F_{1y}$	0.128	0.594	0.615	0.672	0.741

Efforts Sismiques repartis :





+ Sens longitudinal (St X) : Partiques B.C.D.E.

niveau	i	CARACTERISTIQUES										Mode 1						Mode 2					
		$\frac{dXp}{dY}$	$\gamma_0$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	$\gamma$	$\beta = \gamma \cdot h$	$h - \beta$	$T_{ij}$	$t_{ij}$	$M_{inf}$	$M_{sup}$	$T_{ij}$	$t_{ij}$	$M_{inf}$	$M_{sup}$						
B - A	1	0.164					0.5	1.6	1.6		1.097	0.179	0.229	0.229	-1.291	-0.212	0.339	-0.339					
	2	0.168					"	"		"	0.184	0.235	0.235	"	"	0.347	-0.347						
	3	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164					"	"	"	"	"	0.179	0.229	0.229	"	-0.212	0.339	-0.339					
B - B	1	0.164					"	"	"	2.287	0.375	0.478	0.478	-0.541	-0.089	0.142	-0.142						
	2	0.168					"	"	"	"	0.384	0.489	0.489	"	0.091	0.145	-0.145						
	3	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164					"	"	"	"	0.375	0.478	0.478	"	-0.089	0.142	-0.142						
B - B	1	"					"	"	"	3.393	0.556	0.709	0.709	0.140	0.083	0.037	0.037						
	2	0.168					"	"	"	"	0.570	0.726	0.726	"	"	0.037	"						
	3	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164					"	"	"	"	"	0.556	0.709	0.709	"	"	"	"					
B - B	1	"					"	"	"	4.370	0.716	0.913	0.913	0.594	0.097	0.155	0.155						
	2	0.168					"	"	"	"	0.734	0.936	0.936	"	0.100	0.16	0.16						
	3	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164					"	"	"	"	"	0.716	0.913	0.913	"	0.097	0.155	0.155					
B - A	1	"					"	"	"	5.172	0.848	1.081	1.081	0.823	0.175	0.216	0.216						
	2	0.168					"	"	"	"	0.868	1.109	1.109	"	0.138	0.221	0.221						
	3	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"					"	"		"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164					"	"	"	"	"	0.848	1.081	1.081	"	0.135	0.216	0.216					
B - A	1	"	0.55	0	0.05	0.05	0.65	3.315	1.875	9.124	1.496	3.908	3.908	1.068	0.175	0.580	0.312						
	2	0.168	0.50	"	"	0.60	3.06	2.04	"	"	1.532	3.693	3.693	"	0.179	0.548	0.372						
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"						
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"						
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"						
	6	0.164	0.55	"	"	0.65	3.315	1.875	"	"	1.496	3.908	3.908	"	0.175	0.548	0.312						

Sens longitudinal (Suite portugueses B,D,C,E) St X:

Z	T <sub>P</sub>	CARACTERISTIQUES										Mode 1					Mode 2				
		PKP	Y <sub>6</sub>	Y <sub>4</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	Y	Σ = Y.h	h-Σ	T <sub>ij</sub>	t <sub>ij</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	T <sub>ij</sub>	t <sub>ij</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>				
1	0.164	0.65	0	0.10	0	0.75	2.40	0.8	14.53	2.382	4.574	1.525	0.741	0.121	0.290	0.097					
2	0.168	0.55	"	0.05	"	0.60	1.92	1.28	"	2.441	3.570	2.500	"	0.124	0.238	0.159					
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"					
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"					
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"					
6	0.164	0.65	"	0.10	"	0.75	2.40	0.80	"	2.382	4.574	1.525	"	0.121	0.290	0.097					

Sens longitudinal portugue A (St X):

1	0.147	0.50	0	0	0	0.5	2.55	2.55	0.451	0.066	0.041	0.041	1.056	0.156	0.398	0.398
2	0.170	"	"	"	"	"	"	"	"	0.076	0.046	0.046	"	0.180	0.459	0.459
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	0.147	"	"	"	"	"	"	"	"	0.066	0.041	0.041	"	0.156	0.398	0.398
1	"	"	"	"	"	"	"	"	0.179	0.026	0.023	0.023	0.128	0.019	0.048	0.048
2	0.170	"	"	"	"	"	"	"	"	0.030	0.025	0.025	"	0.022	0.056	0.056
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	0.147	"	"	"	"	"	"	"	"	0.026	0.023	0.023	"	0.019	0.048	0.048



DIAGRAMME DES MOMENTS :

Portiques B, C, D, E

1<sup>o</sup> Mode :

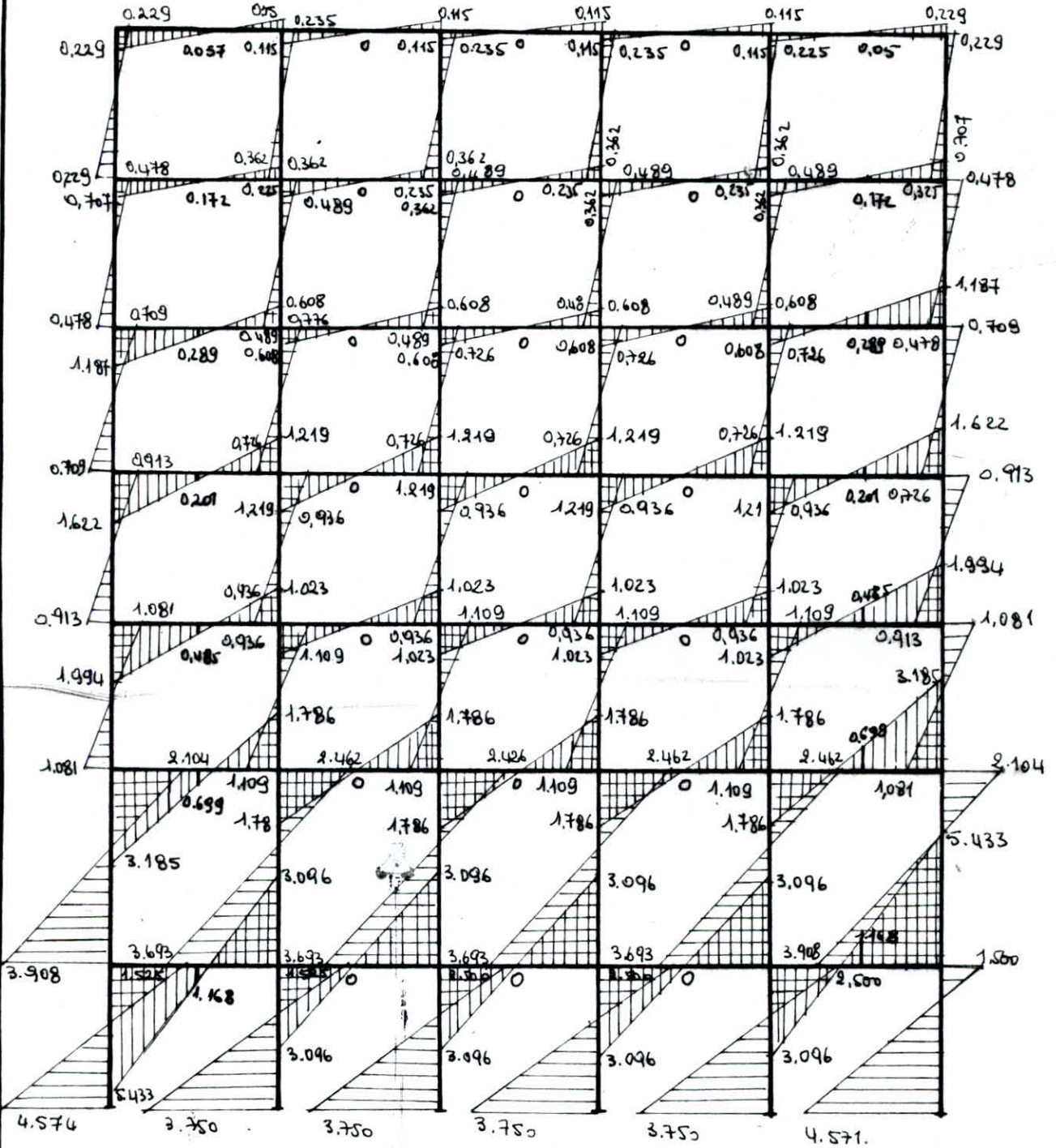




DIAGRAMME DES MOMENTS : portiques B, C, D, E  
2<sup>eme</sup> Mode :

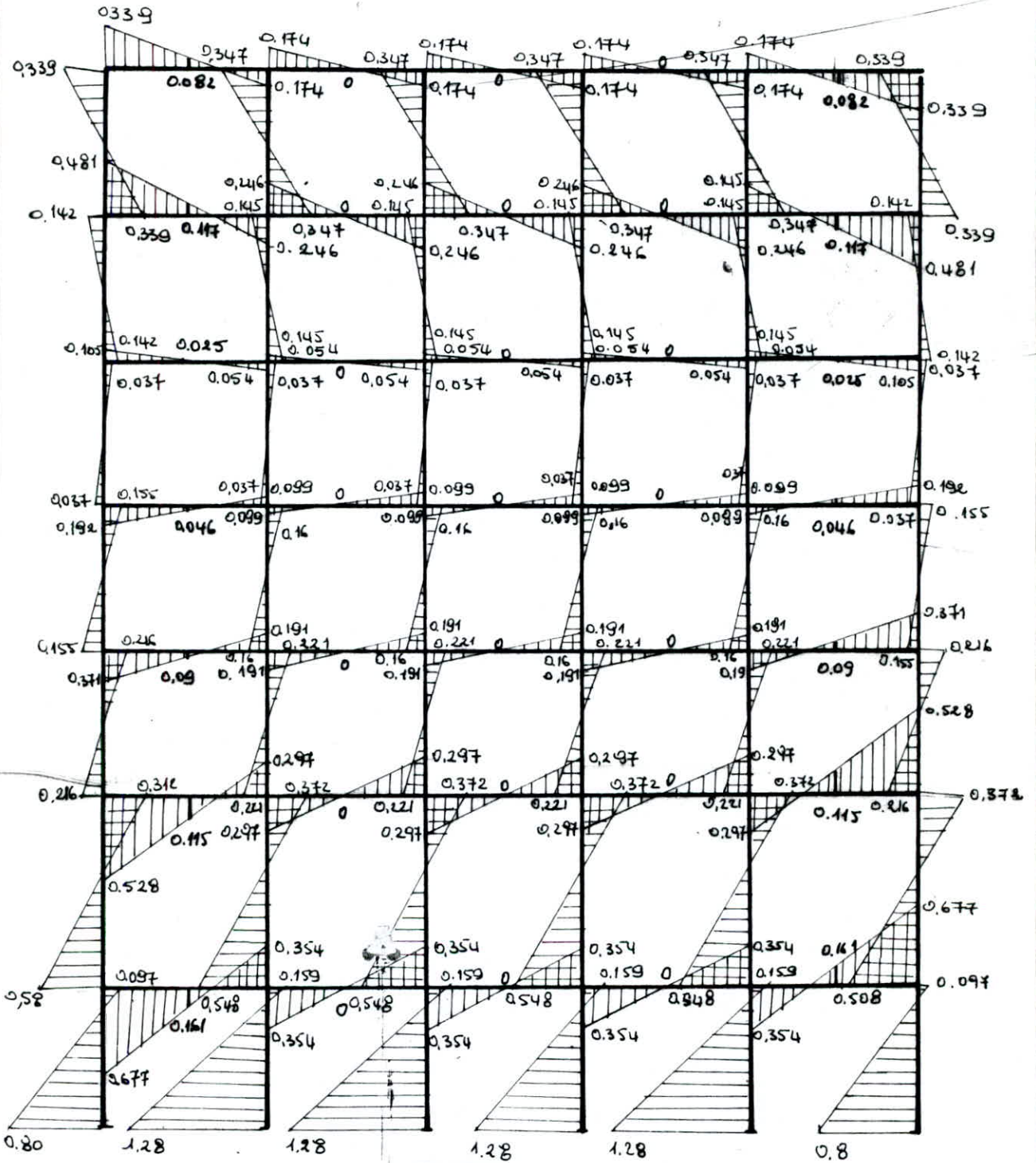
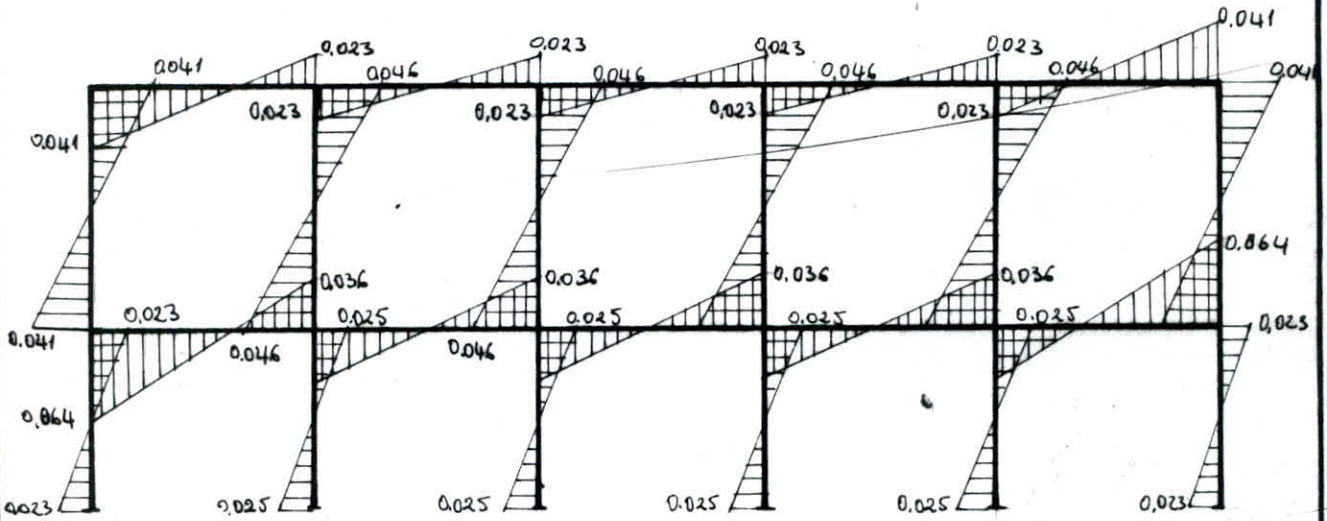
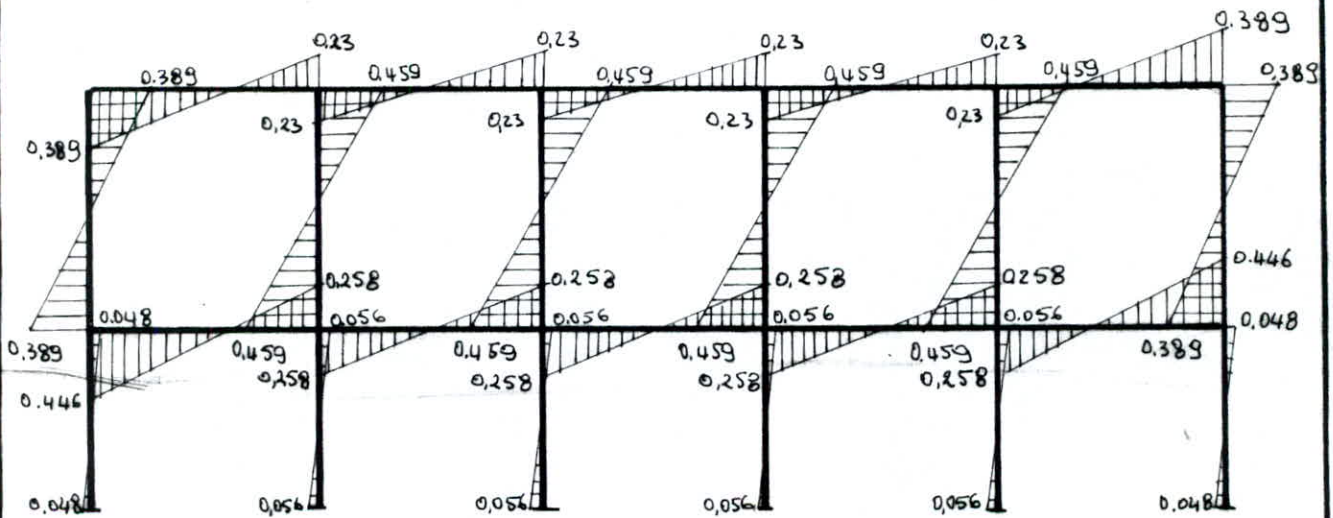


DIAGRAMME DE MOMENTS : ( Portique A : )

1<sup>er</sup> Mode :



2<sup>e</sup> Mode :





MOMENTS AUX APPUIS, MOMENTS EN TRAVÉES ET EFFORTS TRANCHANTS

DANS LES POUTRES; EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX:

Portiques B, C, D, E:

MOMENTS			Mode 1				Mode 2			
n <sup>o</sup>	paire	l	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T (+)
IX	1-2	2.40	0.225	-0.115	0.057	-0.127	-0.339	0.174	-0.082	0.19
	2-3	"	0.115	"	0	-0.085	-0.174	"	0	0.129
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-0.229	-0.057	-0.127	"	0.339	0.082	0.19
VIII	1-2	"	0.707	-0.362	0.172	-0.396	-0.481	0.246	-0.117	0.269
	2-3	"	0.362	"	0	-0.268	-0.246	"	0	0.182
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-0.707	-0.172	-0.396	"	0.481	0.117	0.269
VII	1-2	"	1.187	-0.608	0.289	0.665	-0.105	0.054	-0.025	0.059
	2-3	"	0.608	"	0	-0.450	-0.054	"	0	0.04
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-1.187	-0.289	-0.665	"	0.105	0.025	0.059
VI	1-2	"	1.622	-1.219	0.201	-1.052	0.192	-0.099	0.046	-0.108
	2-3	"	1.219	"	0	-0.903	0.099	"	0	-0.073
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-1.622	-0.201	-1.052	"	-0.192	-0.046	-0.108
V	1-2	"	1.994	-1.023	0.485	1.117	0.371	-1.191	0.09	-0.208
	2-3	"	1.023	"	0	-0.758	0.191	"	0	-0.141
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-1.994	-0.485	-1.117	"	-0.371	-0.09	-0.208
IV	1-2	"	3.185	-1.786	0.699	-1.841	0.528	-0.297	0.115	-0.305
	2-3	"	1.786	"	0	-1.323	0.297	"	0	-0.22
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-3.185	-0.699	-1.841	"	-0.528	-0.115	-0.305
III	1-2	"	5.433	-3.096	1.168	-3.159	0.677	-0.354	0.161	-0.382
	2-3	"	3.096	"	0	-2.293	0.354	"	0	-0.262
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	-5.433	-1.168	-3.159	"	-0.677	-0.161	0.382



EFFORTS

NORMAUX

		1 <sup>er</sup> Mode		2 <sup>eme</sup> Mode	
no	plateau	N (+)	Ncumule (+)	N (+)	Ncum (+)
IX	1	-0.127	-0.127	0.19	0.19
	2	+0.042	0.042	-0.061	-0.061
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.042	-0.042	0.061	0.061
VIII	1	-0.396	-0.523	0.269	0.459
	2	0.128	0.17	-0.087	-0.148
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.128	-0.17	0.087	0.148
	6	0.396	0.523	-0.269	-0.459
VII	1	-0.665	-1.188	0.059	0.518
	2	0.215	0.385	-0.019	-0.167
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.215	-0.385	0.019	0.167
	6	0.665	1.188	-0.059	-0.518
VI	1	-1.052	-2.24	-0.108	0.41
	2	0.149	0.534	0.035	-0.132
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.149	-0.534	-0.035	0.132
	6	1.052	2.24	0.108	-0.41
V	1	-1.841	-3.357	-0.208	0.202
	2	0.518	0.893	0.067	-0.065
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.518	-0.893	-0.067	0.065
	6	1.841	3.357	0.208	-0.202
IV	1	-1.117	-5.198	-0.305	-0.103
	2	0.359	1.411	0.085	0.02
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.359	-1.411	-0.085	-0.02
	6	1.117	5.198	0.305	0.103
III	1	-3.159	-8.357	-0.382	-0.485
	2	0.866	2.277	0.12	0.14
	3 et 4	0	0	0	0
	5	-0.866	-2.277	-0.12	-0.14
	6	3.159	8.357	0.382	0.485
II	6	0.127	0.127	-0.19	-0.19

Portique A:

MOMENTS  
EF. TRANCH.

			1 <sup>er</sup> Mode				2 <sup>eme</sup> Mode			
no.	pour	l	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T (+)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T (+)
IV	1-2	4.05	0.041	-0.023	0.009	-0.016	0.398	-0.23	0.084	-0.155
	2-3		0.023		0	-0.0012	0.23	"	0	-0.113
	3-4		"		"		"	"	"	"
	4-5		"		"		"	"	"	"
	5-6	4.12	"	-0.041	-0.009	-0.016	"	-0.398	-0.084	-0.20
III	1-2	4.05	0.064	-0.036	0.014	-0.025	0.446	-0.258	0.094	-0.174
	2-3		0.036	"	0	-0.017	0.258	"	0	-0.128
	3-4		"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5		"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	4.12	"	-0.064	-0.014	-0.025	"	-0.446	-0.094	-0.171

EFFORTS  
NORMAUX

		1 <sup>er</sup> Mode		2 <sup>eme</sup> Mode	
no.	potreau	N (+)	N <sub>cum</sub> (+)	N (+)	N <sub>cum</sub> (+)
IV-III	1	-0.024	-0.024	-0.233	-0.233
	2	0.007	0.007	0.063	0.063
	3	0	0	0	0
	4	0	0	0	0
	5	-0.007	-0.007	-0.063	-0.063
	6	0.024	0.024	0.233	0.233
III-II	1	-0.037	-0.061	-0.261	-0.494
	2	0.01	0.017	0.07	0.133
	3	0	0	0	0
	4	0	0	0	0
	5	-0.01	-0.017	-0.07	-0.133
	6	0.037	0.061	0.261	0.494



## - DEFORMATIONS HORIZONTALES

(R.P.A)

Art. 2.3.2.4

- Sous l'action des secousses : ds les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable. A défaut de justifications suivant l'article 3.3.8.1, le joint entre deux blocs contigus aura une largeur supérieure à  $H_1/300$ , où  $H_1$  représente la hauteur du bloc le moins haut.

Art. 3.3.7.1 - Déplacements relatifs :

- Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par le facteur  $(1/2B)$  pour obtenir le déplacement relatif, le rapport  $(1/2B)$  ne doit pas être plus petit que 1
- Les déplacements latéraux relatifs d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0.0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Art. 3.3.7.2

toutes les parties des structures doivent être calculées et construites comme des unités autonomes résistantes aux forces horizontales à moins qu'elles ne soient séparées structurellement par une distance suffisante qui leur permet d'éviter des contacts par la suite des déplacements dus à l'action du séisme ou du vent.

Dans notre cas le déplacement relatif de l'étage  $j$  sera déterminé à l'aide de la formule de Muto.

$$S_j = \frac{T_0}{R_j} \left( \frac{1}{2B} \right)$$

$B$ : facteur de comportement de la structure.

Déplacement relatif latéral admissible d'un étage :

$$\bar{S}_j = 0.0075 h_j$$



Calcul de déplacements relatifs de niveau:

$S_j = \frac{T_j}{R_j}$  ou doit comparer  $\frac{1}{2B} \cdot S_j$  à  $0.0075 h_j$  (Art. 337.1 R.P.A).

partig.	B, C, D et E		A		1, 2, 3, ..., 6		$\bar{S}$
	$S_j = \frac{T_j}{R_j}$	$\frac{1}{2B} \cdot S_j$	$S_j$	$\frac{1}{2B} \cdot S_j$	$S_j$	$\frac{1}{2B} \cdot S_j$	
IX	0.0196	0.03136					2.4
VIII	0.041	0.0656					2.4
VII	0.0608	0.09728					2.4
VI	0.078	0.1248					2.4
V	0.0927	0.14832					2.4
IV	0.1682	0.2691	0.00829	0.0132	0.0988	0.15	3.825
III	0.0971	0.1553	0.00537	0.00859	0.04316	0.069	2.4

Détermination de la largeur du joint de dilatation:

Bloc 1: déplacement longitudinal maximal:  $\Delta^L = \sum_{j=3}^9 S_j = 0.557 \text{ cm}$   
 les 2 blocs contigus sont identiques (période d'oscillation voisines)  
 nous prenons la largeur minimale prescrite dans l'R.P.A  
 (Art. 2.3.2.5) et qui est de 2cm.

$l = 2 \text{ cm}$

# CHAPITRE . 4



SUPERPOSITION  
DES  
SOLLICITATIONS



## COMBINAISONS DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX

(deux directions)

niv.	poteau	G+1.2P		0.8G+5I		0.8G+5I		G+P+1.25I		G+P+1.25I	
		M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>
IV-III	A	0.869	1.002	0.969	-0.554	-0.240	1.689	1.525	-0.392	0.076	2.299
	B	0.494	7.675	0.913	3.606	-0.500	5.724	1.302	6.096	-0.393	8.437
	C	-0.915	-4.918	0.323	-4.022	-1.090	-1.904	0.006	-5.986	-1.689	-3.445
	D	0.915	4.527	1.090	1.684	-0.323	3.810	1.689	3.073	-0.006	5.615
	E	-2.316	-14.390	-0.367	-9.830	-1.575	-7.588	-2.407	-15.151	-2.857	-12.460
III-II	A	1.232	1.589	1.025	-0.315	0.372	1.646	1.564	0.287	0.779	2.639
	B	0.692	0.903	0.928	-0.425	-0.145	1.182	1.301	-0.133	0.014	1.795
	C	-1.310	-1.672	-0.207	-1.504	-1.279	0.103	-0.603	-2.503	-1.890	-0.576
	D	1.310	1.172	1.279	-0.503	0.207	1.104	1.890	0.576	0.603	2.503
	E	-3.148	-4.233	-1.457	-2.754	-2.111	-0.794	-2.602	-5.073	-3.387	-2.722
II-I	A	0.697	0.975	0.395	0.553	0.395	0.553	0.663	0.928	0.663	0.928
	B	0.366	0.547	0.207	0.310	0.207	0.310	0.348	0.520	0.348	0.520
	C	-0.786	-1.037	-0.446	-0.588	-0.446	-0.588	-0.748	-0.987	-0.748	-0.987
	D	-0.080	1.037	-0.045	0.588	-0.045	0.588	-0.076	0.987	-0.076	0.987

## COMBINAISON DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

niveau	poutre	G+1.2P		0.8G+5I		0.8G+5I		G+P+1.25I		G+P+1.25I	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	A-B	12.58	-4.37	7.15	-2.55	7.45	-2.16	11.77	1.52	12.23	1.98
	B-C	47.62	-46.09	28.59	-27.80	28.75	-27.64	45.56	-44.28	45.75	-44.09
	C-D	1.612	-4.63	0.47	-2.84	1.37	-1.94	0.99	-4.89	2.07	-3.81
	D-E	40.46	-45.94	24.36	-27.94	24.61	-27.69	38.66	-44.23	38.97	-43.93
III	A-B	11.63	-9.13	4.43	-4.28	5.33	-3.37	10.17	-8.94	11.25	-7.86
	B-C	12.37	-12.63	5.00	-5.48	5.37	-5.11	11.17	-11.85	11.62	-11.41
	C-D	3.57	-3.57	0.48	-2.52	2.52	-0.48	2.07	-4.51	4.51	-2.07
	D-E	12.07	-12.93	4.76	-5.72	5.36	-5.12	10.75	-12.26	11.47	-11.55
II	A-B	9.44	-7.51	5.36	-4.26	5.36	-4.26	8.99	-7.14	8.99	-7.14
	B-C	10.10	-10.31	5.73	-5.87	5.73	-5.85	9.61	-9.81	9.61	-9.81
	C-D	2.92	-2.92	1.66	-1.66	1.66	-1.66	2.78	-2.78	2.78	-2.78
	D-E	9.90	-10.52	5.61	-5.96	5.61	-5.96	9.42	-10.01	9.42	-10.01
I	A-B	9.16	-7.79	5.20	-4.42	5.20	-4.42	8.72	-7.41	8.72	-7.41
	B-C	10.12	-10.30	5.74	-5.84	5.74	-5.84	9.63	-9.76	9.63	-9.76
	C-D	0.67	-5.17	0.38	-2.93	0.38	-2.93	0.63	-4.92	0.63	4.92



# COMBINAISONS DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES

(sens transversal).

Niveau	G+1.2 P			0.8 G + 5 I			0.8 G + 5 I			0.8 G + 5 I			G+P + 1.2 5 I			G+P + 1.2 5 I			
	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>C</sub>	
E	A-B	-1.002	1.018	-20.089	0.037	0.793	-12.357	-1.172	0.578	-11.579	-0.229	1.120	-19.701	-1.678	0.862	-18.767			
	B-C	-27.763	35.731	-31.985	-16.315	21.603	-19.430	-16.950	21.474	-19.052	-26.220	34.341	-30.890	-26.983	34.186	-30.436			
	C-D	-27.067	-24.852	-24.969	-15.762	-15.030	-15.621	-16.786	-15.030	-14.587	-25.327	-23.841	-24.574	-26.568	-23.841	-23.333			
	D-E	-29.746	38.408	-14.499	-17.859	23.017	-9.401	-18.237	23.432	-8.193	-28.322	36.596	-14.530	-28.775	37.094	-13.081			
	A-B	-2.458	6.699	-8.290	0.419	3.088	-4.352	-2.478	2.517	-2.596	-0.528	6.500	-8.686	-4.000	5.816	-6.579			
F	B-C	-9.687	8.170	-8.962	-3.341	3.569	-4.183	-4.777	3.278	-3.329	-8.057	7.696	-8.763	-9.780	7.347	-7.738			
	C-D	-6.376	-4.948	-6.376	-1.504	-2.073	-3.840	-3.840	-2.073	-1.504	-4.468	-4.555	-7.271	-7.271	-4.555	-4.468			
	D-E	-8.962	9.739	-6.548	-3.329	3.571	-4.183	-4.183	4.592	-1.296	-7.738	8.354	-7.766	-8.763	9.579	-4.291			
	A-B	-2.206	5.389	-6.717	-1.251	3.054	-3.807				-2.099	5.127	-6.391						
	B-C	-7.955	6.624	-7.371	-4.508	3.754	-4.178				-7.568	6.302	-7.013						
G	C-D	-5.024	-3.858	-5.024	-2.847	-2.187	-2.847				-4.780	-3.670	-4.780						
	D-E	-7.371	7.781	-5.639	-4.178	4.410	-3.196				-7.013	7.403	-5.365						
	A-B	-3.270	4.987	-6.457	-1.853	2.827	-3.660				-3.111	4.745	-6.143						
	B-C	-8.170	6.366	-7.669	-4.631	3.608	-4.347				-7.773	6.057	-7.297						
	C-D	-3.979	-1.010	-0.372	-2.256	-0.572	-0.211				-3.786	-0.961	-0.354						

Le Centre de gravité est précédé -

Le Centre de gravité est précédé -

Le Centre de gravité est précédé -

## COMBINAISONS DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

( sens transversal )

nut	pot	$G+1.2P$	$0.8G+5T$	$0.8G+5T'$	$G+P+1.2SE$	$G+P+1.2SE'$
IV	A	12.58	7.07	7.45	11.77	12.23
	B	51.99	41.11	20.92	61.90	37.67
	C	47.71	26.82	30.47	43.54	47.91
	D	44.69	28.70	25.04	45.03	40.64
	E	45.94	37.88	17.75	56.16	32.00
III	A	24.21	11.49	12.78	21.93	23.48
	B	73.47	50.39	29.65	82.01	57.12
	C	63.91	38.10	32.78	63.83	57.45
	D	60.32	35.97	30.87	60.29	54.17
	E	58.87	43.60	22.87	68.42	43.54
II	A	33.65	17.48	17.48	31.69	31.69
	B	91.08	50.00	50.00	86.31	86.31
	C	97.13	42.93	42.93	73.22	73.22
	D	77.13	40.68	40.68	69.42	69.42
	E	69.38	39.19	39.19	65.98	65.98
I	A	42.81	22.67	22.67	40.40	40.40
	B	108.98	60.14	60.14	103.34	103.34
	C	88.09	49.14	49.14	83.64	83.64
	D	78.30	43.61	43.61	74.33	74.33



## COMBINAISONS DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX

- portique A

niveau	poteau	G+1.2P		0.86+5I		0.86+5I		G+P+1.25I		G+P+1.25I		
		M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	
Mode 1	IV-III	1	1.4402	2.7412	0.5459	1.5494	0.6279	1.4674	1.2732	2.6477	1.3716	2.5493
	2	0	0	-0.046	0.046	0.046	-0.046	-0.0552	0.0552	0.0552	-0.0552	
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	5	0.0424	0.0729	-0.0287	0.0861	0.0633	-0.0059	-0.0162	0.1243	0.0941	0.0139	
	6	-1.4894	-2.8404	-0.6480	-1.5219	-0.566	-1.6039	-1.4169	-2.6434	-1.3185	-2.7418	
Mode 2	III-II	1	1.7106	2.5828	0.9007	1.0755	0.9467	1.0295	1.5903	2.3992	1.6455	2.3440
	2	0	0	-0.025	0.025	0.025	-0.025	-0.03	0.03	0.03	-0.03	
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	5	0.0509	0.4247	0.0025	0.3349	0.0525	0.2849	0.0182	0.4485	0.0782	0.3985	
	6	-1.7687	-2.6712	-0.9781	-1.0655	-0.9321	-1.1115	-1.7005	-2.4252	-1.6453	-2.4804	
Mode 3	II-I	1	0.7429	1.3684	0.4012	0.7389	0.4012	0.7389	0.7026	1.2943	0.7026	1.2943
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	3 et 4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	5	0.0229	0.0407	0.0124	0.0220	0.0124	0.022	0.0217	0.0385	0.0217	0.0385	
	6	-0.7677	-1.4150	-0.4115	-0.7641	-0.4145	-0.7641	-0.7261	-1.3383	-0.7261	-1.3383	

niveau	poteau	G+1.2P		0.86+5I		0.86+5I		G+P+1.25I		G+P+1.25I	
		M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>
Mode 2	III-II	1	mêmes valeurs que pour le mode 1	0.1889	1.9064	0.9849	1.1104	0.8448	3.0761	1.8000	2.1209
	2	-0.459		0.459	0.459	-0.459	-0.551	0.551	0.551	-0.551	
	3	"		"	"	"	"	"	"	"	
	4	"		"	"	"	"	"	"	"	
	5	-0.4477		0.4991	0.4763	-0.4189	-0.5118	0.6199	0.5897	-0.4817	
	6	-1.005		-1.165	-0.209	-1.9609	-1.8453	-2.2150	-0.8901	-3.1702	
Mode 3	II-I	1	mêmes valeurs que pour le mode 1	0.8757	1.1005	0.9717	1.0045	1.5603	2.4292	1.6755	2.3140
	2	-0.056		0.056	0.056	-0.056	-0.0672	0.0672	0.0672	-0.0672	
	3	"		"	"	"	"	"	"	"	
	4	"		"	"	"	"	"	"	"	
	5	-0.0475		0.3659	0.0835	0.2539	-0.0490	0.4857	0.1154	0.3513	
	6	-1.0031		-1.0405	-0.9071	-1.1365	-1.7305	-2.3952	-1.6153	-2.5104	
A.I.		-   même valeurs que pour le mode 1.   -									







Mode 2

niveau	potom	G+1.2P		0.8G+5I		0.8G+5I		6+P+1.25I		6+P+1.25I		
		Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	
IX-VIII	1			0,4127	-0,2499	-0,2653	0,4281	0,5257	-0,2830	-0,2879	0,5305	
	2			0,347	-0,347	-0,347	0,347	0,4164	-0,4164	-0,4164	0,4164	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			0,3479	-0,3458	-0,3460	0,3481	0,4179	-0,2546	-0,4148	0,5781	
	6			0,2626	-0,4314	-0,4154	0,2466	0,2835	-0,5352	-0,5301	0,2784	
VIII-VII	1			0,2246	-0,0591	-0,0594	0,2249	0,3037	-0,0367	-0,0371	0,304	
	2			0,145	-0,145	-0,145	0,145	0,174	-0,174	-0,174	0,174	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			0,1461	-0,1439	-0,1439	0,1461	0,1752	-0,1722	-0,1722	0,1757	
	6			0,0565	-0,228	-0,2277	0,056	0,0322	-0,3092	-0,3086	0,0317	
VII-VI	1			0,0456	0,1196	0,1196	0,0456	0,0889	0,1777	0,1777	0,0889	
	2			-0,037	0,037	0,039	-0,037	-0,0444	0,0444	0,0444	-0,0444	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			-0,0359	0,0382	0,0381	-0,0359	-0,0426	0,0461	0,0461	-0,0426	
	6			-0,1227	-0,0487	-0,0487	-0,1227	-0,1826	-0,0938	-0,0938	-0,1826	
VI-V	1			-0,0724	0,2376	0,2376	-0,0724	-0,0527	0,3194	0,3193	-0,0527	
	2			-0,16	0,16	0,16	-0,16	-0,192	0,192	0,192	-0,192	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			-0,1589	0,1611	0,1611	-0,1589	-0,1903	0,1937	0,1937	-0,1903	
	6			-0,2407	0,0693	0,0693	-0,2407	-0,3242	0,0478	0,0778	-0,3242	
V-IV	1			0,01848	0,2986	0,4505	-0,1334	0,1377	0,3925	0,6561	-0,1259	
	2			-0,221	0,221	0,221	-0,221	-0,2652	0,2652	0,2652	-0,2652	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			-0,2262	0,2221	0,2258	-0,2199	-0,2612	0,2669	0,2692	-0,2635	
	6			-0,4570	0,1303	-0,0250	-0,3017	-0,6672	0,1210	-0,1489	-0,3974	
IV-III	1			0,7277	3,1029	1,8877	2,4799	2,1257	5,0990	3,5177	4,3501	
	2			-0,548	0,372	0,548	-0,372	-0,6576	0,4464	0,6576	-0,4464	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			-0,5182	0,4295	0,5777	-0,3145	-0,5934	0,4935	0,7218	-0,3992	
	6			-1,9223	-2,5565	-0,7623	-3,1805	-3,5924	-4,4816	-2,2004	-5,2304	
III-II	1			1,6140	2,1813	2,1940	1,9873	2,8962	4,6158	3,5922	4,3810	
	2			-0,2387	0,159	0,238	-0,159	-0,2856	0,1908	0,2856	-0,1908	
	3			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	5			-0,1943	0,2064	0,2817	-0,116	-0,2112	0,2931	0,3600	-0,0885	
	6			-2,2441	-2,0445	-1,6642	-2,2365	-2,7917	-4,5002	-2,0957	-4,7330	
II-I			Memes valeurs que le Mode 1									

Memes valeurs que le 1er Mode



## COMBINAISONS DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

-portique A

Mode 1.

no.	Poutre	G+1.2P		0.8G+SI		0.8G+SI		G+P+1.2SI		G+P+1.2SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	1-2	5.57	-6.21	3.04	-2.89	3.09	2.84	5.25	-4.96	5.31	-4.91
	2-3	5.39	-5.39	2.95	-2.98	2.98	-2.95	5.09	-5.13	5.13	-5.09
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	5.39	-5.38	2.95	-2.98	2.98	-2.95	5.09	-5.12	5.13	-5.08
	5-6	5.31	-5.64	2.90	-3.13	2.95	-3.08	5.00	-5.37	5.06	-5.32
III	1-2	6.96	-6.75	2.80	-2.79	2.88	-2.72	6.35	-6.24	6.44	-6.15
	2-3	6.85	-6.85	2.77	2.82	2.82	-2.77	6.26	-6.33	6.33	-6.26
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	6.86	-6.85	2.77	-2.82	2.82	-2.77	"	-6.32	"	"
	5-6	"	-7.07	2.76	-2.92	2.84	-2.85	"	-6.53	6.34	-6.45
II	1-2	5.24	-5.10	2.83	-2.76	2.83	-2.76	4.96	-4.83	4.96	-4.83
	2-3	5.17	-5.17	2.80	-2.80	2.80	-2.80	4.89	-4.89	4.89	-4.89
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	-2.79	"	-2.79	"	"	"	"
	5-6	5.19	-5.32	"	-2.88	"	-2.88	4.91	-5.04	4.91	-5.04
I	1-2	5.21	-5.13	2.82	-2.78	2.72	-2.78	4.93	-4.86	4.93	-4.86
	2-3	5.17	-5.17	2.80	-2.80	2.80	-2.80	4.89	-4.89	4.89	-4.89
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	5.22	-5.29	2.82	-2.86	2.82	-2.86	4.94	-5.01	4.94	-5.01

Mode 2.

no.	Poutre	G+1.2P		0.8G+SI		0.8G+SI		G+P+1.2SI		G+P+1.2SI		
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	
IV	1-2			2.83	-3.10	3.30	-2.63	5.00	-5.22	5.56	-4.66	
	2-3			2.89	-3.14	3.14	-2.80	4.90	-5.31	5.31	-4.90	
	3-4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5			"	-3.13	3.13	-2.79	4.91	-5.30	5.31	-4.90	
	5-6			2.69	-3.33	3.16	-2.87	4.75	-5.62	5.31	-5.06	
III	1-2			2.58	-3.01	3.10	-2.49	6.08	-6.51	6.71	-5.88	
	2-3			2.61	-2.99	2.99	-2.61	6.06	-6.52	6.52	-6.06	
	3-4			"	"	"	"	"	"	"	"	
	4-5			2.61	-2.99	2.99	-2.60	6.07	-6.53	6.53	-6.06	
	5-6			2.54	-3.14	3.06	-2.62	5.99	-6.80	6.61	-6.18	
II			meme que le mode 1									
I			meme que le mode 1									



-portique B

Mode 1.

no. eq.	R	$G+1.2P$		$0.8G + \overrightarrow{SI}$		$0.8G + \overleftarrow{SI}$		$G+P+1.2\overrightarrow{SI}$		$G+P+1.2\overleftarrow{SI}$	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IX	1-2	7.36	-5.51	5.07	-4.00	5.32	-3.75	7.06	-5.56	7.37	-5.25
	2-3	6.42	-6.42	4.45	-4.62	4.62	-4.45	6.19	-6.40	6.40	-6.19
	3-4	6.43	-6.41	4.46	-4.61	4.63	-4.44	6.20	-6.39	6.41	-6.18
	5-6	5.57	-7.44	3.81	-4.38	4.06	-5.13	5.31	-7.45	5.61	-7.14
VIII	1-2	8.35	-6.28	4.56	-4.13	5.35	-3.33	7.52	-6.49	8.47	-5.54
	2-3	7.32	-7.32	4.08	-4.61	4.61	-4.08	6.68	-7.33	7.33	-6.68
	3-4	7.32	-7.31	4.08	-4.60	4.61	-4.07	6.68	-7.32	7.33	-6.67
	4-5	6.38	-8.45	3.29	-5.41	4.18	-4.62	5.63	-8.56	6.58	-7.61
VII	1-2	8.35	-6.29	4.29	-4.40	+5.62	-3.07	7.19	-6.81	8.79	-5.22
	2-3	7.32	-7.32	3.89	-4.79	4.79	-3.89	6.46	-7.54	7.54	-6.46
	3-4	7.33	-7.31	3.90	-4.79	4.80	-3.89	6.48	-7.53	7.56	-6.45
	4-5	6.38	-8.44	3.12	-5.68	4.45	-4.35	5.31	-8.88	6.90	-7.28
VI	1-2	8.35	-6.29	3.9	-4.78	6.25	-2.28	6.73	-7.28	9.25	-4.75
	2-3	7.32	-7.32	3.44	-5.25	5.25	-3.44	5.92	-8.09	8.09	-5.92
	3-4	7.33	-7.31	3.45	-5.24	5.26	-3.43	5.93	-8.08	8.10	-5.91
	4-5	6.38	-8.44	2.74	-6.06	4.84	-3.96	4.84	-9.34	7.37	-6.82
V	1-2	8.35	-6.29	3.84	-4.85	6.07	-2.62	6.65	-7.36	9.33	-4.68
	2-3	7.32	-7.32	3.59	-5.10	5.10	-3.59	6.10	-7.91	7.91	-6.10
	3-4	7.33	-7.31	3.59	-5.09	5.11	-3.58	6.11	-7.90	7.93	-6.08
	4-5	6.38	-8.44	2.67	-6.13	4.00	-3.89	4.77	-9.42	7.42	-6.74
IV	1-2	11.90	-11.13	4.84	-8.09	8.53	-4.41	9.10	-12.79	13.52	-8.37
	2-3	11.52	-11.52	5.15	-7.79	7.79	-5.15	9.36	-12.53	12.53	-9.36
	3-4	11.53	-11.50	5.15	-7.79	7.80	-5.14	9.37	-12.52	12.55	-9.34
	4-5	14.71	-15.18	4.45	-8.33	8.13	-4.65	11.36	-16.21	15.78	-11.79
III	1-2	15.00	-14.52	3.25	-9.37	9.57	-3.05	10.04	-17.18	17.62	-9.60
	2-3	14.76	-14.76	4.02	-8.60	8.60	-4.02	10.86	-16.36	16.36	-10.86
	3-4	14.76	-14.75	4.02	-8.60	8.61	-4.02	10.87	-16.36	16.37	-10.86
	4-5	14.71	-15.18	3.13	-9.65	9.45	-3.33	9.78	-17.79	17.36	-10.21
II	1-2	11.49	-11.16	6.40	-6.22	6.40	-6.22	10.91	-10.59	10.91	-10.59
	2-3	11.32	-11.32	6.31	-6.31	6.31	-6.31	10.75	-10.75	10.75	-10.75
	3-4	11.33	-11.32	6.31	-6.31	6.31	-6.31	10.75	-10.75	10.75	-10.75
	4-5	10.83	-12.10	6.30	-6.48	6.30	-6.48	10.34	-11.43	10.34	-11.43
I	1-2	11.41	-11.23	6.36	-6.26	6.36	-6.26	10.84	-10.66	10.84	-10.66
	2-3	11.32	-11.32	6.31	-6.31	6.31	-6.31	10.75	-10.75	10.75	-10.75
	3-4	11.33	-11.32	6.31	-6.31	6.31	-6.31	10.75	"	"	"
	4-5	11.38	-11.55	6.34	-6.44	6.34	-6.44	10.80	-10.97	10.80	-10.97



- portique B

niveau	poutre	G+1.2P		0.8G+SI		0.8.G+SI		G+P+1.2.SI		G+P+1.2.SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	1-2			5.39	-3.69	5.01	-4.07	7.44	-5.17	6.99	-5.63
	2-3			4.66	-4.40	4.40	-4.66	6.45	-6.14	6.14	-6.45
	3-4			4.67	"	4.41	"	6.46	-6.13	6.15	-6.44
	5-6			4.12	-5.06	3.74	-5.44	5.96	-7.06	5.23	-7.52
VIII	1-2			5.23	-3.46	4.69	-4.00	8.32	-5.69	7.67	-6.34
	2-3			4.53	-4.16	4.16	-4.53	7.22	-6.79	6.79	-7.22
	3-4			"	-4.15	"	-4.52	"	-6.78	"	-7.21
	5-6			4.05	-4.74	3.52	-5.28	6.42	-7.76	5.58	-8.40
VII	1-2			5.02	-3.67	4.90	-3.79	8.06	-5.95	7.92	-6.09
	2-3			4.38	-4.30	4.30	-4.38	7.05	-6.96	6.96	-7.05
	3-4			4.39	"	4.31	"	7.07	-6.94	6.97	-7.04
	5-6			3.85	-4.95	3.73	-5.07	6.18	-8.01	6.04	-8.15
VI	1-2			4.85	-4.84	5.06	-2.62	7.86	-7.35	8.12	-4.69
	2-3			4.27	-4.42	4.42	-4.27	6.92	-7.08	7.11	-6.92
	3-4			4.28	-4.41	4.43	-4.26	6.93	"	"	-6.90
	5-6			3.68	-5.12	3.90	-4.90	5.98	-8.21	6.24	-7.95
V	1-2			4.75	-3.94	5.16	-3.52	7.74	-6.27	8.24	-5.77
	2-3			4.20	-4.49	4.49	-4.20	6.84	-7.17	7.17	-6.84
	3-4			4.21	-4.48	"	"	6.85	-7.16	7.18	-6.82
	5-6			3.58	-5.22	4.00	-4.80	5.86	-8.33	6.36	-7.83
IV	1-2			6.38	-6.56	6.99	-5.95	10.95	-10.95	11.68	-10.21
	2-3			6.25	-6.69	6.69	-6.25	10.68	-11.21	11.21	-10.68
	3-4			"	-6.68	"	-6.24	10.70	-11.20	11.22	-10.67
	5-6			5.99	-6.79	6.60	-6.18	13.20	-14.36	13.93	-13.63
III	1-2			6.05	-6.59	6.79	-5.83	13.37	-13.85	14.29	-12.93
	2-3			6.05	-6.57	6.57	-6.05	13.30	-13.93	13.93	-13.30
	3-4			"	"	6.58	-6.05	"	-13.92	"	-13.29
	5-6			5.91	-6.87	6.67	-6.11	13.11	-14.46	14.03	-13.54
II	1-2			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	2-3			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	3-4			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	5-6			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
I	1-2			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	2-3			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	3-4			mêmes valeurs que pour le Mode 1							
	5-6			mêmes valeurs que pour le Mode 1							

Mode 2.

que pour le Mode 1

mêmes valeurs

mêmes valeurs que pour le Mode 1

mêmes valeurs que pour le Mode 1



# COMBINAISONS DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES

-portique A

Mode 1.

Poutre	G+1,2P			0,8G+SI			0,8G+SI			G+P+SI+1,2L			G+P+1,2SI			
	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	
IV	1-2	-1.741	2.179	-3.526	-1.468	1.505	-1.963	-1.550	1.487	-1.917	-2.550	2.588	-3.370	-2.648	2.567	-3.315
	2-3 3-4	-3.526	2.326	"	-1.917	1.28	-1.963	-1.963	1.28	"	-3.315	2.205	-3.37	-3.370	2.205	-3.315
	4-5	"	"	-3.547	"	1.275	-1.975	"	1.275	-1.929	"	2.195	-3.390	"	2.195	-3.355
	5-6	-3.579	2.837	-2.841	-1.929	1.559	-1.604	-1.915	1.577	-1.522	-3.354	2.680	-2.742	-3.409	2.701	-2.644
III	1-2	-4.023	3.193	-4.487	-1.576	1.316	-1.864	-1.704	1.288	-1.792	-2.618	2.949	-4.163	-3.991	2.916	-4.077
	2-3 3-4	-4.487	2.963	-4.487	-1.792	1.208	"	-1.864	1.208	-1.792	-4.077	2.72	-4.163	-4.163	2.72	-4.077
	4-5	"	2.955	4.501	"	1.204	-1.87	"	1.204	-1.798	"	2.713	-4.416	"	2.713	-4.050
	5-6	-4.619	3.300	-4.161	-1.847	1.331	-1.760	-1.919	1.359	-1.632	-4.198	3.044	-3.898	-4.285	3.047	-3.744
II	1-2	3.079	2.389	-3.387	-1.663	1.290	-1.829	-1.663	1.290	-1.829	-2.912	2.259	-3.203	-2.913	2.259	-3.203
	2-3 3-4	-3.387	2.234	-3.387	-1.829	1.207	"	-1.829	1.207	"	-3.203	2.113	"	-3.203	2.113	-3.203
	4-5	"	2.232	-3.396	"	1.206	-1.834	"	1.206	-1.834	"	2.111	-3.212	"	2.111	-3.212
	5-6	-3.487	2.468	-3.184	-1.883	1.333	-1.720	-1.883	1.333	-1.720	-3.299	2.344	-3.012	-3.29	2.334	-3.012
I	1-2	-2.220	2.319	-3.387	-1.739	1.252	-1.829	-1.739	1.252	-1.829	-3.045	2.193	-3.203	-3.045	2.193	-3.203
	2-3 3-4	-3.387	2.234	-3.387	-1.829	1.207	"	-1.829	1.207	"	-3.203	2.113	"	-3.203	2.113	"
	4-5	"	2.232	-3.392	"	1.206	-1.832	"	1.206	-1.832	"	2.111	-3.208	"	2.111	-3.208
	5-6	-3.491	2.394	-3.37	-1.886	1.293	-1.797	-1.88	1.293	-1.797	-3.302	2.264	-3.147	-3.302	2.264	-3.147

Mode 2.

Poutre	G+1,2P			0,8G+SI			0,8G+SI			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI			
	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	
IV	1-2				-1.111	1.58	-2.17	-1.907	1.442	-1.71	-2.121	2.678	-3.619	-3.076	2.477	-3.067
	2-3 3-4				1.71	1.28	"	-2.17	1.28	"	-3.067	2.205	-3.619	3.619	2.205	"
	4-5				"	1.275	-2.182	"	1.275	-1.722	-3.067	2.195	-3.638	"	2.195	-3.086
	5-6				-1.722	1.484	-1.961	2.182	1.682	-1.165	-3.106	2.590	-3.171	-3.658	2.791	-2.214
III	1-2				-1.194	1.396	-2.086	-2.086	1.608	-1.57	-3.159	3.045	-4.429	-4.230	2.820	-3.810
	2-3 3-4				-1.57	1.208	"	"	"	"	-3.810	2.72	"	-4.429	2.72	"
	4-5				"	1.204	-2.092	"	1.204	-1.576	-3.810	2.713	-4.442	"	2.713	-3.823
	5-6				-1.625	1.251	-2.142	2.142	1.439	-1.250	-3.932	2.918	-4.356	-4.551	3.143	-3.286
II	1-2															
	2-3 3-4				mêmes valeurs que pour le Mode 1											
	4-5				mêmes valeurs que pour le Mode 1											
I	1-2															
	2-3 3-4				mêmes valeurs que pour le Mode 1											
	4-5				mêmes valeurs que pour le Mode 1											
	5-6				mêmes valeurs que pour le Mode 1											
					mêmes valeurs que pour le Mode 1											



-portique B

N <sup>o</sup>	poutre	G+1.2P			0.8G+5T			0.8G+5T			G+P+1.25T			G+P+1.25T		
		M <sub>10</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>10</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>10</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>10</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>10</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>
IX	1-2	-0.117	4.424	-3.267	0.140	3.180	-2.845	-0.309	3.066	-2.645	0.152	4.406	-3.930	-0.399	4.269	-3.604
	2-3 3-4	-3.267	2.55	-3.267	-2.445	1.8	-2.245	2.845	1.8	-2.645	-3.654	2.5	-3.930	-3.930	2.5	-3.654
	4-5	-3.267	2.527	-3.916	-2.245	1.785	-2.779	-2.845	1.784	-2.645	-3.654	2.478	-3.977	-3.930	2.478	-3.700
	5-6	-3.977	4.557	-0.139	-2.650	3.160	-0.322	-2.880	3.274	0.131	-3.703	4.400	0.404	-3.977	4.537	0.147
X	1-2	-0.264	4.980	-4.407	0.551	3.127	-2.977	0.864	2.783	-2.253	0.596	4.972	-4.651	-1.101	4.559	-3.782
	2-3 3-4	-4.407	2.909	-4.407	-2.253	1.726	-2.977	2.977	1.726	-2.253	-3.782	2.783	-4.651	-4.651	2.783	-3.782
	4-5	-4.407	2.975	-4.407	-2.253	1.882	-3.008	2.977	1.538	-2.285	-3.782	2.959	-4.703	-4.651	2.546	-3.834
	5-6	-4.400	5.180	-0.274	-2.287	2.872	-0.870	-3.009	3.216	0.545	-3.937	4.700	-1.111	-4.706	5.116	0.577
XI	1-2	-0.279	4.972	-4.407	1.022	3.240	-3.213	-1.358	2.662	-2.007	1.188	5.105	-4.946	-1.691	4.412	-3.487
	2-3 3-4	-4.407	2.909	-4.407	-2.001	1.726	-2.007	3.223	1.726	-2.007	-3.477	2.783	-4.946	-4.946	2.783	-3.487
	4-5	-4.407	2.881	-4.407	-2.007	1.710	-3.255	-3.223	1.710	-2.039	-3.477	2.757	-4.988	-4.946	2.757	-3.539
	5-6	-4.404	5.123	-0.289	-2.004	2.751	-1.359	-3.257	3.329	1.016	-3.542	4.556	-1.701	-5.002	5.249	1.148
XII	1-2	-0.279	4.972	-4.407	1.457	3.162	-3.834	-1.788	2.750	-1.391	1.680	5.000	-5.680	-2.213	4.517	-2.754
	2-3 3-4	-4.407	2.909	-4.407	-1.391	1.726	-3.834	3.834	1.726	-1.391	-2.754	2.783	-5.680	-5.680	2.783	-2.754
	4-5	-4.407	2.881	-4.407	-1.391	1.911	-3.864	-3.834	1.509	-1.401	-2.754	3.000	-5.734	-5.680	2.516	-2.806
	5-6	-4.404	5.123	-0.289	-1.430	2.839	-1.794	-3.768	3.241	1.451	-2.809	4.661	-2.223	-5.735	5.144	1.67
XIII	1-2	-0.279	4.972	-4.407	1.929	3.436	-3.438	-2.110	2.486	-1.592	2.126	5.34	-5.439	-2.660	4.176	-2.974
	2-3 3-4	-4.407	2.909	-4.407	-1.592	1.726	-3.638	3.638	1.726	-1.592	-2.989	2.783	-5.444	-5.444	2.783	-2.989
	4-5	-4.407	2.881	-4.407	-1.592	1.710	-3.670	-3.638	1.710	-1.624	-2.989	2.757	-5.496	-5.444	2.757	-3.041
	5-6	-4.404	5.123	-0.289	-1.626	2.555	-2.111	-3.670	3.525	1.823	-3.044	4.32	-2.670	-5.500	5.484	2.117
XIV	1-2	-5.389	5.351	-6.976	0.161	3.703	-5.680	-6.26	2.705	-2.107	-1.298	5.924	-8.734	-8.923	4.247	-4.447
	2-3 3-4	-6.976	4.579	-6.976	-2.107	2.571	-5.680	5.680	2.571	-2.107	-4.447	4.851	-8.734	-8.734	4.351	-4.447
	4-5	-6.976	4.547	-7.000	-2.107	2.561	-5.698	-5.670	2.561	-2.121	-4.447	4.322	-8.734	-8.734	4.322	-4.505
	5-6	-7.041	5.493	-5.540	-2.188	2.315	-6.295	-5.760	3.783	0.076	-4.556	4.382	-9.086	-8.842	6.059	-1.442
XV	1-2	-7.957	6.343	-8.887	2.042	3.880	-6.895	-8.815	1.544	-0.748	-0.800	7.252	-11.914	-11.939	4.449	-4.482
	2-3 3-4	-8.887	5.867	-8.887	-0.748	2.508	-6.895	-6.895	2.508	-0.748	-4.482	5.441	-11.912	-11.912	5.441	-4.502
	4-5	-8.887	5.956	-8.908	-0.748	2.504	-6.905	-6.865	2.504	-0.748	-4.482	5.401	-11.932	-11.912	5.401	-0.994
	5-6	-9.089	6.508	-8.146	-0.790	1.614	-8.915	-6.982	3.950	1.952	-4.669	4.601	-14.028	-12.099	7.404	-6.473
XVI	1-2	-6.151	4.734	-6.818	-3.428	2.694	-3.709	-3.428	2.694	-3.709	-5.340	4.590	-6.473	-5.340	4.590	-6.473
	2-3 3-4	-6.818	4.000	-6.818	-2.709	2.508	-3.709	-3.709	2.508	-3.709	-6.473	4.277	-6.473	-6.473	4.277	
	4-5	-6.818	4.498	-6.738	-3.709	2.504	-3.709	-3.709	2.504	-3.808	-6.473	4.265	-6.473	-6.473	4.265	
	5-6	-6.984	5.915	-4.399	-3.882	2.764	-3.518	-3.884	2.764	-3.518	-6.222	5.504	-4.399	-6.222	5.504	
XVII	1-2	-6.435	4.682	-6.747	-3.591	2.609	-3.799	-3.591	2.609	-3.799	-6.127	4.445	-6.473	-6.127	4.445	-6.473
	2-3 3-4	-6.747	4.501	-6.818	-3.799	2.509	-3.799	-3.799	2.509	-3.799	-6.473	4.273	-6.473	-6.473	4.273	
	4-5	-6.747	4.497	-6.827	-3.799	2.506	-3.804	-3.799	2.508	-3.804	-6.473	4.270	-6.473	-6.473	4.270	
	5-6	-6.989	4.802	-6.621	-3.890	2.676	-3.690	-3.890	2.676	-3.690	-6.613	4.559	-6.621	-6.621	4.559	

Model 1.



- portique B

Niveau	Poutre	G+1.2 P			0.8 G + S <sub>I</sub>			0.8 G + S <sub>II</sub>			G+P+1.2 S <sub>I</sub>			G+P+1.2 S <sub>II</sub>		
		M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>
II	1-2				-2.50	3.041	-2.556	0.429	3.205	-2.904	-0.308	4.238	-3.585	0.506	4.436	-4.001
	2-3				-2.90	1.8	-2.556	-2.556	1.8	-2.904	-4.001	2.5	-3.583	-3.486	2.5	-4.001
	3-4															
	4-5				-2.904	1.785	-2.590	-2.556	1.784	-2.93	-4.001	2.478	-3.63	-3.583	2.478	-4.047
5-6				-2.939	3.299	0.247	-2.591	3.135	-0.432	-4.04	4.567	0.279	-3.632	4.37	-0.536	
VIII	1-2				-0.638	2.838	-2.369	0.325	3.072	-2.861	-0.830	4.625	-3.922	0.322	4.806	-4.512
	2-3				-2.861	1.726	-2.369	-2.369	1.726	-2.861	-4.512	2.783	-3.922	-3.922	2.783	-4.512
	3-4															
	4-5				"	1.593	-2.401	"	1.827	-2.893	-4.512	2.612	-3.973	-3.922	2.893	-4.564
5-6				-2.89	3.161	2.319	-2.402	2.927	-0.64	-4.567	5.05	0.316	-3.977	4.769	-0.840	
VII	1-2				-2.71	2.926	-2.561	-0.061	2.976	-2.669	-0.393	4.728	-4.152	-0.141	4.788	-4.282
	2-3				-2.669	1.726	-2.561	-2.56	1.726	-2.669	-4.282	2.783	-4.152	-4.152	2.783	-4.282
	3-4															
	4-5				"	1.710	-2.593	"	1.710	-2.701	"	2.757	-4.203	-4.152	2.757	-4.333
5-6				-2.703	3.065	-0.067	-2.595	3.015	-0.277	-4.337	4.932	-0.151	-4.207	4.872	-0.403	
VI	1-2				2.027	2.997	-2.714	-0.358	2.905	-2.516	-0.057	4.814	-4.336	-0.497	4.703	-4.098
	2-3				-2.516	1.726	"	-2.714	1.726	"	-4.098	2.783	"	-4.336	2.783	"
	3-4															
	4-5				"	1.710	-2.746	"	1.710	-2.508	"	2.757	-4.387	"	2.757	-4.149
5-6				-2.550	2.994	-0.364	-2.748	3.086	0.021	-4.153	4.847	-0.587	-4.391	4.958	-0.046	
I	1-2				0.206	3.041	-2.806	-9.587	2.861	-2.44	0.179	4.866	-4.446	-0.712	4.65	-3.988
	2-3				-2.424	1.726	-2.806	-2.806	1.726	"	-3.988	2.783	"	-4.446	2.783	-3.988
	3-4															
	4-5				"	1.710	-2.838	"	1.710	-2.456	"	2.757	-4.49	"	2.757	-4.039
5-6				-2.458	2.95	-0.543	-2.84	3.130	0.200	-4.043	4.794	-0.722	-4.501	5.01	0.169	
IV	1-2				-2.497	3.119	-4.191	-3.58	2.889	-3.597	-4.88	5.223	-6.947	-5.755	4.947	-6.234
	2-3				-3.597	2.571	-4.191	-4.191	2.571	"	-6.234	4.351	-6.947	-6.947	4.351	"
	3-4															
	4-5				"	2.561	-4.209	"	2.561	-3.615	-6.235	4.322	-7.004	-6.947	4.322	-6.292
5-6				-3.677	2.696	-3.638	-4.271	3.199	-2.58	-6.343	5.082	-5.898	-7.055	5.358	-4.631	
III	1-2				-2.715	2.873	-4.153	-4.069	2.551	-3.44	-7.772	6.044	-8.622	-8.132	5.657	-7.772
	2-3				-3.445	2.508	"	-4.153	2.508	-3.445	"	5.411	"	-8.622	5.411	"
	3-4															
	4-5				"	2.504	-4.163	-4.153	2.504	"	"	5.401	-8.642	-8.622	5.401	-7.793
5-6				-3.582	2.621	-4.159	-4.24	2.943	2.805	-7.959	5.809	-8.326	-8.809	6.796	-6.701	
I	1-2				mêmes valeurs que le 1 <sup>er</sup> Mode											
	2-3				mêmes valeurs que le 1 <sup>er</sup> Mode											
	3-4				mêmes valeurs que le 1 <sup>er</sup> Mode											
	4-5				mêmes valeurs que le 1 <sup>er</sup> Mode											
5-6				mêmes valeurs que le 1 <sup>er</sup> Mode												

Mode 2.

Mode

le 1<sup>er</sup>

mêmes valeurs que

mêmes valeurs que le 1<sup>er</sup> Mode

mêmes valeurs que le 1<sup>er</sup> Mode

## COMBINAISONS DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

- portique A

no	poteau	G + 1.e P	Mode 1				Mode 2			
			0.86+ST	0.86+ST	G+P, 1.15ST	G+P, 1.15ST	0.86+ST	0.86+ST	G+P, 1.15ST	G+P, 1.15ST
A	1	5,57	3,04	3,09	5,25	5,31	2,83	3,30	5,00	5,56
	2	10,59	5,84	5,82	10,05	10,03	5,89	5,77	10,11	9,96
	3	10,65	5,83	5,83	10,09	10,09	5,83	5,83	10,09	10,09
	4	10,77	5,93	5,93	10,21	10,21	5,93	5,93	10,21	10,21
	5	10,68	5,88	5,89	10,12	10,14	5,82	5,95	10,05	10,20
	6	5,64	3,43	3,08	5,37	5,32	3,33	2,87	5,62	5,06
B	1	12,52	5,84	5,96	11,59	11,74	5,41	6,39	11,07	11,26
	2	24,18	11,39	11,35	22,54	22,50	11,50	11,24	22,68	22,36
	3	24,34	11,41	11,41	22,67	22,67	11,41	11,41	22,67	22,67
	4	24,39	11,45	11,45	22,71	22,71	11,45	11,45	22,71	22,71
	5	24,31	11,43	11,43	22,62	22,66	11,28	11,54	22,48	22,80
	6	12,70	6,04	5,92	11,90	11,76	6,47	5,49	12,42	11,24
E	1	17,76	8,73	8,73	16,62	16,62				
	2	34,45	16,91	16,91	32,23	32,23				
	3	34,67	16,98	16,98	32,43	32,43				
	4	34,73	17,03	17,03	32,49	32,49	mêmes valeurs que le Mode 1			
	5	34,66	17,00	17,00	32,43	34,43				
	6	18,02	8,85	8,85	16,86	16,86				
H	1	22,97	11,54	11,54	21,54	21,54				
	2	44,75	22,47	22,47	41,97	41,97				
	3	45,00	22,56	22,56	42,20	42,20	mêmes valeurs que le Mode 1			
	4	45,07	22,62	22,62	42,27	42,27				
	5	45,04	22,60	22,60	42,24	42,24				
	6	23,31	11,71	11,71	21,86	21,86				



- portique B

no.	pot.	1 <sup>er</sup> Mode		1 <sup>er</sup> Mode		2 <sup>me</sup> Mode				
		6+1,2P	0,86+SI	0,86+SI	6+P+1,2SI	6+P+1,2SI	0,86+SI	0,86+SI	6+P+1,2SI	6+P+1,2SI
VI	1	7.36	5.07	5.32	7.06	7.47	5.39	5.01	7.44	6.99
	2	11.91	8.45	8.36	11.72	11.62	8.34	8.47	11.60	11.75
	3	12.84	9.06	9.06	12.58	12.58	9.06	9.06	12.58	12.58
	4	12.85	9.07	9.07	12.60	12.60	9.07	9.07	12.60	12.60
	5	11.98	8.41	8.50	11.69	11.79	8.52	8.39	11.82	11.67
	6	7.44	5.38	5.13	7.45	7.14	5.06	5.44	7.06	7.52
VII	1	15.71	9.63	10.67	14.58	15.84	10.61	9.69	15.76	14.66
	2	25.55	16.64	16.30	24.93	24.52	16.32	16.62	24.55	24.90
	3	27.47	17.74	17.74	26.58	26.58	17.74	17.74	26.58	26.58
	4	27.48	17.75	17.75	26.60	26.60	17.75	17.75	26.60	26.60
	5	25.65	16.40	16.74	24.62	25.03	16.72	16.42	25.01	24.65
	6	15.88	10.79	9.74	16.00	14.74	9.80	10.72	14.82	15.92
VIII	1	24.06	13.92	16.29	21.77	24.62	15.62	14.59	23.32	22.57
	2	39.15	24.92	24.15	38.20	37.28	24.37	24.71	37.54	37.34
	3	42.10	26.42	26.42	40.58	40.58	26.42	26.42	40.58	40.58
	4	42.12	26.44	26.44	40.61	40.61	26.66	26.44	40.61	40.61
	5	39.33	24.30	25.07	37.45	38.38	24.85	24.51	38.12	37.72
	6	24.32	16.45	14.08	24.87	22.02	14.75	15.78	22.82	24.07
IX	1	32.40	17.82	22.30	28.49	33.87	20.47	19.65	31.67	30.69
	2	52.75	32.14	32.07	51.39	50.11	32.47	32.74	50.59	50.91
	3	56.73	35.10	35.10	54.58	54.58	35.10	35.10	54.58	54.58
	4	56.77	35.12	35.12	54.62	54.62	35.12	35.12	54.62	54.62
	5	53.01	32.26	33.33	50.36	51.65	35.43	32.66	51.16	50.85
	6	32.75	22.51	18.03	34.21	28.83	19.86	20.68	31.03	32.01
X	1	40.75	21.65	28.36	35.14	43.20	25.21	24.81	39.41	38.93
	2	66.35	41.57	39.78	64.83	62.69	40.61	40.74	63.68	63.84
	3	71.36	43.78	43.78	68.58	68.58	43.81	43.78	68.58	68.58
	4	71.41	43.81	43.81	68.63	68.63	43.81	43.81	68.63	68.63
	5	66.68	40.02	41.80	63.02	65.16	40.98	40.85	64.17	64.01
	6	41.19	28.63	21.92	43.62	35.56	25.07	25.48	39.35	39.83
XI	1	45.65	20.89	31.29	37.24	49.71	25.98	26.19	43.35	43.60
	2	88.99	54.80	51.97	86.97	83.58	53.40	53.36	85.30	85.30
	3	94.38	56.71	56.71	90.47	90.47	56.71	56.71	90.47	90.47
	4	94.45	56.74	56.74	90.53	90.53	56.74	56.74	90.53	90.53
	5	89.46	52.29	55.11	84.04	87.43	53.68	52.72	85.71	85.76
	6	53.21	37.23	26.84	57.25	44.78	32.14	31.93	51.14	50.89

( suite ) P 132

no	pot	1 <sup>er</sup> Mode				2 <sup>eme</sup> Mode				
		$G+1.2P$	$0.8G+\overline{SI}$	$0.8G+\overline{SI}$	$G+P+1.2\overline{SI}$	$G+P+1.2\overline{SI}$	$0.8G+\overline{SI}$	$0.8G+\overline{SI}$	$G+P+1.2\overline{SI}$	$G+P+1.2\overline{SI}$
III	1	67.64	29.74	46.45	54.28	74.33	37.61	38.58	63.72	64.89
	2	118.26	68.17	63.62	115.01	109.54	66.04	65.76	112.44	112.11
	3	123.89	69.32	69.32	117.68	117.68	69.32	69.32	117.68	117.68
	4	123.96	69.36	69.36	117.75	117.75	69.36	69.36	117.75	117.75
	5	118.91	64.01	68.57	110.17	115.63	66.15	66.43	112.73	113.07
	6	68.38	46.88	30.16	75.04	57.98	39.00	38.03	65.59	64.43
II	1	79.12	44.49	44.49	54.28	74.33				
	2	140.72	78.42	78.42	115.01	109.54				
	3	146.60	81.93	81.93	117.68	117.68	mèmes valeurs que			
	4	141.07	81.97	81.97	117.75	117.75	le mode 1			
	5	141.07	78.90	78.90	133.99	133.99				
	6	80.48	44.99	44.99	76.44	76.44				
H	1	90.53	50.85	50.85	86.04	86.04				
	2	163.27	90.98	90.98	155.01	155.01	mèmes valeurs que			
	3	169.16	94.55	94.55	160.66	160.66	pour le Mode 1			
	4	169.24	94.59	94.59	160.74	160.74				
	5	163.74	91.54	91.54	155.52	155.52				
	6	91.96	51.38	51.38	87.34	87.34				



# **CHAPITRE . 5**



**FERRAILLAGE DES**

**PORTIQUES**





## . FERRAILLAGE DES POUTRES .

Les poutres seront calculées et ferrillées en flexion simple et cela d'après l'artrele A 15 (CC BA 68) qui ennu la prise en compte des efforts normaux.

Les sollicitations de calcul sont les suivantes :

$$SP_1 \text{ si } 1.5 SP_1 > SP_2$$

$$SP_2 \text{ si } 1.5 SP_1 < SP_2$$

Beton :

$$SP_1 \quad \bar{\sigma}'_b = 165.24 \text{ E}$$

$$SP_2 \quad \bar{\sigma}'_b = 247.86 \text{ E}$$

Aciers H.A      $\phi \leq 20$

$$SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$\phi \geq 20$

$$SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

### 1. Armatures longitudinales :

Méthode de calcul (P. Charrow)

#### Section rectangulaire :

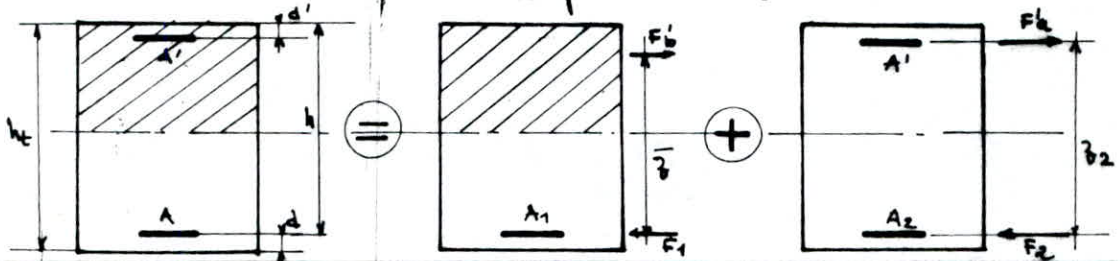
- si  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires, la section d'aciers tendus sera :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} \quad \text{avec } h = h_t - d \text{ et } d \leq \frac{h_t}{10}$$

- si  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} > \bar{\sigma}'_b \longrightarrow$  aciers comprimés nécessaires et calcul du moment résistant du Beton  $M_{RB}$ .

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\sigma} \cdot \bar{\delta} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{avec } \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} ; \quad \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

la section à étudier sera décomposée comme suit :



$$M_{AB} = \bar{F}'_b \cdot \bar{z}$$

$$\Delta M = F'_a \cdot \bar{z}_2$$

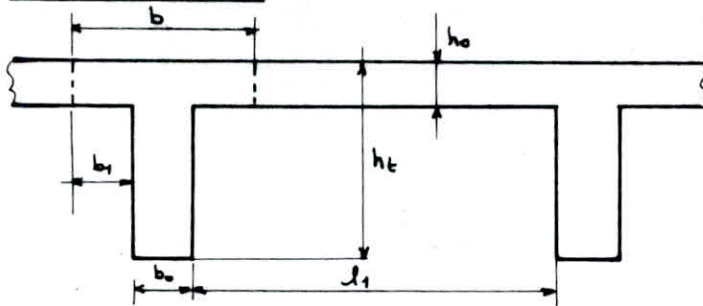
- Armatures tendues : A

$$A = A_1 + A_2 = \frac{M_{AB}}{\bar{\sigma}_a \cdot h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$$

- Armatures comprimées : A'

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b \frac{\bar{y}_1 - d'}{\bar{y}_1} \quad \bar{y}_1 = \alpha \cdot h$$

• Section en T:



$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \begin{cases} l_1/2 \\ l_0/6 \\ l_t/10 \\ 2x/3 \end{cases}$$

$l_0$  : distance entre points de moments nuls.  
 $x$  : distance entre la section étudiée et le point de moment nul le plus proche.

Méthode de calcul (P. CHARON)

- détermination de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \epsilon = \\ k = \\ \alpha = \end{cases} \xrightarrow{\text{calcul}} \alpha \cdot h$$

• Si  $\alpha \cdot h \leq h_0$  le section se calcule comme une sect. rectangulaire de dimension  $b \cdot h$ .

• Si  $\alpha \cdot h > h_0$  le calcul d'une section en T.

Détermination de la longueur de la table de compression : b.

sens longitudinal

$$b_1 \leq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

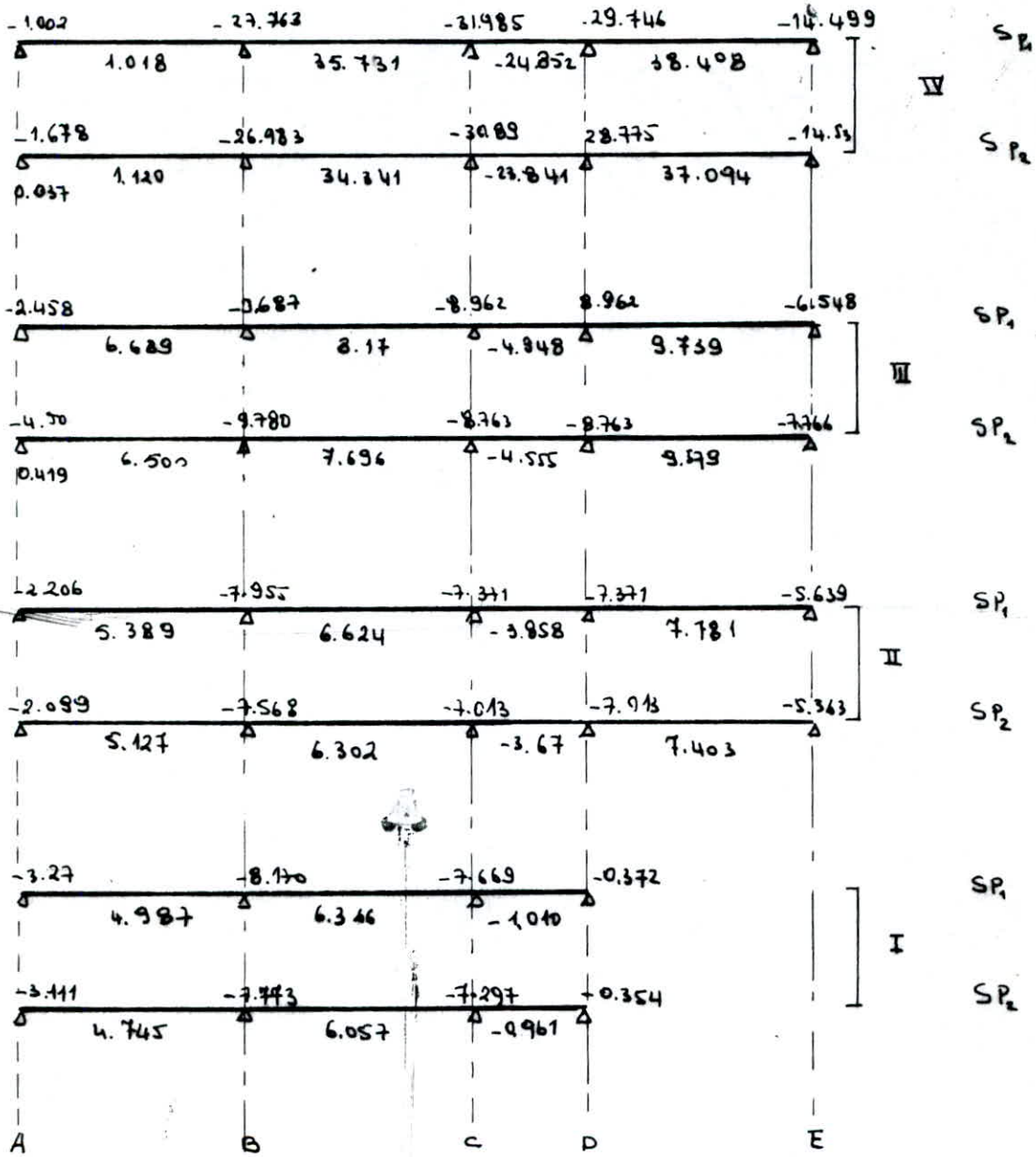
sens transversal

$$b_1 \leq \frac{375}{10} = 37.5$$

$$b = 105 \text{ cm}$$

$$b = b_1 \times 2 + b_0$$

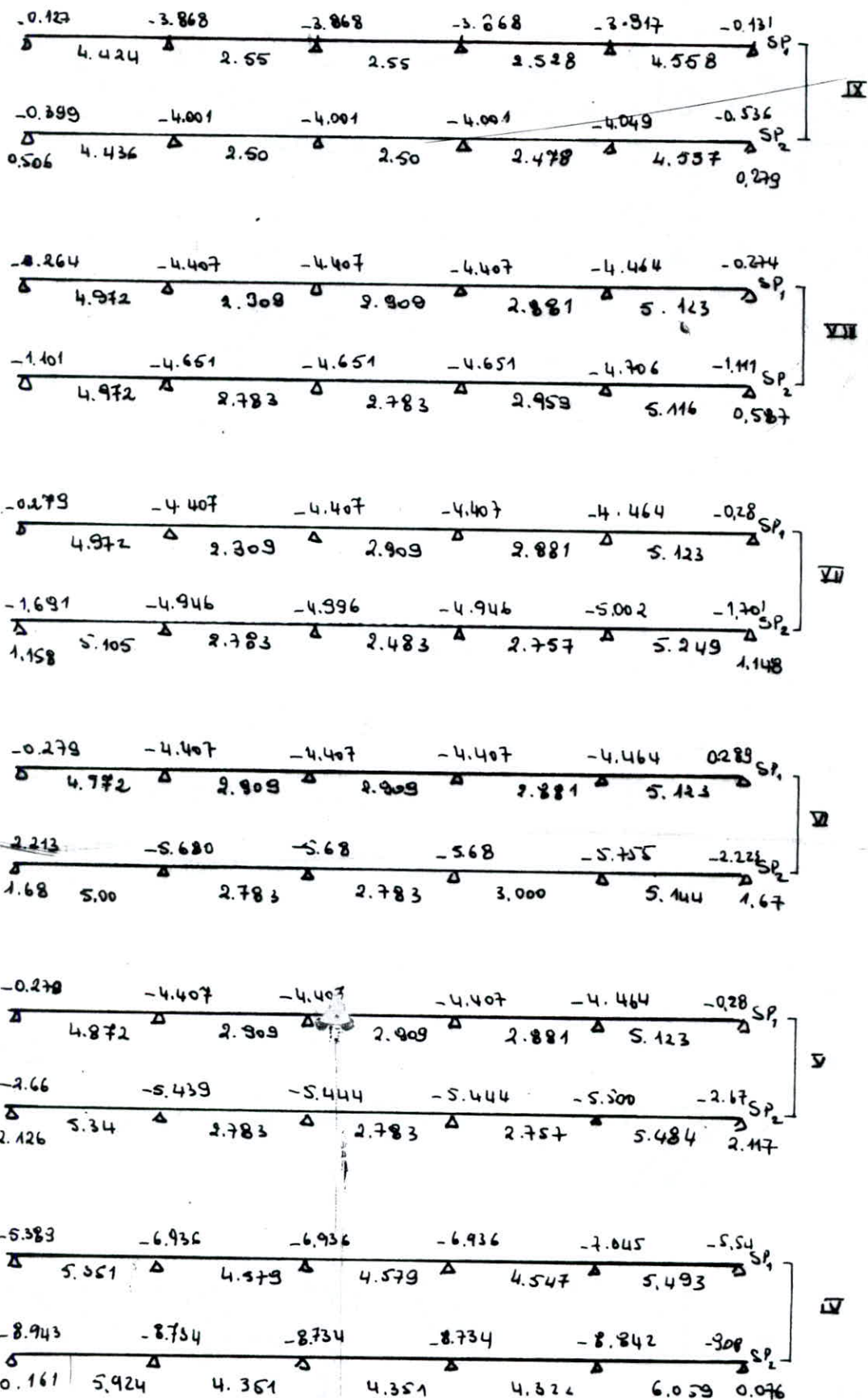
Moments dans les poutres du portique transversal :

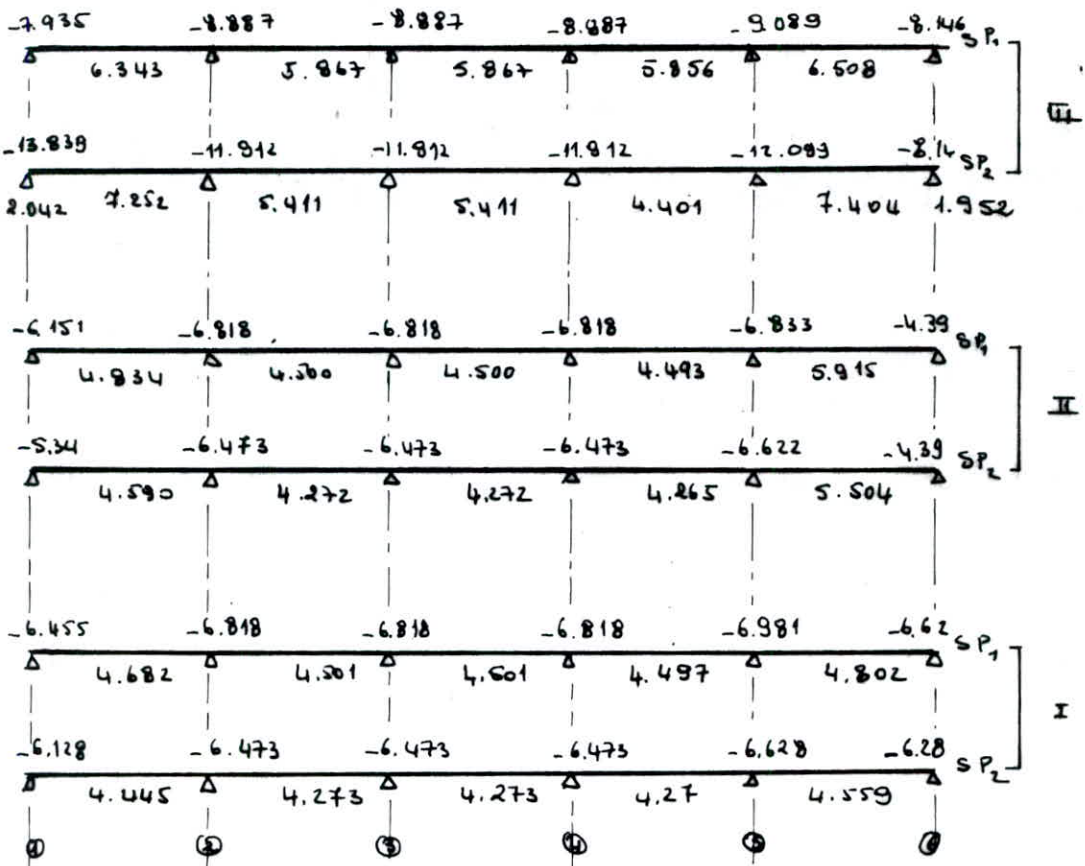


$SP_1 \text{ si } 1.5 SP_1 > SP_2$



• Moments dans les poutres du portique longitudinal B.





Ferraillage du portique transversal et verification des contraintes:

niv.	app. app.	M (t.m)	Sollic.	b (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	h (cm)	α	y <sub>d</sub> =h <sub>d</sub>	μ	E	K	σ <sub>s</sub>	A <sub>cal.</sub>	w <sub>x</sub>	A <sub>min.</sub>	n φ	A <sub>real.</sub>
IV	A	-1.002	SP <sub>1</sub>		30	95			-0.00198	0.9790	230	12.18	0.39	0.3	8.55	8T12	9.04
	A-B	-1.048	"	105	"	"	0.00	Sect. rect.	0.000675	0.9893	450	6.23	"	"	"	8T12	"
	B	-27.763	"	"	"	"			0.05493	0.9023	362	77.35	11.57	0.432		8T14	12.31
	B-C	35.751	"	105	"	"	0.185	17.55	0.02019	0.9379	65.3	42.88	19.72	0.657	8.55	10T16	20.10
	C	-31.985	"	"	"	"			0.06328	0.8360	53.1	34.60	13.43	0.476		12T12	13.56
	C-D	-24.852	"	105	"	"	0.48	45.60 Sect. T	0.044049	0.9474	80.0	35	14.45	0.507	8.75	10T14	15.39
	D	-29.746	"	"	"	"			0.05885	0.8992	34.6	80.93	12.44	0.470		12T12	13.56
	D-E	38.408	"	105	"	"	0.57	54.15 Sect. T	0.02171	0.9355	62.5	44.8	19.74	0.694	8.55	10T16	20.10
III et I	A	-4.00 0.419	SP <sub>2</sub>		30	45			0.03577 0.00369	0.9196 0.9721	47.2 164	88.99 25.61	2.31 0.23	"	4.05	4T12	4.52
	A-B	6.689	SP <sub>1</sub>	105	"	"	0.165	7.425	0.01685	0.9427	72.3	38.73	5.64	0.418		5T12	5.65
	B	-9.687	"	"	"	"			0.08542	0.8821	27.4	102.19	8.72	0.669		8T12	9.04
	B-C	8.17	"	105	"	"	0.207	9.315	0.02058	0.9371	65.5	43.42	6.92	0.589		7T12	7.96
	C	-8.962	"	"	"	"			0.079019	0.8858	28.8	97.23	8.03	0.669		8T12	9.04
	C-D	-4.948	"	105	"	"	0.15	6.75	0.01246	0.9502	85.5	32.75	4.14	0.335		4T12	4.52
	D	-8.962	"	"	"	"			0.07902	0.8858	28.8	97.23	8.03	0.669		8T12	9.04
	D-E	9.739	"	105	"	"	0.20	9.00	0.02453	0.9320	58.5	47.87	8.30	0.669		"	"
E	-6.548	"	"	"	"			0.0577	0.9016	35.8	78.22	5.77	0.502		6T12	6.78	



# FERRAILLAGE DES PORTIQUES B,C,D et E

no.	app. trav.	M (t.m)	soil.	b	b <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	α	αh	μ	E	K	σ <sub>b</sub>	A <sub>cal</sub>	w	A <sub>min</sub>	nφ	A <sub>ad.</sub>
I	①	-2.66	SP <sub>2</sub>		30	95			0.00526	0.9673	138	30.44	1.04	0.3	8.55	8TR	9.04
		2.186							0.00420	0.9704	154	27.28	0.83	"	"	"	
	1-2	4.972	SP <sub>1</sub>	60	"	"	0.1	9.5	0.00491	0.9682	142	49.72	1.93	"	"	8TR	"
	2	-4.407	"	"	"	"	"	"	0.008719	0.9580	104	26.93	1.73	"	"	"	"
	2-3	2.909	"	60	"	"	0.075	7.125	0.00287	0.9756	190	14.74	1.13	"	"	"	"
	3	-4.407	"	"	"	"	"	"	0.00871	0.9580	104	26.93	1.73	"	"	"	"
	3-4	2.909	"	60	"	"	0.075	7.125	0.00287	0.9756	190	14.74	1.13	"	"	"	"
	4	-4.407	"	"	"	"	"	"	0.00871	0.9580	104	26.93	1.73	"	"	"	"
	4-5	2.981	"	60	"	"	0.075	7.125	0.00285	0.9679	190	14.74	1.13	"	"	"	"
	5	-4.407	"	"	"	"	"	"	0.00871	0.9580	104	26.93	1.73	"	"	"	"
5-6	5.123	"	60	"	"	0.1	9.5	0.00506	0.9677	140	20	1.99	"	"	"	"	
②	-2.67	SP <sub>2</sub>		30	45				0.00528	0.9673	138	30.44	1.03	"	"	"	"
	2.117								0.00418	0.9704	154	27.28	0.82	"	"	"	
II et III	③	-13.839	SP <sub>2</sub>		30	45			0.1220	0.8638	21.7	193.5	12.72	0.942	4.05	12TR	13.56
		2.042							0.018	0.9408	69.5	60.44	1.73	0.3	4.05	12TR	4.52
	1-2	7.252	SP <sub>1</sub>	60	"	"	0.23	10.35	0.03197	0.9231	50	56	6.24	0.462		6TR	6.78
	2	-11.912	"	"	"	"	"	"	0.10504	0.8718	24	116.67	10.85	0.804		10TR	11.31
	2-3	5.411	"	60	"	"	0.20	9.00	0.0238	0.9329	59.5	47.06	4.61	0.341		5TR	5.65
	3	-11.912	"	"	"	"	"	"	0.10504	0.8718	24	116.67	10.85	0.804		10TR	11.31
	3-4	5.411	"	60	"	"	0.20	9.00	0.0238	0.9329	59.5	47.06	4.61	0.341		5TR	5.65
	4	-11.912	"	"	"	"	"	"	0.10504	0.8718	24	116.67	10.85	0.804		10TR	11.31
	4-5	4.401	"	60	"	"	0.182	8.19	0.0194	0.9329	67	41.79	4.61	0.341		5TR	5.65
	5	-12.099	"	"	"	"	"	"	0.10669	0.8718	23.7	118.15	11.03	0.877		10TR	11.31
5-6	7.404	"	60	"	"	0.23	10.35	0.0326	0.9224	49.4	56.68	6.37	0.472		6TR	6.78	
④	-14.033	SP <sub>2</sub>		30	45				0.1237	0.8630	21.5	195.35	12.91	0.956	4.05	12TR	13.56
	1.952								0.01721	0.9422	71.5	58.75	1.65	0.3	4.05	12TR	4.52
II et I	⑤	-6.455	SP <sub>1</sub>		30	45			0.05692	0.9008	35.4	99.10	5.69	0.421		6TR	6.78
		4.682							0.02064	0.9371	64.5	43.41	3.97	0.3	4.05	4TR	4.52
	1-2	4.682	"	60	"	"	0.216	9.72	0.02064	0.9371	64.5	43.41	3.97	0.3	4.05	4TR	4.52
	2	-6.818	"	"	"	"	"	"	0.06012	0.8984	34.2	81.87	6.03	0.446		6TR	6.78
	2-3	4.501	"	60	"	"	0.184	8.28	0.0198	0.9383	66	42.42	3.81	0.3	4.05	4TR	4.52
	3	-6.818	"	"	"	"	"	"	0.06012	0.8984	34.2	81.87	6.03	0.446		6TR	6.78
	3-4	4.501	"	60	"	"	0.184	8.28	0.0198	0.9383	66	42.42	3.81	0.3	4.05	4TR	4.52
	4	-6.818	"	"	"	"	"	"	0.06012	0.8984	34.2	81.87	6.03	0.446		6TR	6.78
	4-5	4.497	"	60	"	"	0.184	8.28	0.0198	0.9383	66	42.42	3.81	0.3	4.05	4TR	4.52
	5	-6.981	"	"	"	"	"	"	0.0615	0.8973	33.7	83.08	6.18	0.457		6TR	6.78
5-6	4.802	"	60	"	"	0.216	9.72	0.0217	0.9363	63.5	44.09	4.07	0.3	4.05	4TR	4.52	
⑥	-6.621	"	"	"	"	"	"	0.05938	0.8996	34.8	80.46	5.85	0.433		6TR	6.78	



- FERRAILLAGE DU PORTIQUE A

no.	app. trad.	M (tm)	Sol.	b	b <sub>0</sub>	h	α	αh	μ	ε	κ	σ <sub>b</sub> '	A <sub>cal</sub>	ω	A <sub>min</sub>	nφ	A <sub>ad.</sub>
1		-6.455	SP <sub>1</sub>		30	45			0.03547	0.9194	47	59.58	3.48	0.3	4.05	4742	4.52
1-2		3.193	"	60	"	"	0.158	7.11	0.01407	0.9474	80	35	2.68	"	"	"	"
2		-4.487	"	"	"	"	"	"	0.03956	0.9155	44.2	62.55	3.89	"	"	"	"
2-3		2.963	"	60	"	"	0.157	7.065	0.01306	0.9492	83.5	33.54	2.48	"	"	"	"
3		-4.487	"	"	"	"	"	"	0.0392	0.9515	44.2	63.35	3.89	"	"	"	"
3-4		2.963	"	60	"	"	0.157	7.065	0.01306	0.9492	83.5	33.54	2.48	"	"	"	"
4		-4.487	"	"	"	"	"	"	0.03956	0.9155	44.2	63.35	3.89	"	"	"	"
4-5		2.955	"	60	"	"	0.157	7.065	0.01302	0.9492	83.5	33.54	2.48	"	"	"	"
5		-4.619	"	"	"	"	"	"	0.4078	0.9144	43.4	64.2	3.89	"	"	"	"
5-6		3.30	"	60	"	"	0.158	7.11	0.0145	0.9465	78.5	35.67	2.77	"	"	"	"
6		-4.161	"	"	"	"	"	"	0.0366	0.9180	46	60.87	3.60	"	"	"	"

les niveaux II et I sont ferrailés de la même manière que les niveaux II et I des portiques B, C, D et E.

• Verification des armatures longitudinales:

a) Pourcentage minimal → déjà fait.

b) contraintes:

$$A_{adop} \rightarrow \omega = \frac{100 A}{bh} \rightarrow \begin{cases} \mu' = \rightarrow \sigma_b' = \frac{M}{\mu' b h^2} < \bar{\sigma}_b' \\ \mu = \rightarrow \sigma_a = \frac{15M}{\mu b h^2} < \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

Section eu T →  $\bar{\sigma}_b' = 165.24 E$  avec  $\epsilon = 0.4 \cdot \frac{b_0}{b} \geq 0.6$  (pour  $h_0 > 10cm$ )

• Sens longitudinal:

Port. et niv.	app. ou trad.	Moment	Sollicit.	A <sub>adop</sub>	ω	μ'	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>b</sub>	μ	σ <sub>a</sub>	σ <sub>a</sub>
A	⑤	-4.619	SP <sub>2</sub>	4.52	0.335	0.1231	61.77	165.24	0.0457	2495.62	2800
niv. cour.	5-6	5.123	SP <sub>1</sub> h=95	9.04	0.669	0.1579	11.98	165.24	0.0884	321.07	"
W. 0 et 1 B. C. D et E	①	2.042	SP <sub>2</sub>	4.52	0.335	0.1231	27.31	247.86	0.0457	1402.28	4200
	2-3	5.411	P <sub>1</sub>	5.65	0.419	0.1331	66.72	165.24	0.0563	2373.09	2800
	③	-12.099	SP <sub>1</sub>	11.31	0.837	0.1699	117.23	165.24	0.1089	2743.25	"
	5-6	7.404	"	6.78	0.502	0.1428	85.35	165.24	0.0672	2720.46	"
	⑥	-14.03	SP <sub>2</sub>	13.56	1.004	0.1802	128.16	247.86	0.13	2664.77	4200
I et II	5-6	4.802	SP <sub>1</sub>	4.52	0.335	0.1231	64.22	165.24	0.0457	2594.5	2800

sens transversal:

no	trac. ou app	Moment	coll.	A <sub>ad.</sub>	$\bar{w}$	$\mu'$	$\sigma'_b$	$\bar{\sigma}'_b$	$\mu$	$\sigma_a$
II	B	-27.763	SP <sub>2</sub>	12.31	0.432	0.1355	75.68	165.24	0.0584	2633.76
	B-C	35.731	"	20.10	0.657	0.1570	84.06	"	0.0869	2277.97
	C	-31.985	"	13.56	0.476	0.1402	84.26	"	0.0639	2773.12
	C-D	-24.852	"	15.39	0.507	0.1434	64.01	"	0.0679	2027.75
	D-E	38.408	"	20.10	0.694	0.1599	88.72	"	0.0915	2325.54
	E	-14.499	"	9.04	0.3	0.1181	45.85	"	0.0412	1949.68
III, II et I	A	-4.00	SP <sub>2</sub>	4.52	0.3	0.1181	55.75	247.86	0.0412	2387.22
	A-B	6.689	SP <sub>2</sub>	5.65	0.418	0.1340	82.17	165.24	0.0568	2907.75
	b	-9.687	"	9.04	0.669	0.1579	100.98	"	0.0884	2705.72
	B-C	8.17	"	7.96	0.589	0.1517	88.65	"	0.0790	2553.52
	C-D	-4.948	"	4.52	0.335	0.1231	66.16	"	0.0457	2673.37
	D-E	9.739	"	9.04	0.669	0.1579	101.53	"	0.0884	2720.24
	E	-6.548	"	6.78	0.502	0.1428	75.48	"	0.0672	2405.94

• Verification à la fissuration:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f} ; \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$k = 1.5 \cdot 10^4 ; \eta = 1.6$  (H.A)  
d: plus grand diamètre des aciers tendus.

part.	Sect.	A (cm <sup>2</sup> )	B <sub>f</sub> = 2bd	w <sub>f</sub> = $\frac{A}{B_f}$	$\phi_{max}$ (mm)	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_{af}$
A	Ⓔ	4.52	384	0.012	12	2608.69	2859.9	2800	2859.9
no. contr.	5.6	9.04	456	0.020	12	3333.33	"	"	3333.33
A B C D E W m	Ⓔ	4.52	384	0.012	"	2608.69	"	"	2859.9
	2-3	5.65	"	0.015	"	3193.28	"	"	3193.28
	Ⓔ	11.31	452	0.025	"	4000	"	"	4000
	5.6	6.78	"	0.015	"	2608.69	"	"	2859.9
	Ⓔ	13.56	528	0.026	"	4126.98	"	"	4126.98
I-O	5.6	4.52	384	0.015	"	2608.69	"	"	2859.9
Iac	B	12.31	474	0.030	14	3956.04	2647.78	"	3956.04
	B-C	20.10	492	0.041	16	4361.70	2859.9	"	4361.70
	C	13.56	528	0.025	12	4000	2859.9	"	4000
	C-D	15.39	474	0.032	14	4155.84	2647.78	"	4155.84
	E	9.04	456	0.020	12	3333.33	2859.9	"	3333.33
Iac	A	4.52	300	0.015	12	2608.69	2859.9	2800	2859.9
	A-B	5.65	"	0.019	"	3193.28	"	"	3193.28
	b	9.04	456	0.020	"	3333.33	"	"	3333.33
	B-C	7.96	384	0.021	"	3471.08	2859.9	"	3471.08
	C-D	4.52	300	0.015	"	2608.69	2859.9	"	2859.9
	D-E	5.65	"	0.015	"	3193.28	"	"	3193.28
	E	6.78	452	0.015	"	"	"	"	"

sens longitudinal.

sens transversal.



• condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 5.2):

Poutres flechies  $A \geq b_0 \cdot h \cdot \psi_s \cdot \frac{\sqrt{b}}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$

$b_0$ : largeur de la nervure ( $b$  pour une section rectangulaire)

$\psi_s$ :  $\begin{cases} 0.36 & \text{pour aciers bords de laminage} \\ 0.54 & \text{pour aciers écrouis} \end{cases}$

$A \geq 30 \cdot 95 \cdot 0.54 \cdot \frac{7.1}{2800} \left(\frac{100}{95}\right)^2 = 4.33 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifiée.}$

$A \geq 30 \cdot 45 \cdot 0.54 \cdot \frac{7.1}{2800} \left(\frac{50}{45}\right)^2 = 2.29 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifiée.}$

• Flèche:

on ne fera pas de justification de flèche si les conditions suivantes

sont vérifiées:

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$

$l$ : portée de la poutre

$M_t$ : Moment max. en travée

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$

$M_0$ : Moment isostatique

$A$ : section des armatures tendues

$\frac{A}{b \cdot h} \geq \frac{43}{\sigma_{en}(\text{bars})}$

$b$ : largeur de la nervure.

Poutre B.C (poutre transversal):

$\frac{0.50}{6.30} = 0.079 > \frac{1}{16} = 0.062 \longrightarrow \text{Verifiée.}$

$\frac{0.50}{6.30} = 0.079 > \frac{1}{10} \cdot \frac{35.731}{575} = 0.055 \longrightarrow \text{Verifiée.}$

$A \leq 30 \cdot 45 \cdot \frac{43}{4120} = 14.889 \text{ cm}^2$

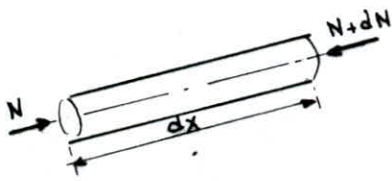
et de même pour toutes les poutres.

• Adhérence d'entraînement des contraintes de traction Art. 29.11

L'accroissement de l'effort de traction de l'armature tendue entre les abscisses  $x$  et  $x+dx$  dû à la variation du moment flechissant



engendre l'effort tangent & le long de l'armature. cet effort tangent met en jeu l'adhérence acier-béton. & tend à faire glisser l'armature longitudinale sur dx.



$$\lambda = \frac{S_i}{I_i} \cdot T \rightarrow \sigma_d$$

$S_i$ : moment statique / A.N de la partie d'armature entrainée.

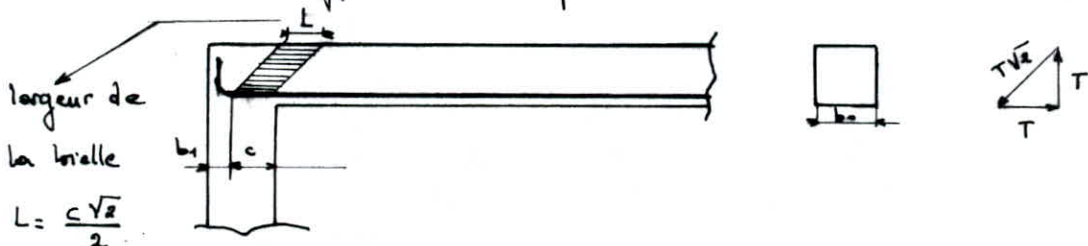
$$\sigma_d = \frac{T}{R \cdot z} \leq \bar{\sigma}_d = 3 \cdot \eta_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \cdot 1,5 \cdot 7,1 = 31,95 \text{ kg/cm}^2$$

Portique B :

no	Sect.	T (+)	$z = \frac{7}{8} h$	Nombre inf. barres	$P_u = n \pi \phi$	$\sigma_d$	$\bar{\sigma}_d$
B	1-2	13,62	39,375	3T12	20,31	16,91	31,95
	2-3	12,53	"	"	"	15,67	"
	3-4	12,53	"	"	"	"	"
	4-5	12,53	"	"	"	"	"
	5-6	16,21	"	"	"	20,27	"

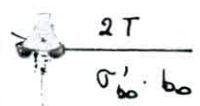
Appuis :

La transmission des charges si l'appui se fait par une brette inclinée à 45°. Cette brette doit transmettre l'effort tranchant T. Elle est soumise à un effort de compression  $T \cdot \sqrt{2}$ .



Section de la brette  $S_b = b_0 \cdot \frac{c \sqrt{2}}{2}$

c doit suffire  $\rightarrow \sigma'_{b0} = \frac{T \sqrt{2}}{\frac{c \sqrt{2}}{2} \cdot b_0} = \frac{2T}{c b_0} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$



$S_{P2} \rightarrow \sigma'_b = 123,9 \text{ kg/cm}^2$

$S_{P1} \rightarrow \sigma'_{b0} = 82,6 \text{ ''}$

Section	b <sub>0</sub>	T (+) SP <sub>1</sub>	C <sub>min</sub> (cm)	T (+) SP <sub>1</sub>	C <sub>min</sub> (cm)
1-2	30	13.52	7.27	11.90	9.60
2-3	"	12.53	6.74	11.52	9.30
3-4	"	"	"	"	"
4-5	"	12.55	"	"	"
5-6	"	16.21	8.72	15.18	12.25

• Section d'aciers à ancrer : cc.B.A 68 Art. 85.32:

Si le moment flechissant agissant sur un appui, positif ou negatif est inferieur en module à T, la section minimale des armatures de traction qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et au-delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à  $T + \frac{M}{3}$ .

$$A_i \geq \frac{1}{\sigma_a} \left( T + \frac{M_a}{3} \right) ; \quad \text{3 } M_a \text{ pris avec son signe}$$

ou distingue 2 cas:

1°  $T + \frac{M_a}{3} < 0$  ancrage non necessaire.

2°  $T + \frac{M_a}{3} > 0$  ancrage necessaire.

La valeur de  $T + \frac{M_a}{3}$  prise en compte resultera de la combinaison donnant la plus grande valeur positive.

	Appui 1-2 $\bar{z} = 39.375 \text{ cm}$			Ap. 2-3 $\bar{z} = 39.375 \text{ cm}$			Ap. 3-4 $\bar{z} = 39.375$			Ap. 4-5 $\bar{z} = 39.375$			Ap. 5-6 $\bar{z} = 39.375$		
	T (+)	M <sub>a</sub> (t.m)	A <sub>i</sub> ≥	T (+)	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T (+)	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥
G + 1.2 P	11.90	-5.389	-0.63	11.52	-6.936	-2.17	11.52	-6.936	-2.17	11.53	6.936	-2.17	15.18	-5.54	0.39
0.86 + $\overrightarrow{SI}$	8.09	-5.68	-2.26	7.79	-5.68	-2.36	7.79	-5.68	-2.37	7.79	-5.98	-2.97	8.33	-6.295	-2.73
0.86 + $\overleftarrow{SI}$	8.53	-6.210	-2.58	7.79	"	"	"	"	"	7.80	-5.68	-2.37	8.13	-5.76	-2.32
6 + P + $\overrightarrow{SI}$	12.79	-8.734	-3.35	12.53	-8.734	-3.44	12.53	-8.734	-3.44	12.52	-8.734	-3.44	16.21	-9.086	-2.45
6 + P + $\overleftarrow{SI}$	13.52	-8.943	-3.28	12.53	"	"	12.53	-8.734	"	12.55	-8.734	-3.44	15.78	-8.84	-2.38

• les sections d'ancrage des A<sub>i</sub> retenus, sont celles qui sont encadrées

• Pour les A<sub>3</sub>, on adoptera pour une section d'ancrage  $A_s \geq \frac{M_a}{3 \cdot \sigma_a}$  avec M<sub>a</sub> le plus grand negatif.

A <sub>3</sub>	8.11 cm <sup>2</sup>	7.92 cm <sup>2</sup>	7.92 cm <sup>2</sup>	7.97 cm <sup>2</sup>	8.24 cm <sup>2</sup>
----------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

sem transversal:

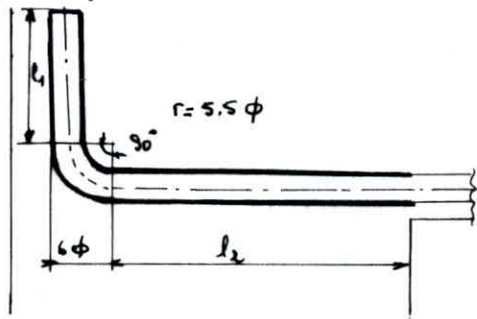
	AP. A-B $\bar{z} = 38.375\text{cm}$			AP. B-C $\bar{z} = 83.125\text{cm}$			AP. C-D $\bar{z} = 39.375\text{cm}$			AP. D-E $\bar{z} = 83.125\text{cm}$		
	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥	T	M <sub>a</sub>	A <sub>i</sub> ≥
G + 1.2 P	12.58	-1.002	3.58	47.62	-27.74	5.08	4.63	-24.9	-20.9	45.94	-14.49	10.18
0.8G + S <sub>I</sub>	7.07	0.037	2.55	28.59	-16.31	2.20	2.84	-15.67	-13.18	27.94	-2.461	5.94
0.8G + S <sub>II</sub>	7.45	-1.172	1.59	28.75	-16.95	2.98	1.94	-14.58	-12.5	27.69	-8.19	6.37
G + P + S <sub>I</sub>	11.79	-0.229	3.99	45.57	-26.27	5.00	4.89	-24.57	-20.5	44.23	-14.53	9.55
G + P + S <sub>II</sub>	12.23	-1.678	2.84	45.75	-26.98	4.74	3.81	-23.3	-19.8	43.93	-13.08	10.07
A <sub>s</sub>	1.52 cm <sup>2</sup>			11.93 cm <sup>2</sup>			22.65 cm <sup>2</sup>			6.24 cm <sup>2</sup>		

Ancrage:

condition pour ancrage total: (P. CHARON)

$$l_2 + 1.89 l_1 \geq l_d - 2.21 r$$

avec  $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$



zone d'ancrage normal:

$$\bar{\sigma}_d = 1.25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1.25 \cdot 1.5^2 \cdot 7.1$$

$$= 19.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad l_d = \frac{1.6}{4} \cdot \frac{2800}{19.96} = 56.12 \text{ cm}$$

Disposition constructives à respecter R.P.A 81 (fig 8)

$$l_1 \geq 20 \phi = 32 \text{ cm}$$

$$l_2 + \frac{\pi(2r)}{3} + l_1 \geq \max(30 \phi, 50 \text{ cm})$$

donc l<sub>1</sub> et l<sub>2</sub> seront prises en respectant les conditions suivantes:

- $l_2 + 1.89 l_1 \geq l_d - 2.21 r \approx 37 \text{ cm}$
- $l_1 \geq 20 \phi = 32 \text{ cm}$
- $l_2 + 23 + l_1 \geq 50 \text{ cm}$

Ecrasement du beton:



risque de dépasser  $\sigma_n$   
 ↓  
 écrasement du beton

r: rayon de courbure  
 des barres  $r = 5.5 \phi = 8.8$   
 $\bar{\sigma}_a$ : contrainte au début  
 du crochet, on prend  $\bar{\sigma}_a$ .



$$r \geq 0.10 \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \gamma$$

$$r \geq 0.10 \cdot 1.6 \cdot \frac{2800}{82.6} \left(1 + \frac{1.6}{5}\right) = 7.15 \text{ cm}$$

$$r = 8.8 \text{ cm} > \bar{r} = 7.15 \text{ cm} \rightarrow \text{verifiée}$$

$v=1$  pour une barre  
courbée isolée.

$d$  = enrobage minimal  
 $d = 5 \text{ cm}$ .

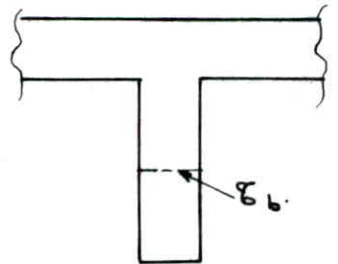
• Resistance à l'effort tranchant - Stabilité de l'âme :

la contrainte de cisaillement du béton doit vérifier :

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad z = \frac{\eta}{8} \cdot h$$

si  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b$

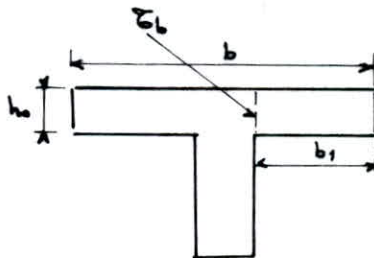
si  $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b$



section	T(+)	$\sigma'_b$	$\bar{\sigma}'_{b0}$	$z$	$b_0$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$
1-2	13.52	54	123.9	39.375	30	11.45	24.85
2-3 3-4	12.53	47.06	"	"	"	10.61	"
4-5	"	41.79	"	"	"	10.63	24.85
5-6	16.21	56.68	"	"	"	13.73	"
B-C	47.62	42.88	82.62	83.125	"	12.10	"
C-D	4.89	35	123.9	39.375	"	4.14	"
D-E	45.94	44.8	82.62	83.125	"	18.43	"

• Jouction hourdis - nervure :

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot h_0} \cdot \frac{b_1}{b} \leq \bar{\tau}_b$$



Action	T(+)	$z$ (cm)	$h_0$ (cm)	$b_1$ (cm)	$b$ (cm)	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$
1-2	13.52	39.375	16	16	60	5.73	24.85
2-3 3-4	12.53	"	"	"	"	5.31	"
4-5	12.55	"	"	"	"	5.32	"
5-6	16.21	"	"	"	"	6.86	"
B-C	47.62	83.125	"	37.5	105	12.79	"
C-D	4.89	39.375	"	"	"	0.57	"
D-E	45.94	83.125	"	"	"	12.34	"

• Armatures transversales:

Les armatures transversales seront constituées par des cadres et des étriers  $\phi 8$ , droits espacés d'un écartement  $t$ .

$4 \phi 8 \longrightarrow A_t = 3.2 \text{ cm}^2$

ou suppose une reprise de bétonnage

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{ax} = \frac{2}{3} \cdot 2400$   
 $= 1600 \text{ kg/cm}^2$

- Espacement admissible (CCBA 68)

$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h(1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b}) \\ \bar{t}_2 = 0.2 h \end{cases}$

- condition d'espacement:

$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

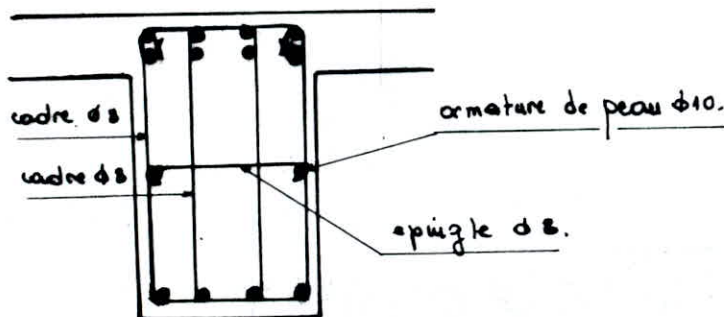
section	T (t)	$\bar{z}$ (cm)	h (cm)	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{t}_2$ (cm)	$\bar{t}_1$ (cm)	$\bar{t}$ (cm)	t (cm)
1-2	13.52	39.375	45	11.45	9	30.48	30.48	17.04
2-3	12.53	"	"	10.61	"	31.55	31.55	18.38
3-4	12.55	"	"	10.63	"	31.52	31.52	18.35
5-6	16.21	"	"	15.73	"	27.59	27.59	14.21
B-C	47.62	83.125	95	19.10	19	43.88	43.88	10.21
C-D	4.89	39.375	45	4.14	9	39.75	39.75	47.11
D-E	45.94	83.125	95	18.43	19	45.68	45.68	10.58

ou prendra :

$t = 14 \text{ cm}$  pour les poutres (1-2; 2-3; ...; 5-6)

$t = 10 \text{ cm}$  pour les poutres B-C et D-E

$t = 40 \text{ cm}$  pour les poutres C-D



Même procédé pour les autres sections, les résultats finaux ainsi que les dispositions constructives sont contenus dans les dessins de

ferraillage.

• Repartition des armatures longitudinales - épure d'arrêt des barres.

La courbe du moment de flexion extérieur obtenu à l'aide de la courbe enveloppe sera décalée d'une distance  $a_1 = z/2 (1 - \cotg \alpha)$  d: l'inclinaison des armatures transversales.

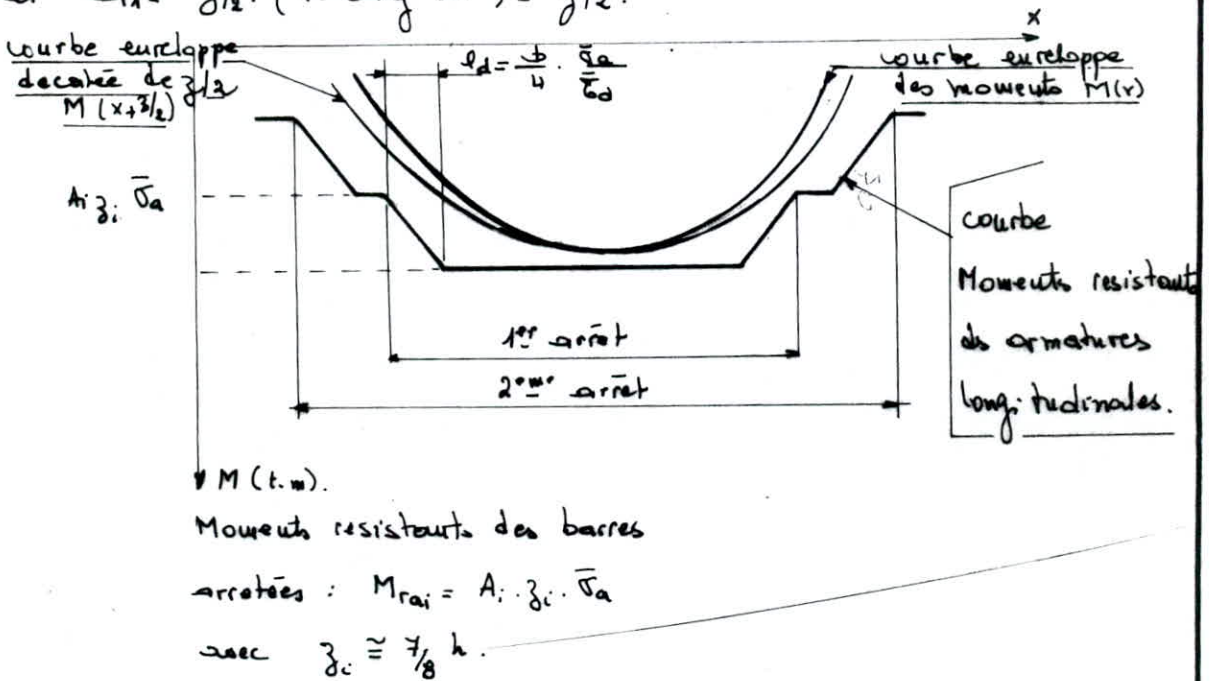
Ce décalage est dû à l'influence de l'effort tranchant.

On effectuera une translation de  $z/2 (1 - \cotg \alpha)$  parallèlement à l'axe des abscisses représentant l'axe des distances.

Donc la traction, des armatures longitudinales en une abscisse  $x$ , doit être évaluée en fonction  $M(x + a_1)$ .

dans notre cas,  $\alpha = 90^\circ$  (armatures transversales droites).

et  $a_1 = z/2 (1 - \cotg 90^\circ) = z/2$ .



R.P.A 81 (Art. 4.2.3.3.1):

- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent porter des armatures filantes (supérieures et inférieures, avec une section minimale indiquée sur la fig. 8).
- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% (H.A).
- le pourcentage total maximum doit être 2,5%.



## - FERRAILLAGE DES POTEAUX.

Les poteaux sont sollicités par les efforts suivants :

- Efforts normaux
  - Efforts tranchants
  - Moments flechissants
- } Sens trans. et long  $\Rightarrow$   $\left. \begin{array}{l} \text{FLEXION COMPOSÉE} \\ M_x, N \quad . \quad M_y, N \end{array} \right\}$

En principe le calcul se fait sous la plus défavorable sollicitation du 1<sup>er</sup> genre et sous la plus défavorable de  $SP_2$  en adoptant finalement la plus grande section d'acier.

En pratique, les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre sont suffisantes dans le cas des éléments soumis à la compression simple ou à la flexion simple. Par contre, en flexion composée c'est le 2<sup>em</sup> genre qui est prépondérant.

### Sollicitations de calcul :

Pour le calcul du béton comprimé et aciers comprimés, on utilisera les efforts suivants :

- $M_{max}$ ,  $N$  correspondant
- $N_{max}$ ;  $M_{corr}$ .

Pour le calcul des armatures tendues, on utilisera les efforts suivants :

- $N_{min}$ ,  $M_{corr}$ .

Contrainte admissible du béton (voir caractéristiques des matériaux et contraintes admissibles).

### - Armatures longitudinales :

#### Méthode de calcul :

1. On procédera à un choix de la section d'acier. Pour chaque section de béton en tenant compte des considérations suivantes :

- Poteaux à sections variables.
  - le pourcentage minimum des armatures longitudinales est de 0.8% en zone I R.P.A 81 (Art. 4.2.3.11) sans dépasser 4%.
2. On tiendra compte des restrictions dues au flambement (CCBA)

- Précès chargées axialement : (N ≠ 0, M = 0)

- $\lambda \leq 50$  — calcul en compression simple
- $50 < \lambda \leq 150$  — calcul en flexion composée  $\left\{ \begin{array}{l} N \\ e_0 = f_c \end{array} \right.$

$$e_0 = f_c = \frac{8 \lambda^2}{9} (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2}$$

- charges excentrées : (N, M, e<sub>0</sub>)

- $\lambda \leq 35$  — F.C avec N, e<sub>0</sub>
- $35 < \lambda \leq 50$  — F.C avec  $e_0 = e_{0\text{cal}} + f_{1c}$  avec :  $f_{1c} = 0.16(\lambda - 35) e_{0\text{cal}}$   

$$e_0 = [1 + 0.16(\lambda - 35)] e_{0\text{cal}}$$
- $50 < \lambda \leq 150$  — N; calcul d'un nouvel excentrement  $\lambda'$   

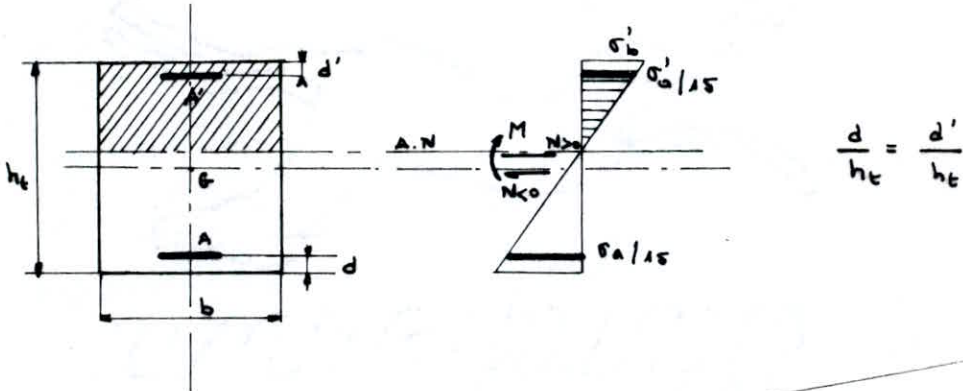
$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33.000}{1 + 0.6\xi} \cdot \frac{e_{0\text{cal}}}{h_t}$$
 et le calcul se fera comme le calcul des charges axiales.

3. Verifications des contraintes du béton et de l'acier :

- sections rectangulaires avec armatures symétriques (A = A')

partiellement comprimées (cas où  $e_0 > e_1$ )

(Aide mémoire Béton Armé - Victor Davidovici tableau U-46)



choix  $\rightarrow \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h_t} = \frac{100 A'}{b \cdot h_t}$

calcul  $\rightarrow K_e = \frac{N}{M} \cdot h_t$

→ tableau →  $\left[ \begin{array}{l} K_b = \\ K_e = \end{array} \right.$

Verification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{1}{k_b} \cdot \frac{M}{b \cdot h_t^2} \leq \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \sigma_a = K \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_a$$

- Section entièrement comprimée (cas où  $e_0 \leq e_1$ )

Application numérique

• niveau I-II (2<sup>me</sup> sous-sol)

les poteaux sont encastres à leurs extrémités dans un massif de fondation et  $l_c = 0.7 l_0 = 0.7 \cdot 4.00 = 280 \text{ cm}$ .

Poteau A

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{l_{cx}}{\sqrt{\frac{I_x}{B}}} = \frac{280}{\sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}}}$$

$$\lambda_x = 32.33 < 35$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = 32.33 < 35$$

→ F.C avec N,  $e_0$  calcul.

Poteau B

$$\lambda_x = \frac{280}{\sqrt{\frac{30 \cdot 80^3}{12 \cdot 30 \cdot 80}}}$$

$$\lambda_x = 12.12 < 35$$

$$\lambda_y = 28.29 < 35$$

N,  $e_0$  calcul.

• niveau II-III (1<sup>er</sup> sous-sol)

Poteau A

$$R_{pout} = 496.03 > R_{pot} = 210.93$$

$$l_{cx} = 0.7 l_0 = 0.7 \cdot 320 = 224$$

$$l_{cy} = l_{cx} = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 25.86 < 35$$

$$\lambda_y = 25.86 < 35$$

→ F.C avec N,  $e_0$  calcul.

Poteau B

$$R_{pout} = 781.25 > 492.18 = R_{pot}$$

$$l_{cx} = 0.7 l_0 = 224$$

$$R_{ypout} = 496.03 < R_{ypot} = 4000$$

$$l_{cy} = 0.9 l_0 = 288 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 9.69 < 35$$

$$\lambda_y = 29.08 < 35$$

N,  $e_0$  calcul.

• Niveau III-IV (R.D.C)

Poteau A

$$R_{pout} = 496.03 > R_{pot} = 132.35$$

$$l_{cx} = l_{cy} = 0.7 l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 41.21 < 50$$

$$\lambda_y = 41.21 < 50$$

→ F.C avec  $e_0 = e_0 \text{ calcul} + f_{ic}$

$$\text{avec } f_{ic} = 0.16 (\lambda - 35) \cdot e_0 \text{ calcul} = 0.16 (44.35 - 35) e_0 \text{ calcul} = 1.5 e_0 \text{ calcul}$$

$$e_0 = e_0 \text{ calcul} + 1.5 e_0 \text{ calcul}$$

Poteau B:

$$R_{xpout} = 496.03 > R_{xpot} = 308.82$$

$$l_{cx} = 0.7 l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$R_{ypout} = 3968.25 > R_{ypot} = 2509$$

$$l_{cy} = 0.7 l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 15.45 < 35$$

$$\lambda_y = 44.35 < 50$$



• Niveau courant (IV-V; V-VI; VI-VII; VII-VIII; VIII-IX).

Potelet 30x30 (sens long)

$R_{pout} = 3968.25 > R_{pot} = 210.93$

$l_c = 0.7 l_0 = 224 \text{ cm}$

$\lambda = 25.86 < 35$

→ F.C avec N,  $l_c$  calcul.

**EFFORTS DANS LES POTEAUX;**

Niveau	Sens	Section	Supplément N			SP <sub>1</sub>		SP <sub>2</sub>					
			N (+)	N <sub>0</sub> (±)	N <sub>p</sub> (±)	N (+)	M (±)	N <sub>max</sub> (±)	M <sub>corr</sub> (±m)	M <sub>max</sub> (±m)	N <sub>corr</sub> (±)	N <sub>min</sub> (±)	M <sub>corr</sub> (±m)
VIII	long.	Sup.	0	12.819	2.546	15.88	0.1309	16.00	0.147	0.403	14.735	0.974	0.3214
		Inf.	0.72	12.819	2.546	16.60	0.1288	16.72	0.398	0.151	15.455	10.46	0.1526
VII-VI	long.	Sup.	0.72	19.076	4.363	25.04	0.1449	25.59	0.435	0.712	22.734	14.652	0.564
		Inf.	1.44	19.076	"	25.76	0.1444	26.31	0.712	0.435	23.454	15.370	0.3923
VI-V	long.	Sup.	"	25.333	6.18	34.19	"	35.65	0.713	0.989	30.263	19.182	0.7947
		Inf.	2.16	"	"	34.91	"	36.37	0.990	0.712	30.983	19.902	0.6233
V-IV	long.	Sup.	"	31.59	4.987	43.35	0.124	45.78	0.957	1.234	37.717	23.648	0.999
		Inf.	2.88	"	"	44.07	"	46.50	1.234	0.957	38.487	24.368	0.8273
IV-III	long.	Sup.	"	40.036	10.976	56.09	"	60.13	1.159	1.435	47.657	29.144	1.160
		Inf.	3.60	"	"	56.81	0.4294	60.85	1.702	0.880	48.377	29.864	0.84
III-II	long.	Sup.	"	48.142	16.863	145.48	5.1095	148.20	2.331	2.331	148.2	33.04	4.972
		Inf.	6.66	"	"	148.51	3.1402	151.25	7.586	7.586	151.25	36.1	2.5657
	dross.	Sup.	3.60	50.019	19.542	145.45	7.675	150.62	6.096	8.637	125.72	32.53	5.724
		Inf.	6.66	"	"	148.51	0.494	153.68	1.302	0.393	128.78	35.59	0.5
II-I	long.	Sup.	"	56.237	23.196	178.21	5.005	169.41	2.786	2.786	169.41	50.38	3.664
		Inf.	8.58	"	"	180.13	2.4433	171.33	7.932	7.932	171.33	52.238	2.619
	dross.	Sup.	6.66	62.489	23.819	178.21	0.903	169.41	0.133	1.795	169.41	55.328	1.182
		Inf.	8.58	"	"	180.13	0.691	171.33	1.301	0.014	171.32	57.248	0.145
I	long.	Sup.	"	64.219	23.116	209.52	1.955	199.26	1.955	1.955	199.26	58.24	1.563
		Inf.	10.98	"	"	211.92	1.5279	201.66	1.450	1.450	201.66	60.644	0.8513
	dross.	Sup.	8.58	75.171	28.169	209.52	0.547	199.26	0.52	0.52	199.26	67.804	0.310
		Inf.	10.98	"	"	211.92	0.366	201.66	0.348	0.438	201.66	69.40	0.207

POTEAU B6.



(POTEAU A6).

niveau	pout	section	supplément N			SP <sub>1</sub>		SP <sub>2</sub>					
			N	N <sub>G</sub>	N <sub>p</sub>	N	M	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>corr</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>
IV-III	long	sup	0	7.469	4.355	36.91	2.840	34.60	2.643	2.742	34.453	5.92	1.522
		inf	1.15	"	"	38.06	1.4894	35.75	1.410	1.318	35.603	7.07	0.648
	travaux	sup	0	15.158	7.541	36.91	1.002	33.75	0.392	2.299	35.298	11.49	0.554
		inf	1.15	"	"	36.08	0.869	34.90	1.525	0.076	36.448	12.64	0.969
III-II	long	sup	1.15	11.06	5.795	52.82	2.6712	49.69	2.425	2.480	49.687	9.74	1.065
		inf	1.87	"	"	53.54	1.7687	50.41	1.700	1.645	50.407	10.49	0.978
	travaux	sup	1.15	21.847	9.835	52.82	1.589	49.69	0.287	2.639	49.687	18.4	0.315
		inf	1.87	"	"	52.54	1.232	50.41	1.564	0.779	50.407	19.12	1.025
II-I	long	sup	1.87	16.43	7.227	67.98	1.415	64.13	1.338	1.338	64.12	13.206	0.725
		inf	2.77	"	"	68.88	0.7677	65.03	0.726	0.726	65.022	13.926	0.415
	travaux	sup	1.87	28.335	12.06	67.98	0.975	64.13	0.928	0.928	64.13	24.166	0.553
		inf	2.77	"	"	68.88	0.697	65.03	0.663	0.663	65.03	25.066	0.395

- FERRAILLAGE DU POTEAU B<sub>6</sub>

no.	sema	sect.	M(+)	N(+)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	ell.	σ <sub>b</sub> '	d(cm)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>ad.</sub>	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>a</sub> '	n φ
I-VI	long	sup	0.1309	15.88	0.82	5	S.E.C	87.13	3	<0	7.2	4.02	17.87	13.25	268.02	2T16
		inf	0.1288	16.60	0.77	5	"	86.86	"	"	"	"	18.55	13.99	278.13	"
III-VI	long	sup	0.1449	25.04	0.58	"	"	85.81	"	"	"	"	27.10	21.98	406.4	"
		inf	0.1444	25.76	0.56	"	"	85.70	"	"	"	"	27.69	22.69	416.29	"
VII-VI	long	sup	"	34.19	0.42	"	"	84.93	"	"	"	"	36.06	30.95	540.79	"
		inf	"	34.91	0.41	"	"	84.88	"	"	"	"	36.76	31.66	551.54	"
VIII-VI	long	sup	"	43.35	0.33	"	"	84.44	"	"	"	"	45.03	39.93	675.41	"
		inf	"	44.07	"	"	"	"	"	"	"	"	45.71	40.60	685.56	"
IX-VI	long	sup	"	56.09	0.26	"	"	84.05	"	"	"	"	52.41	38.41	862.66	"
		inf	0.4294	56.81	0.75	"	"	84.75	"	"	"	"	48.08	48.08	948.8	"
X-III	long	sup	5.1095	145.45	8.78	13.33	"	100.75	4	"	19.2	6.28	69.49	42.91	1042.2	2T20
		inf	2.1401	148.51	5.28	"	"	93.52	"	"	"	"	65.55	49.21	983.14	"
	travaux	sup	7.675	145.45	13.19	5	S.P.C	155.27	3	"	"	10.3	"	144.09	183.74	2T20 + 2T16
		inf	0.494	148.51	0.83	"	SEC	"	"	"	"	"	58.13	51.52	871.83	"
III-II	long	sup	5.005	178.21	2.81	13.33	"	88.42	4	"	"	6.28	81.87	55.84	1228	2T20
		inf	2.4439	180.13	1.36	"	"	85.43	"	"	"	"	75.95	63.24	1139.2	"
	travaux	sup	0.903	178.21	0.51	5	"	"	3	"	"	10.3	71.82	59.75	1077.2	2T20 + 2T16
		inf	0.691	180.13	0.38	"	"	84.71	"	"	"	"	71.11	61.88	1066.6	"
II-I	long	sup	1.9651	209.52	0.93	13.33	"	84.54	4	"	"	6.28	86.03	75.86	1290.4	2T20
		inf	1.5279	211.92	0.72	"	"	84.11	"	"	"	"	85.85	77.60	1287.7	"
	travaux	sup	0.547	209.52	0.26	5	"	84.05	3	"	"	10.3	81.00	73.69	1214.9	2T20 + 2T16
		inf	0.366	211.92	0.17	"	"	83.55	"	"	"	"	80.68	75.79	1210.1	"



- FERRAILLAGE DU POTEAU A<sub>6</sub>

no.	seus	sect.	M	N	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	d	A <sub>cal.</sub>	A <sub>min</sub>	nφ	A <sub>ad.</sub>	σ' <sub>b1</sub>	σ' <sub>b2</sub>	σ' <sub>a</sub>
IV-III	long	sup.	2.8404	36.91	7.69	5	SPC	124.97	3	<0	7.2	2116	4.02		87.97	1159.9
		inf.	1.4894	38.06	3.91	"	SEC	104.15	"	"	"	"	"	62.62	109.7	954.25
	tranc	sup.	1.002	36.91	2.71	"	"	97.54	"	"	"	"	"	53.88	18.46	808.13
		inf.	9.869	38.06	2.28	"	"	95.18	"	"	"	"	"	52.66	21.94	789.77
III-II	long	sup.	2.6712	52.82	5.00	"	"	110.49	"	"	"	"	"	98.96	4.54	1484.5
		inf.	1.7687	53.54	3.30	"	"	100.79	"	"	"	"	"	83.72	21.20	1255.8
	tranc	sup.	1.589	52.82	3.10	"	"	89.20	"	"	"	"	"	79.84	23.67	1197.6
		inf.	1.232	53.54	2.30	"	"	95.29	"	"	"	"	"	74.24	30.69	1113.53
II-I	long	sup.	1.415	67.98	2.08	"	"	94.07	"	3.28	"	"	"	91.62	41.60	1374.2
		inf.	0.7677	68.88	1.11	"	"	88.73	"	1.40	"	"	"	81.06	52.92	1215.88
	tranc	sup.	0.975	67.98	1.43	"	"	90.49	"	1.85	"	"	"	83.84	49.38	1257.62
		inf.	0.697	68.88	1.01	"	"	88.18	"	1.13	"	"	"	79.81	55.17	1197.14

VERIFICATION DU FERRAILLAGE

(Verification du ferrailage trouve sous SP<sub>1</sub> : Soll. SP<sub>2</sub> N<sup>max</sup>, M<sup>cor</sup>)  
 Poteau B<sub>6</sub>.

no.	seus	sect.	M	N	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	Soll.	A = A'	C	σ' <sub>b1</sub>	σ' <sub>b2</sub>	σ' <sub>a</sub>
IX-VIII	long	sup.	0.147	16.00	0.92	5	87.69	SEC	4.02		18.27	13.08	274.13
		inf.	0.398	16.72	2.38	"	95.73	"	"		23.42	9.35	351.25
VIII-VII	long	sup.	0.435	25.59	1.70	"	91.65	"	"		32.76	17.38	491.43
		inf.	0.712	26.31	2.71	"	97.19	"	"		38.36	13.19	575.45
VII-VI	long	sup.	0.713	35.65	2	"	93.30	"	"		47.53	22.33	712.99
		inf.	0.990	36.37	2.72	"	97.25	"	"		52.13	18.14	797.01
VI-V	long	sup.	0.957	45.78	2.09	"	93.79	"	"		61.77	27.94	926.56
		inf.	1.234	46.50	2.65	"	96.86	"	"		67.37	23.75	1010.58
V-IV	long	sup.	1.159	60.13	1.93	"	92.91	"	"		79.40	38.43	1191.02
		inf.	1.702	60.85	2.80	"	97.68	"	"		89.70	29.54	1345.56
IV-III	long	sup.	2.331	148.20	3.425	13.33	90.40	"	6.28		63.37	51.14	950.60
		inf.	7.586	151.25	12.525	"	108.10	"	"		78.34	38.52	1175.13
	tranc	sup.	6.096	150.62	10.125	5		SPC		4.875	149.21		1902.71
		inf.	1.302	153.68	2.12	"	93.95	SEC	10.3		61.11	51.63	1006.68
III-II	long	sup.	2.786	169.41	1.65	13.33	85.72	"	6.28		72.76	58.14	1091.42
		inf.	7.932	171.33	6.63	"	91.85	"	"		87.01	45.37	1305.12
II-I	tranc	sup.	0.133	169.41	0.08	5	82.76	"	10.3		62.24	64.66	993.60
		inf.	1.301	171.33	0.76	"	86.49	"	"		53.92	58.46	1108.88
I-II	long	sup.	1.955	199.26	0.98	13.33	84.34	"	6.28		82.11	71.85	1231.69
		inf.	1.450	201.66	0.72	"	83.80	"	"		81.71	74.10	1225.72
	tranc	sup.	0.52	199.66	0.26	5	83.74	"	10.3		80.27	73.89	1201.10
		inf.	0.348	201.66	0.17	"	83.25	"	"		79.08	35.84	1199.67



Même procédé de vérification pour  $\begin{cases} N^{max} \\ M^{corr} \end{cases}$  et  $\begin{cases} N^{min} \\ M^{corr} \end{cases}$

Prescriptions relatives aux armatures longitudinales: (R.P.A 84:4.2.3.13)

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dans crochets.
- $0.8\% < \bar{\omega} < 4\%$  en zone I.
- $\phi_{min} > 12\text{ mm}$  zone I.
- longueur minimale des recouvrements est de :  $50\phi$  en zone I.
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I.

Vérification du ferrailage trouvé sous  $SP_1$ :

Soll.  $SP_2$  avec  $N^{max}$ ;  $M^{corr}$ .

Poteau A6

no.	sem	sect.	M	N	$e_0$	$e_1$	$\bar{\sigma}'_b$	Soll.	$A=A'$	C	$\sigma'_{b1}$	$\sigma'_{b2}$	$\sigma'_a$
I-II	long	sup	2.643	34.60	7.64	5		SPC		7.36	82.47		1087.37
		inf	1.416	35.75	3.96	"	104.05	SEC	4.02		60.05	10.00	900.84
	trans	sup	0.92	33.75	1.16	"	88.68	"	"		40.00	26.14	599.96
		inf	1.525	34.90	4.37	"	106.30	"	"		61.15	5.82	917.25
II-III	long	sup	2.425	46.69	4.88	"	109.10	"	"		49.55	5.82	1373.23
		inf	1.700	50.41	3.37	"	100.81	"	"		49.44	19.35	1191.60
	trans	sup	0.287	49.69	0.58	"	85.50	"	"		53.76	43.61	806.39
		inf	1.564	50.41	3.10	"	99.33	"	"		77.03	21.75	1155.54
III-IV	long	sup	1.338	64.13	2.08	"	93.73	"	"		86.48	39.18	1297.27
		inf	0.726	65.03	1.12	"	88.46	"	"		76.55	50.88	1148.24
	trans	sup	0.928	64.13	1.45	"	80.28	"	"		75.24	46.43	1188.57
		inf	0.663	65.03	1.02	"	87.92	"	"		75.43	52.00	1131.54

Armatures transversales:

CC BA 68:

• zone courante:

choix de  $\phi_t \rightarrow \frac{\phi_e}{\phi_t} \geq 3$

ecartement  $t \leq \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{lmax}) (2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \\ t_2 = 15 (2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \phi_{lmin} \end{cases}$

$\sigma'_b$ : contrainte réelle à l'intérieure du poteau.

• zone de recouvrement:

longueur de recouvrement  $l_2 \geq \begin{cases} 20 \phi_{e \max} \\ 0.6 l_d = 0.6 (43 \phi_e) \approx 26 \phi_{e \max} \\ l_t + t_g + t_c \geq 7 \text{ cm} \end{cases}$

Nombre de cadres  $n \geq \begin{cases} 3 \\ \frac{0.4 \phi_e^2 \sigma_{eul}}{\phi_e^2 \cdot \sigma_{eul}} \end{cases}$

ecartement  $t_c$   
 $t_c = \frac{l_r}{n-1}$

- R. P. A 4.2.3.1.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec la formule suivante:

$A_t/t = \frac{1.25 T}{h_1 \sigma_{em}}$  avec  $T = \begin{cases} 2 T_{calcul} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{calcul} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$

- zone courante  $\rightarrow t \leq 12 \phi_{lim} \rightarrow$  en zone I.
- zone nodale  $\rightarrow t \leq \min(10 \phi_{lim}, 15 \text{ cm}) \rightarrow$  zone I.

Quantité d'armatures transversales minimales:

$A_t^{min} = 0.003 \cdot t \cdot b_1 \rightarrow$  en zone I

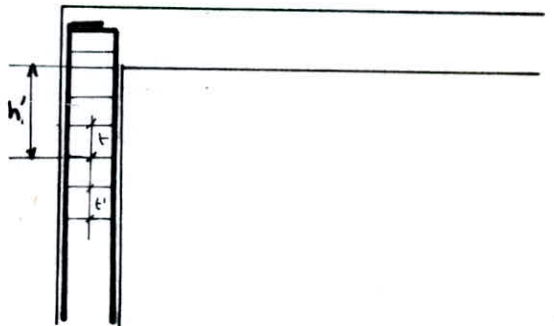
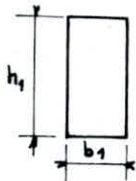
Verification de la resistance si l'effort tranchant:

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 0.15 \sigma'_{28}$  avec  $T = \begin{cases} 2 T_{cal} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{cal} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$   
 et  $z = \frac{7}{8} h$ .

Application Numerique:

$h' = \max(\frac{h_e}{8}, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$

$h_e$ : hauteur libre d'étage.





- ARMATURES TRANSVERSALES

- poteau A<sub>6</sub>

no.	sens	T (+)	Tcal (+)	h <sub>1</sub>	A <sub>t</sub>	R. P. A		t (cm)	d (m)	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	e. adop.		h'
						z. cour.	z. nod.					z. c.	z. n.	
III	long	0.066	0.132	30	1	19.2	15	436.3	3	0.17	41.3	20	15	85
	trans	0.338	0.676	"	"	"	"	85.21	"	0.86	"			
III	long	0.026	0.052	"	"	"	"	116.7	"	0.07	"	20	15	60
	trans	0.408	0.816	"	"	"	"	70.60	"	1.04	"			
II	long			"	"	"	"		"		"	20	15	70
	trans			"	"	"	"		"		"			

- poteau B<sub>6</sub>

no.	sens	T (+)	Tcal (+)	h <sub>1</sub>	A <sub>t</sub>	R. P. A		t (cm)	d (cm)	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	e. adop.		h'
						z. cour.	z. nod.					z. c.	z. n.	
IV	long	0.179	0.358	30	1	19.2	15	160.9	3	0.45	41.3	20	15	60
	trans													
VIII	long	0.375	0.75	30	1	19.2	15	76.8	3	0.95	41.31	20	15	60
	trans													
VII	long	0.556	1.112	30	1	19.2	15	51.80	3	1.41	41.31	20	15	60
	trans													
VI	long	0.716	1.432	30	1	19.2	15	40.22	3	1.82	41.3	20	15	60
	trans													
V	long	0.848	1.696	30	1	19.2	15	33.96	3	2.15	41.31	20	15	60
	trans													
IV	long	1.496	2.992	80	1.57	24	15	80.60	4	1.43	41.31	24	15	85
	trans	0.346	0.692	30	3.14	"	"	261.36	3	0.33	"			
III	long	2.382	2.382	80	1.57	"	"	101.24	4	1.14	"	24	15	80
	trans	0.418	0.836	30	3.14	"	"	216.34	3	0.40	"			
II	long			80	1.57	"	"		4		"	24	15	80
	trans			30	3.14	"	"		3		"			

Les calculs relatifs à la détermination des armatures longitudinales et transversales ainsi qu'aux dispositions constructives de tous les poteaux nous ont amené à établir les résultats suivants :

- Les poteaux suivants les plans B, C, D et E seront ferrailés de la même manière.
- Les poteaux suivant le plan A seront aussi ferrailés de la même manière.

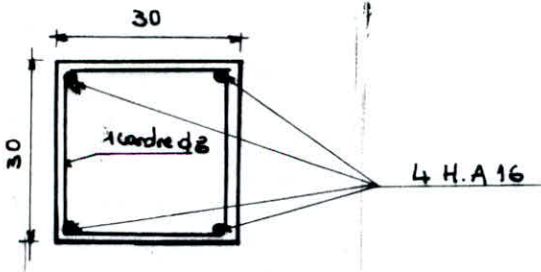
Disposition constructive :

armatures longitudinales et transversales.

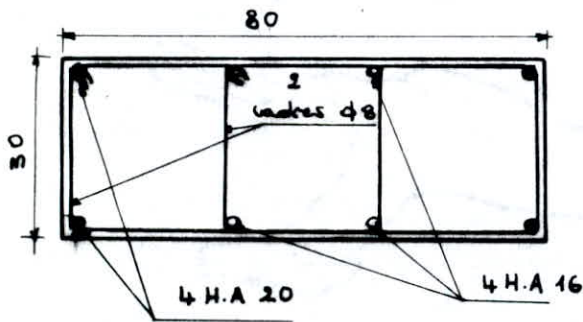
• Poteaux suivant les plans

B.C, D et E

- niveaux courants :



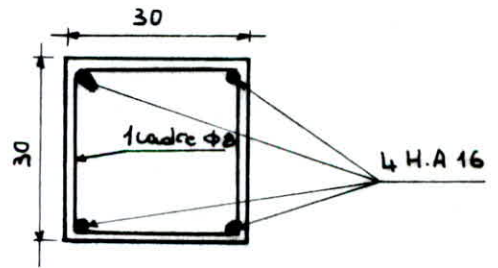
- niveaux IV - III - II - I



• Poteaux suivant le plan

A :

- niveaux IV - III - II - I





## - FERRAILLAGE DES VOILES -

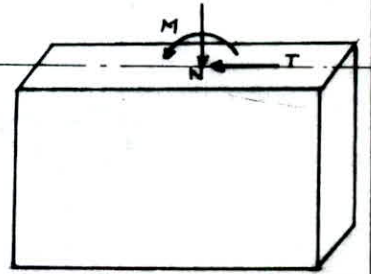
Prescriptions relatives au ferrailage (R.P.A 4.3.3)

$$N^{(+)} = N_G + N_P + N_{SI} \quad ; \quad N^{(-)} = N_G - N_{SI}$$

Détermination de la nature de sollicitation :

$$\bar{\sigma}'_b (SP_1) = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{2g} = 225 \delta \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \delta = \min \begin{bmatrix} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right) \end{bmatrix}$$



$$\bar{\sigma}'_{b SP_2} = 1.25 \bar{\sigma}'_{b SP_1} = 281.25 \delta \text{ kg/cm}^2$$

La sollicitation à retenir pour le 2<sup>ème</sup> genre sera  $G + P + SI$ .  
 Toutefois dans le calcul des efforts normaux dans les voiles pleins, la sollicitation  $G + P + V$  sera éliminée car dans ce cas  $SI=0$  et  $G + 1.2P$  est plus défavorable que  $G + P$ .

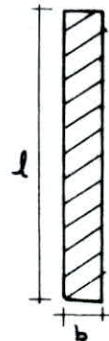
Voile	M (t.m)	N (t)	$e_1 = l/6$ (m)	$e_0$ (m)	$\sigma'_{b2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Nature
V <sub>5</sub>	56.277	183.26	1.17	0.31	106.73	S.E.C
V <sub>6</sub>	61.153	111.72	"	0.56	124.76	"

La section est entièrement comprimée.

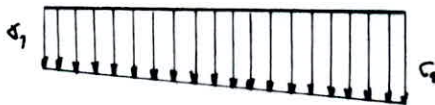
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b \cdot l} \pm \frac{M}{I} \cdot y$$

$$= \frac{N}{b \cdot l} \left[ 1 \pm \frac{e_0}{l} \right]$$

Voile	$\sigma_1$	$\sigma_2$
V <sub>5</sub>	12.815	22.909
V <sub>6</sub>	5.5328	11.547



$l = 7.00 \text{ m}$   
 $b = 0.15 \text{ m}$



Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures de compression, on choisit le minimum préconisé par le C.T.C

$$\sigma_v = \frac{1.5H}{b \cdot l} \begin{cases} \sigma_{v5} = 1.074 < 0.025 \sigma'_{2g} \\ \sigma_{v6} = 1.168 < 0.025 \sigma'_{2g} \end{cases}$$

R.P.A 89 (art 4.3.3.2)

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l = 16.8 \text{ cm}^2 \longrightarrow \boxed{5T8 \text{ p.m / face}} \quad (A_{ad} = 2.51 \text{ cm}^2)$$

C.T.C : les extrémités des voiles doivent être ferrillées sur une dist.  $t = 20 \text{ cm}$

soit de 0.1l. c'est à dire à 70cm avec un minimum de 0.5%

$$0.5\% \times 70 \cdot 15 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ soit } \boxed{5T10 / ml / face}$$

# CHAPITRE . 6



CALCUL DES  
FONDATIONS  
LONGRINES  
VOILE PERIPHERIQUE





## - FONDATIONS -

### 1. Introduction:

des types de fondations qu'on adoptera sont:

- Semelle isolée (portique A)
- Semelle continue (portique E)
- radier partiel: en raison des facteurs suivants:
  - poids de l'ouvrage relativement important
  - rapprochement des poteaux les uns des autres, le radier adopté sera constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme. le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble, les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

### 2. Calcul du radier:

- charges sous SP<sub>1</sub>:  $G + 1.2P = 4617.84 \text{ t}$

- Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S_{\text{rad}}} \quad S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4617.84}{2.10} = 230.892 \text{ m}^2$$

La surface pour le bâtiment est de  $159.831 \text{ m}^2$ .

cette surface est insuffisante, on prendra un encorbellement de  $2.5 \text{ m}$  ainsi la surface du radier devient  $S = 234.04 \text{ m}^2$ .

- Pression sous le radier:

$$p = \frac{N}{S} = \frac{4617.84}{234.04} = 19.73 \text{ t/m}^2 = 1.973 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars.}$$

- Prédimensionnement du radier:

le radier est une dalle et il est peu commode de placer des armatures d'axeuxales, dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fct. de la contrainte de cisaillement. 2<sup>e</sup> calcul se fera sur une bande de  $1 \text{ m}$

$$z_b \leq \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq 1.15 \bar{\sigma}_b \quad ; \quad T_{\text{max}} = \frac{q \cdot l}{2} \longrightarrow z \geq 36.25 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{7}{8} h \longrightarrow h \geq \frac{8}{7} z = \frac{8}{7} \cdot 36.25 = 41.42 \text{ cm.} \longrightarrow h_t = h + 5$$

$$h_t = 41.42 + 5 = 46.52 \text{ cm} \quad \text{ou prendra } \boxed{h_t = 50 \text{ cm}}$$

Verification de la contrainte du sol:  
(en tenant compte du poids du radier).

Poids du radier :  $234.04 \times 0.5 \times 2.5 = 292.55 \text{ t}$   
 Poids du bâtiment :  $= 4617.84 \text{ t}$   
 Poids total :  $= 4910.39 \text{ t}$ .

- charges sous SP<sub>2</sub>:

le radier est soumis aux efforts N et M.

$N = 4386.6 \text{ t}$  ;  $M_x = 104 \text{ t.m}$  ;  $M_y = 23.44 \text{ t.m}$ .

Verification de la contrainte sous le radier:

1. Sens longitudinal:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot y_x}{I_x}$$

radier sens	N (t)	S (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	G <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>2</sub> kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_2$ bar
long	4386.6	224.04	104.0	14868.4	11.742	1.982	1.965	2 bar
trans	"	"	23.44	4943.92	6.80	1.874	1.871	"

2. Sens transversal:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot y_y}{I_y}$$

ainsi la stabilité du radier est vérifiée.

charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

- charge du radier :  $q = 0.5 \times 2.5 = 1.25 \text{ t/m}^2$ .

- sens longitudinal:  $q_1 = \sigma_1 - q = 17.57 \text{ t/m}^2$

$$q_2 = \sigma_2 - q = 17.40 \text{ t/m}^2$$

- sens transversal:  $q_1 = \sigma_1 - q = 17.52 \text{ t/m}^2$

$$q_2 = \sigma_2 - q = 17.46 \text{ t/m}^2$$

sous SP<sub>1</sub> : on prendra  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ;  $q = 19.73 \text{ t/m}^2$

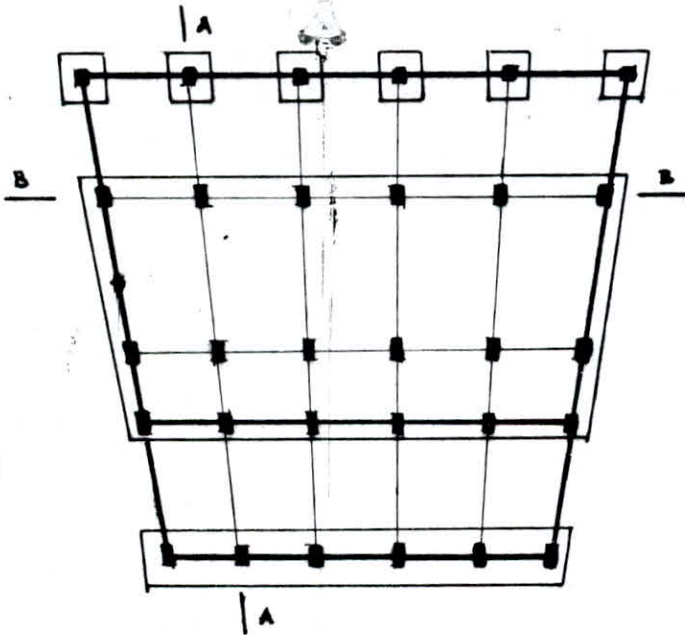
sous SP<sub>2</sub> : on prendra  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  ;  $q = 17.57 \text{ t/m}^2$ .

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = 1.5 \quad ; \quad \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = 0.89 < 1.5$$

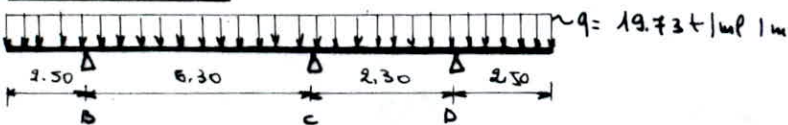
les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre sont plus défavorables que celles du 2<sup>ème</sup> genre.

Le radier sera étudié dans son ensemble suivant les 2 directions longitudinale et transversale. Pour la détermination des efforts, on utilisera la méthode de "laquet" (exposée précédemment). en considérant des poutres continues de 1m de largeur.

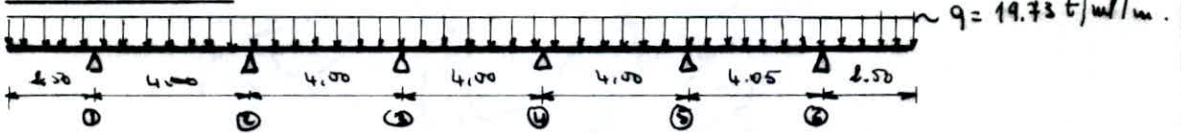
Présentation du radier :



- Section A-A.



- Section B-B.



Ferraillage du radier :

	$l_w$	$l_e$	$M_a$	$M_o$	$\mu$	$E$	$k$	$\sigma'_b$	$A_g$	$M_t$	$\mu$	$E$	$k$	$\sigma'_b$	$A_t$	App. ou loc.
										-44.22	0.11698	0.8660	22.3	125.56	40.52	1
	2.5	5.04	44.22		0.11698	0.8660	22.3	125.56	40.52							2
				97.88						53.125	0.14054	0.8539	19.7	142.13	49.26	3
A	5.04	1.84	45.29		0.11998	0.8649	22	127.27	41.56							4
A				13.05						-15.44	0.0408	0.9141	43.2	64.81	13.40	5
	18.4	2.5	11.69		0.0309	0.9242	51	54.90	10.04							6
										-11.69	0.0309	0.9242	51	54.90	10.04	7



B. B

$l_w$	$l_e$	$M_a$	$M_b$	$\mu$	$\epsilon$	$k$	$\sigma'_b$	$A_a$	$M_t$	$\mu$	$\epsilon$	$k$	$\sigma'_b$	$A_t$	app. trans.
									-19.70	0.05211	0.9056	37.2	75.27	17.29	A
2.5	3.2	19.70		0.0521	0.9042	37.2	75.27	17.29							1
			39.46						17.725	0.04689	0.9088	39.8	70.35	15.48	B
3.2	3.2	23.77		0.0628	0.8965	33.3	84.08	21.04							2
			39.46						15.69	0.0415	0.9135	42.8	65.42	13.63	C
3.2	3.2	23.77		0.0628	0.8956	33.3	84.08	21.04							3
									15.69	0.0415	0.9135	42.8	65.42	13.63	D
3.2	3.2	23.77		0.0628	0.8956	33.3	84.08	21.04							4
									15.54	0.0411	0.9138	43.0	65.41	13.49	E
3.2	3.24	24.07		0.06367	0.895	33.0	84.85	21.52							5
			40.45						12.38	0.0486	0.9074	39	71.79	16.07	F
3.24	2.5	20.07		0.0531	0.9035	36.8	76.08	17.63							6
									-20.07	0.0531	0.9035	36.8	76.08	17.63	G

TABLEAU RECAPITULATIF:

Ferrailage à adopter pour le radier suivant chaque Section (par bande de 1m de largeur).

		$A_{a\text{ cal}}$	$A_{a\text{ adop}}$	$A_t\text{ cal}$	$A_t\text{ ad.}$		$A_{a\text{ cal}}$	$A_{a\text{ adop}}$	$A_t\text{ cal}$	$A_t\text{ adop}$
Section B-B	A			17.29	9T16	1			40.52	13T20
	1	17.29	9T16			B	40.52	13T20		
	B			15.48	8T16	2			49.26	16T20
	2	21.04	11T16			C	41.56	14T20		
	C			13.63	7T16	B			13.4	9T14
	3	21.04	11T16			D	10.04	7T14		
	D			13.63	7T16	4			10.04	7T14
	4	21.04	11T16			Section A-A				
	E			13.49	7T16					
	5	21.52	11T16							
F			16.07	8T16						
6	17.63	9T16								
G			17.63	9T16						

3. Calcul des semelles isolées: (sous poteaux file A).

- Sollicitations de calcul:

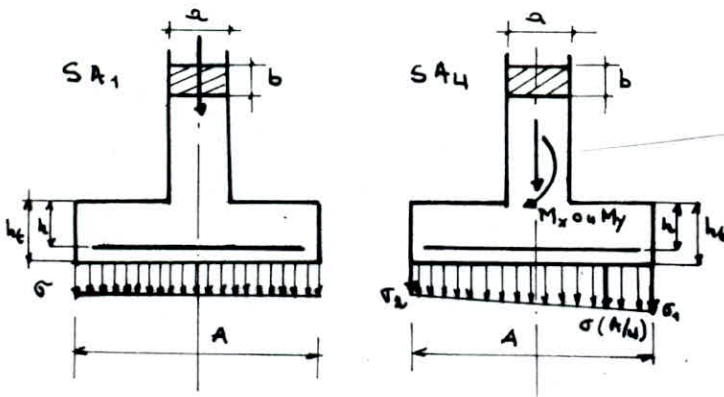
- Dimensionnement et ferrailage suivant la plus défavorable sollicitation du 1<sup>er</sup> genre pour chaque semelle.
- Dimensionnement et ferrailage suivant la plus défavorable sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre pour chaque semelle.
- Adoption de la plus grande section de béton et d'acier.

- Méthode de calcul: (voir BÉTON III)

la méthode utilisée est la méthode des briques:

Semelle	pot.	Sollicit	$M_x(t.m)$	$M_y(t.m)$	$N(t)$	$e(cm)$	$6e(cm)$	A	$\sigma(A/4)$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
SA <sub>1</sub>	30x30	SP <sub>1</sub>	1.71	1.232	67.98			185	1.98=σ		
		SP <sub>2</sub>	1.70	1.564	62.83			180	1.97=σ		
SA <sub>4</sub>	30x30	SP <sub>1</sub>	0	1.232	89.77	1.37	8.23	220	1.94	1.92	1.78
		SP <sub>2</sub>	0.055	1.564	84.66	1.84	11.08	215	1.93	1.92	1.74
SA <sub>6</sub>	30x30	SP <sub>1</sub>	1.769x2	1.232x2	68.88x2			265	1.96=σ		
		SP <sub>2</sub>	1.700x2	1.564x2	66.03x2			260	1.92=σ		

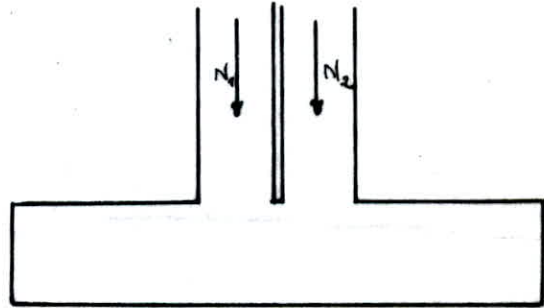
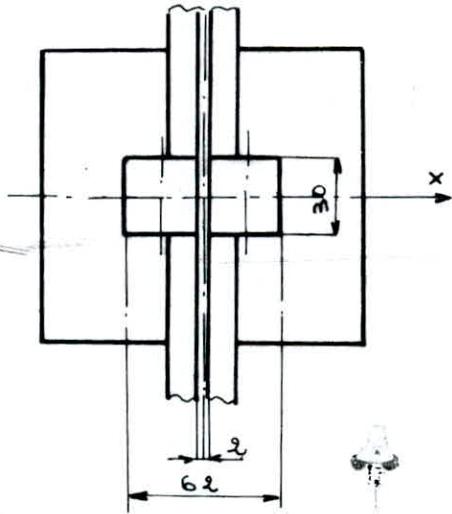
Sem.	pot	h (cm)	h <sub>t</sub> (cm)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>envelop</sub>	h <sub>envelop</sub>	h <sub>t enl</sub>	A <sub>x envelop</sub>	A <sub>y envelop</sub>
SA <sub>1</sub>	30x30	40	45	11.76	11.76	185x185	40	45	11T12	11T12
			10.69	10.69	A = 12.44cm <sup>2</sup>				A = 12.44cm <sup>2</sup>	
SA <sub>4</sub>	30x30	50	55	15.93	15.93	220,220	50	55	14T12	14T12
			16.37	16.37	A = 15.83				A = 15.83	
SA <sub>6</sub>	30x30	60	65	20.81	24.09	265x265	60	65	20T12	22T12
			19.16	22.26	A = 22.62				A = 24.88	



Remarque: la Semelle SA<sub>1</sub> est liée par un voile périphérique ds les 2 sens ou la calcule sous l'effort normal uniquement.

SA<sub>6</sub>:

même remarque que pour la Semelle SA<sub>1</sub>.



$$N_1 = N_2 = N$$

le calcul de calcul de cette semelle est fait en suivant les étapes suivantes:

$$\frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}} \rightarrow \sigma = \frac{N}{A^2}$$

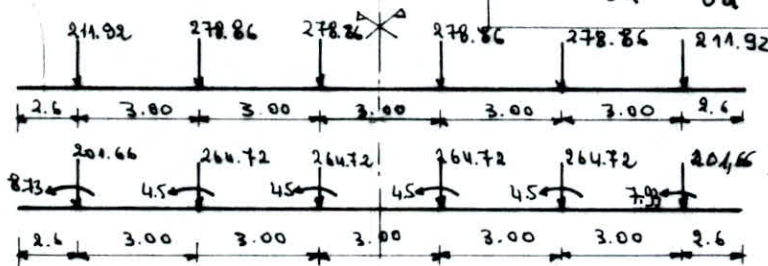
4. Semelle continue :

(sous les poteaux de la pile E)

- dimensionnement:

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{N(A-b)}{8h}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{N(A-a)}{8 \cdot h}$$



SP<sub>1</sub>.

SP<sub>2</sub>.

$$N_t = 1539.28 \text{ t}$$

$$L = 20.2 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = 381.00 \text{ cm}$$

$$B = 480 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm} \rightarrow h_f = 85 \text{ cm}$$

Vérification de la stabilité :

- Poids de la Semelle :  $Q_s = 20.2 \times 4.80 \times 2.5 \times 0.85 = 206.04 \text{ t}$

- Poids des terres :  $Q_t = [(3.40 - 0.85) + (1.20 - 0.85)] \times 1.76 \cdot \frac{(4.08) \cdot 20.2}{2}$

$$Q_t = 164.96 \text{ t}$$

Sous SP<sub>1</sub> :

$$N_{t1} = G + 1.2P + Q_s + Q_t = 1940.28 \text{ t}$$



- Sous  $SP_2$  :

$$N_{t_2} = G + P + Q_s + Q_d = 1833.2 \text{ t.}$$

$$M_{t_2} = 34.65 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_t}{N_t} = 0.01927 < \frac{L}{4} = 5.05 \text{ m}$$

donc semelle stable.

Calcul des contraintes:

$$\text{Sous } SP_1: \sigma_m = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{S} = \frac{1910.28 \cdot 10^3}{480.2020} = 1.97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s.$$

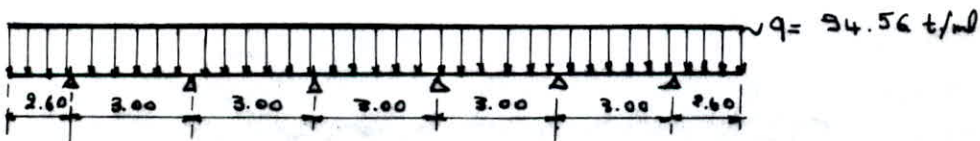
$$\text{Sous } SP_2: \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} u = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 1.90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} u = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.895 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1.5 \sigma_m(SP_1) = 2.955 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_m(SP_2) = 1.895 \text{ kg/cm}^2.$$

les sollicitations sous  $SP_1$  sont plus défavorables que celles sous  $SP_2$  → la semelle sera ferrillée sous  $SP_1$ .



$$M_k^{\max} = 52.02 \text{ t.m}$$

$$T^{\max} = 141.84 \text{ t.}$$

$$M_a^{\max} = 173.69 \text{ t.m}$$

ferrailage:

- En appui:

$$M_a^{\max} = 173.69 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.014657$$

$$A_s = 57 \text{ cm}^2.$$

$$\epsilon = 0.9462$$

ou choisit 19T20 ( $A_{ad} = 59.68 \text{ cm}^2$ ).

- En travée:

$$M_t = 52.02 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0.00439 \rightarrow \epsilon = 0.9701 \rightarrow A_t = 16.65 \text{ cm}^2$$

ou choisira 9T16 ( $A_{ad} = 18.09 \text{ cm}^2$ ).

Sous transversal:

$$A = \frac{\varphi(B \cdot b)}{h \cdot 8 \cdot \bar{\sigma}_a} = 14.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T16 \quad (16.09 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales:  $\bar{\sigma}_b = 3.5 \bar{\sigma}_s = 24.85 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2.93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{les cadres sont } \perp \text{ à la ligne moyenne. } (\phi 10)$$

- LONGRINES -

R.P.A 81 art. 4.2.1.3

les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après :

25x30 → Pour les bols de fondation de consistance moyenne

30x30 → Pour les bols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

On adoptera donc des longrines de 25x30cm.

R.P.A 81 art. 4.2.3.3

les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$\frac{N}{15}$  → pour les terrains de consistance moyenne.

$\frac{N}{10}$  → pour les terrains meubles.

où N est l'effort axial du poteau en question.

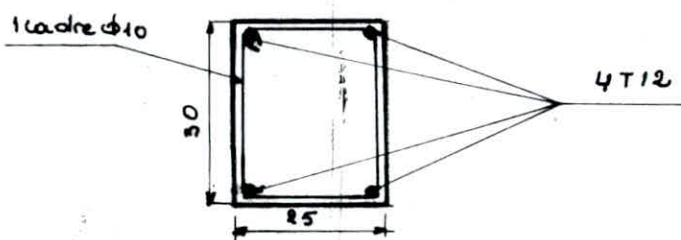
le ferrailage minimum doit être 4φ14 ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20cm.

$$N = \frac{N_{max}}{15} \rightarrow \left[ \begin{array}{l} SP_1 \rightarrow N = \frac{89.77}{15} = 5.99t \\ SP_2 \rightarrow N = \frac{84.66}{15} = 5.65t \end{array} \right.$$

$$SP_1 : A \geq \frac{5.99 \cdot 10^3}{2800} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$SP_2 : A \geq \frac{5.65 \cdot 10^3}{2800} = 2.02 \text{ cm}^2$$

choix 4T12  
 espacement à partir du bord : e = 10 cm  
 espacement courant e = 20 cm.



## - VOILE PERIPHERIQUE -

R.P.A 81. 3.3.8.5

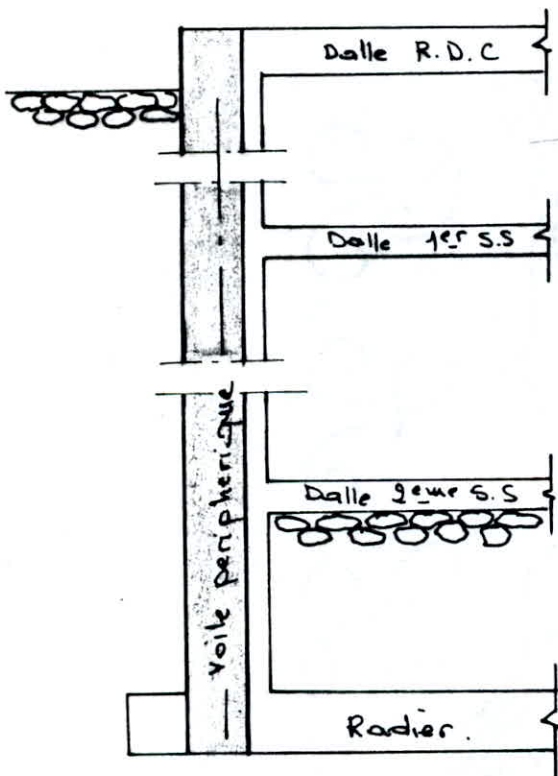
- le voile peripherique doit avoir les caracteristiques minimales ci. dessous:

- epaisseur  $\geq 15$  cm.

- Armatures longitudinales filantes superieures et inferieures de section  $\geq 0.20\%$  de la section transversale totale du beton avec recouvrement  $\geq 50\phi$ , equerre de renforcement dans les angles.

- Armatures longitudinales de peau de section  $\geq 2$  cm<sup>2</sup> par face et par m.l de hauteur.

Ou adoptera une epaisseur  $e = 20$  cm, hauteur du voile  $h = 9.9$  m.



- Armatures longitudinales filantes superieures et inferieures

$$A \geq \frac{0.20}{100} \cdot 990 \cdot 20 = 39.6 \text{ cm}^2$$

choix : 16T25

- Armatures longitudinales de peau :

choix : 6T10 / ml de hauteur



## **- BIBLIOGRAPHIE.**

- R.P.A 81 (regles parasismiques Algériennes).
- C.C.B.A 68
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A (PCHARON)
- Aide mémoire en B.A (V. DAVIDOVICI)
- Cours béton III (BELAZOUGHI)
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes (M. RILI)
- Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en B.A (A. FUENTES)
- Calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER).



