

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

Département : GENIE CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

**CENTRE DE TRI DES COLIS POSTAUX  
(STRUCTURE AUTOSTABLE A LONGUES PORTEES)  
(R + 4 + Sous-Sol)**

Proposé par : **C.T.C.**

Etudié par : **BALAH Mohamed  
BELHADJ Ali**

Dirigé par : **A. LARIBI**

Promotion : JUIN 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

Département : GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CENTRE DE TRI DES COLIS POSTAUX  
(STRUCTURE AUTOSTABLE A LONGUES PORTEES)  
(R + 4 + Sous-Sol)

Proposé par : **C.T.C.**

Etudié par : **BALAH Mohamed  
BELHADJ Ali**

Dirigé par : **A. LARIBI**

Promotion : JUIN 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## ~ Dedicaces ~

Je dedie ce modeste travail  
À mes Parents pour Leurs sacrifices  
À mes Frères et soeurs en leur souhaitant  
tout le bonheur  
À toute ma Famille  
À tous Ceux qui me sont chers

علي بلحاج

Je dédie ce modeste travail  
- À ma mère et mon père pour leurs sacrifices.  
- À mes frères et soeurs et en particulier  
la petite "Aïcha".  
- À tous mes amis.  
- À toute ma famille.  
- À tous les croyants.  
- À mes frères de "Masdjid Kobaâ", "El-Arkam",  
"Ennasr" et "Othman".

علي بلحاج

## ~ Remerciements ~

- Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M<sup>r</sup> LARIBI pour son aide.
- Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à M<sup>r</sup> JACIMOVIC (C.T.C) pour ses conseils fructueux.
- Nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Nos vifs remerciements à nos frères : Youcef DERMOUCHE, Ali Drissi, Mohamed, Saïd, Abolerrahmane, Boualem et Mustapha, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loins à l'élaboration de ce projet, sans oublier notre frère Moussa jalel.

M. BALAH

A. BELHADJ

## ~ SOMMAIRE ~

### INTRODUCTION :

- Présentation et description de l'ouvrage .....	1
- Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
- Charges et surcharges .....	5
- Prédimensionnement - Notations .....	7

### CALCUL DES ELEMENTS :

- Calcul de l'acrotère .....	9
- Calcul des dalles .....	12
- Calcul des longerons (poutrelles) .....	30
- Calcul des escaliers .....	47

### CHARGES VERTICALES :

- Exposé de la méthode de "Caquot" .....	52
- Calcul des efforts dans les portiques .....	56

### ETUDE AU SEISME :

- Exposé de la méthode "HOLZER transformée" .....	68
- Détermination des caractéristiques propres .....	71
de vibration :	
• évaluation des masses des niveaux	
• calcul des rigidités des niveaux	
• détermination du centre de torsion	
• détermination du centre de masse	
• calcul des excentricités	
• calcul des périodes de vibration	
- Evaluation des forces sismiques .....	84
- Déformations horizontales .....	88
- Distribution des efforts sismiques sur les portiques ..	89
- Vérification au renversement .....	91

## CHARGES HORIZONTALES :

- Exposé de la méthode "Cross-Cocchi" ----- 92
- Calcul des efforts dans les portiques ----- 95

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS :

- Méthode ----- 101
- Superpositions ----- 104

## FERRAILLAGE DES PORTIQUES :

- Ferrailage des poutres : ----- 116
  - Prescriptions et méthode de calcul
  - ferrailage
- Ferrailage des poteaux : ----- 136
  - Prescriptions et méthode de calcul
  - ferrailage

## ETUDE DE LA CAGE D'ESCALIER :

- Etude des portiques ----- 148
- Ferrailage des poutres ----- 151
- ferrailage des poteaux ----- 155

## FONDATIIONS :

- Semelles ----- 157
- voile périphérique ----- 171
- Longrines ----- 172

~ INTRODUCTION ~

## - PRESENTATION DE L'OUVRAGE -

Le projet qui nous a été proposé par le CTC (Alger) "organisme de contrôle technique de la construction", consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à ossatures (structure autostable), de longues portées, et essentiellement à usage industriel (colis postaux):

Le bloc étudié comporte six niveaux:

- plancher terrasse
  - troisième étage (habitations)
  - deuxième étage (à usage administratif)
  - premier étage
  - entre-sol
  - Rez de chaussée
  - Sous-sol
- } locaux pour traitement, stockage et remise des colis.

Ce bloc sera implanté à "Oran" (Zone II → moyenne sismicité)

dimensions du bloc étudié:

- Longueur = 20,15 m
  - Largeur = 20,00 m
- } (entre-axes des poteaux)
- hauteur totale (y compris l'acrotère):  $h$

$$h = 24 \text{ m (à partir du sol } r=0.0)$$

$$h = 28 \text{ m (à partir du sous-sol } r=4.0)$$

Béton armé:

Le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68), ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie (RPAB1.)

Aciers:

On utilisera de l'acier à haute adhérence (H.A) et de l'acier doux (Adx).



Ossature :

Notre bloc est contreventé par des portiques auto-stables (trois dans chaque sens).

Planchers :

Les planchers seront constitués par des dalles pleines reposant sur des longerons (poutrelles) et des poutres.

Escaliers :

Ce bloc sera muni de deux cages d'escalier en béton armé, une intérieure au bloc, commençant du sous-sol et s'arrêtant au niveau du deuxième étage, l'autre, extérieure et indépendante du bloc, menant jusqu'à l'étage d'habitation (3<sup>e</sup> étage) et qui ne fera pas l'objet de notre présente étude.

Maçonnerie :

- murs intérieurs (cloisons de séparation) :

→ brique creuse de 10 cm.

- murs extérieurs :

→ double cloisons (15 cm + 10 cm) avec vide de 5 cm.

## - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX -

### Béton:

- le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment "CPA 325" et est à contrôle strict.
- résistance nominale de compression:  $\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$
- résistance nominale à la traction:  $\sigma'_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$
- Dosage d'un "m<sup>3</sup>" de béton:
 

800 l	gravillons	$d_s \leq 25 \text{ mm}$
400 l	Sable	$d_s \leq 5 \text{ mm}$
350 l	ciment	CPA 325
175 l	d'eau	

Contrainte de compression admissible: (CCBA68 art 9.4)

$$\sigma'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

- avec:
- $\alpha = 1 \rightarrow$  ciment CPA 325.
  - $\beta = 1 \rightarrow$  béton strictement contrôlé.
  - $\gamma = 1 \rightarrow$  les éléments de construction ont une épaisseur minimale quatre fois plus grande que la grosseur du granulat.
  - $\delta \rightarrow$ 

$\delta = 0,3$	:	en compression simple
$\delta = 0,6$	:	en flexion simple, et en flexion composée avec effort normal de traction.
$\delta = \delta_1$ si $\delta_1 < 0,6$	}	en flexion composée
$\delta = 0,6$ si $\delta_1 > 0,6$	}	avec "Ncompression".

$$\delta_1 = 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

$e_1$  = distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$e_0$  = excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

remarque:  $\delta(SP_2) = 1,5 \delta(SP_1)$ .

- $\epsilon \rightarrow$ 

$\epsilon = 1$	:	en compression simple $\forall$ section ou en flexion avec section rectangle.
$0,5 \leq \epsilon < 1$	:	do les autres cas.

Application : (sous SP1)

- Compression simple :  $\bar{\sigma}'_b = 1.1.1.0,3.1.270 = 81 \text{ kg/cm}^2$

- Flexion simple ou composée (avec traction) :  $\bar{\sigma}'_b = 0,6.270 = 162$

Contrainte de traction de référence : (CCBA 68 art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$$

avec :  $\alpha, \beta, \gamma \rightarrow$  définis ci-dessus.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,02578$$

app :  $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,02578.270 = 7 \text{ kg/cm}^2$

Aciers :

\* Aciers à haute adhérence (FeE40) :

limites d'élasticité nominales ( $\bar{\sigma}_{en}$ ) :

$$\left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

contraintes admissibles ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ )

$$\left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1) si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \quad \quad \quad = 4200 \text{ " (SP2)} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1) si } \phi > 20 \text{ mm} \\ \quad \quad \quad = 4000 \text{ " (SP2)} \end{array} \right.$$

\* Aciers ronds lisses (FeE24)

$$\begin{array}{l} \phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP1)} \\ \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP2)} \end{array}$$

\* Contrainte admissible "de non fissuration" (CCBA A.49)

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \text{ avec : } \bar{\sigma}_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$\phi$  = diamètre en mm (+ grosse barre)

$\bar{\sigma}_1$  = contrainte de fissuration systématique

$\bar{\sigma}_2$  = contrainte de fissuration accidentelle (température et retrait)

$$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fiss. peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fiss. préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fiss. très nuisible} \end{cases}$$

$$\eta = 1 \text{ pour acier Adx et } 1,6 \text{ pour "HA"} ; \tilde{\omega}_f = \frac{A(\text{tendues})}{\text{Sect. béton enrobant les barres}}$$

- CHARGES ET SURCHARGES -

\* Plancher-terrasse (+23,4) :

• Charges permanentes :

- étanchéité	enduit de planéité: 30	.....	50 kg/m <sup>2</sup>
	étanchéité (p. dite): 20		
- béton de pente		.....	110 "
- protection: gravier (1700 kg/m <sup>3</sup> → 5cm)		.....	85 "
- dalle de béton (10cm)		.....	250 "
- Faux plafond (30 kg/m <sup>2</sup> ) + plâtre (15mm)		.....	50 "
<hr/>			
Σ			g = 545 kg/m <sup>2</sup>

• Surcharge d'exploitation :

- terrasse inaccessible : ..... p = 100 kg/m<sup>2</sup>

\* Plancher habitations (+19,45) :

• Charges permanentes :

- revêtement	carrelage (15mm) : 2200 x 0,015	}	127 kg/m <sup>2</sup>
	enduit (15mm) : 2000 x 0,015		
	Sable (3cm) : 1800 x 0,03		
	isolation phonique: 10		
- dalle de béton (10 cm)		.....	250 "
- Faux plafond		.....	50 "
- Cloisons		.....	75 "
<hr/>			
Σ			g = 502 kg/m <sup>2</sup>

• Surcharge d'exploitation : ..... p = 175 kg/m<sup>2</sup>

\* Plancher bureaux (+15,4) :

• Charges permanentes :

- revêtement		.....	127 kg/m <sup>2</sup>
- dalle de béton (10 cm)		.....	250 "
- Faux plafond		.....	50 "
- Cloisons		.....	75 "
<hr/>			
Σ			g = 502 kg/m <sup>2</sup>

• Surcharge d'exploitation : ..... p = 250 kg/m<sup>2</sup>

Remarque : on calculera les éléments des trois planchers (+23,4, +19,45 et +15,4) avec g = 545 kg/m<sup>2</sup> et p = 250 kg/m<sup>2</sup>

\* Planchers | + 7,80 ( chantier de traitement )  
 | + 3,90 ( Stockage des sacs )  
 | + 0,30 ( remise des colis .... )

• charges permanentes :

- revêtement .....	63 kg/m <sup>2</sup>
- dalle de béton (15 cm) .....	375 "
- faux plafond .....	50 "
- cloisons .....	150 "

---

$\Sigma \dots \dots \dots g = 640 \text{ kg/m}^2$

• Surcharge d'exploitation :  $p = 1000 \text{ kg/m}^2$

On calculera ces trois planchers avec :  $g = 640 \text{ kg/m}^2$   
 $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ .

\* Murs extérieurs :

- cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm
  - }. brique creuse de 15 cm  $\rightarrow 220 \text{ kg/m}^2$
  - }. brique creuse de 5 cm  $\rightarrow 90 \text{ "}$
- plâtre :  $20 \text{ kg/m}^2$

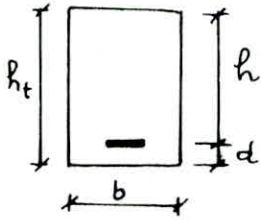
Le poids des murs extérieurs sera :  $330 \text{ kg/m}^2$

Remarque: pour les murs extérieurs du premier étage (hauteur d'étage égale à 7,65 m), on réalisera des raidisseurs 25x15 armés de 4T10 .

## PREDIMENSIONNEMENT - NOTATIONS

### - Longérons (Poutrelles) :

. on suppose la poutrelle isostatique dont seul le béton travaille en compression, et on applique la formule de (P. CHARON) :  $h \geq \sqrt{\frac{M}{\mu' \bar{\sigma}_c b}}$  (flexion simple)



avec :

.  $M$  : moment en travée isostatique  
(dans le cas de charge uniforme :  $q$

$$M = q \frac{l^2}{8} . )$$

.  $\mu = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_c} \rightarrow$  tableau de Charon  $\rightarrow \mu'$

### - Poutres :

même procédé que les poutrelles, tout en respectant les prescriptions du règlement parasismique Algérien (RPA81) relatives au coffrage des poutres.

### - Poteaux :

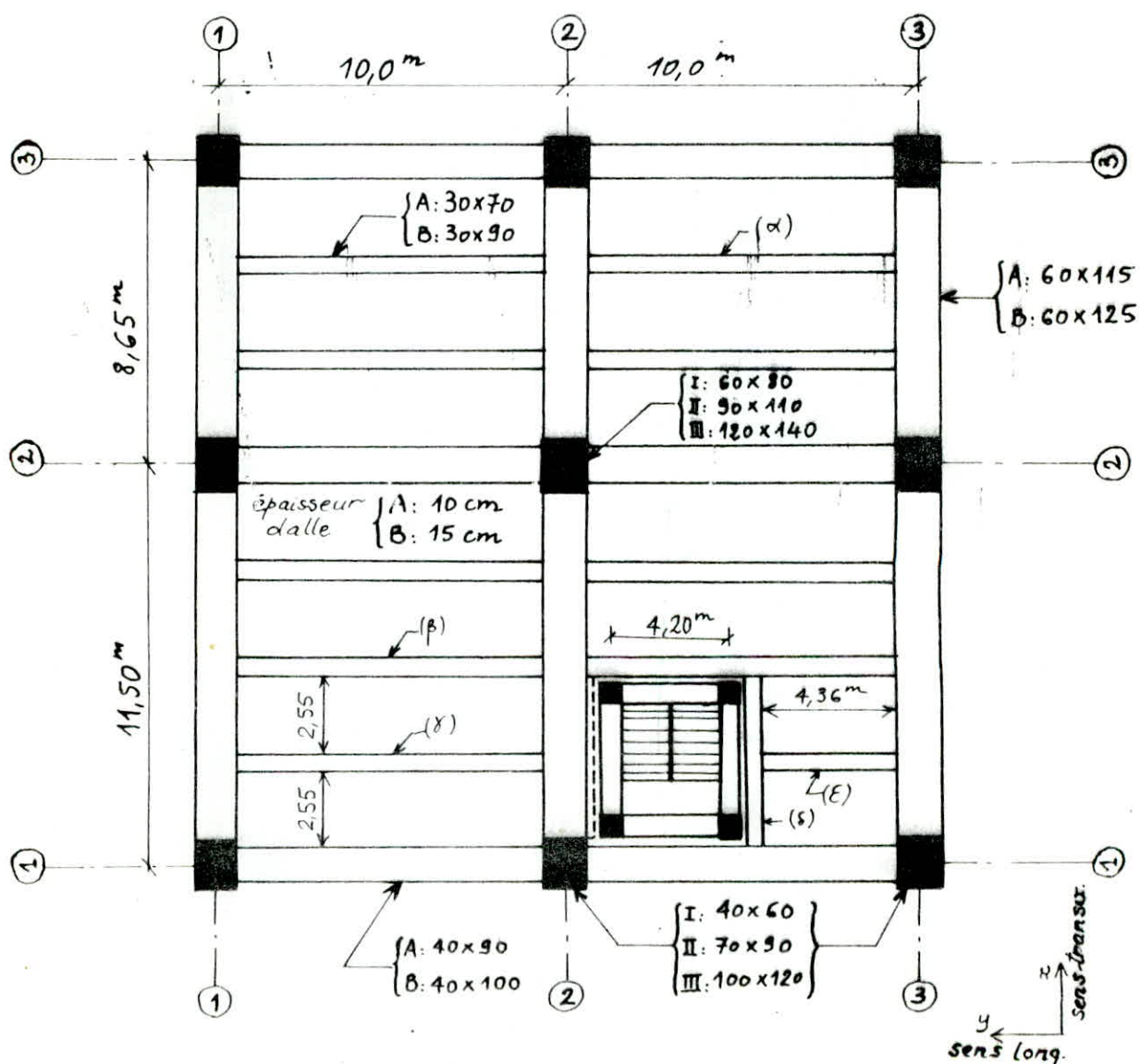
Les poteaux sont dimensionnés en faisant une descente de charge.

pratiquement, le poteau passera si on le fait travailler à  $60 \text{ kg/cm}^2$  (en compression simple).

On vérifie en même temps les prescriptions données par le "RPA 81".

Notations et dimensions :

- Les trois planchers du haut (terrasse, habitations, bureaux) sont désignés par la lettre : A
- Les trois planchers du bas (Pour colis) sont désignés par la lettre : B
- Pour les poteaux :
  - . du niveau "6" (+23,4) au niveau "4" (+15,4) → Poteaux "I"
  - . du niveau "4" (+15,4) au niveau "2" (+3,9) → Poteaux "II"
  - . du niveau "2" (+3,9) au niveau "0" (-4,0) → Poteaux "III"



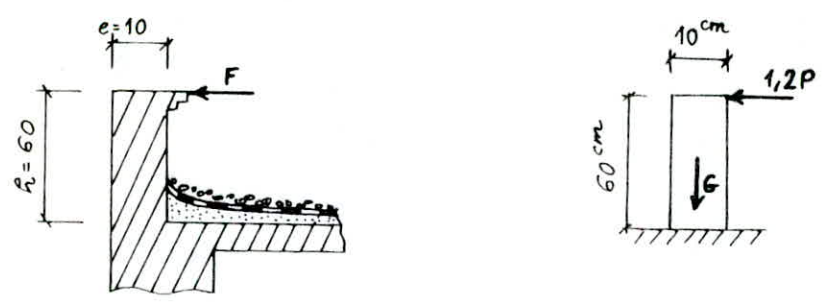
Remarque: pour chaque niveau:

- tous les poteaux d'angle et de rive sont les  $\bar{m}$ .
- toutes les poutres transversales sont les  $\bar{m}$ .
- toutes les poutres longitudinales sont les  $\bar{m}$ .

CALCUL  
DES  
ELEMENTS



- ACROTÈRE -



- L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher-terrasse. On fait les calculs pour une bande de un mètre de largeur, dont les dimensions sont les suivantes : épaisseur :  $e = 10\text{ cm}$  ; largeur :  $b = 100\text{ cm}$  ; hauteur :  $h = 60\text{ cm}$ .
- Les efforts sollicitant l'acrotère sont :

- le poids propre :  $G = 0,1 \times 0,6 \times 2500 = 150\text{ kg/ml}$  (eff. de compression)
- Surcharge :  $P = 100\text{ kg/ml}$  (appliquée horizontalement et qui est due à la main courante).

• Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ( $0,1 \times 1\text{ m}$ ) soumise à la flexion composée  $\left\{ \begin{array}{l} N = G = 150\text{ kg} \\ M = 1,2 \times 100 \times 0,6 = 72\text{ kg}\cdot\text{m} \end{array} \right.$   
 La section dangereuse sera au niveau de l'encastrement.

- Excentricité :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48\text{ m}$  }  $e_0 > e_1 \rightarrow c$  se trouve à l'extérieur du noy. central  
 $e_1 = \frac{e}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017\text{ m}$  }  $\rightarrow$  Sect. partiellement comprimée

- Moment fictif : ( $M_f$ )

$M_f = N \cdot e_a$  avec  $e_a$  : distance du centre de pression "c" aux armatures tendues.

$e_a = e_0 + \frac{h_t}{2} - d \Rightarrow M_f = N e_a = 150 (48 + 5 - 2) = 7650\text{ kg}\cdot\text{cm} = 76,5\text{ kg}\cdot\text{m}$

On calcule la section en flexion simple avec  $M = 76,5\text{ kg}\cdot\text{m}$

moment résistant du Béton :  $M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) b h^2$

$h = h_t - d = 10 - 2 = 8\text{ cm}$   
 $b = 100\text{ cm}$

$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 162}{15 \cdot 162 + 2800} = 0,4646$

$$M_{zb} = 0,5 \cdot 162 \cdot 0,4646 \cdot \left(1 - \frac{0,4646}{3}\right) \cdot 100 \cdot 8^2 = 2,03 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \gg M_f$$

Conclusion: Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Armatures tendues: (méthode P. CHARON)

$$\xi = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 76,5 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0064 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9638 \\ \kappa = 122 \end{cases}$$

$$A_{f,s} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{76,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9638 \cdot 8} = 0,355 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{\varepsilon N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } \varepsilon = \begin{cases} +1 & \text{si } N \rightarrow \text{compression} \\ -1 & \text{si } N \rightarrow \text{traction} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,355 - \frac{150}{2800} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité: (CCBA68 art 52)

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \cdot b \cdot h \rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{7}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,92 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2$$

Conclusion: on adoptera 4T6/ml ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$ . On prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales (ces premières sont constructives).

• Vérification de la contrainte du béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{122} = 23 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition de non fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2db} = \frac{1,13}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,00283$$

$\kappa = 10^6 \rightarrow$  fissuration préjudiciable

$\eta = 1,6 \rightarrow$  (acier H.A)

$\phi = 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{0,00283}{1 + 0,0283} = 734 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 7}{6}} = 3279 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3279 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_A}{Z} \quad \text{avec } Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M_A}{Z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{7200}{7} = -908,6 \text{ kg} < 0$$

→ inutile de faire la vérification.

- Vérification du seisme local de l'acrotère :

d'après le "RPA 81" art. 3.3.9, on doit vérifier le seisme local dans les éléments secondaires de la structure : l'acrotère sera vérifiée sous l'action de la

force horizontale :  $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

-  $W_p$  : poids de l'élément →  $W_p = 150 \text{ kg}$ .

$$Z = \frac{A(\text{groupe d'usage II, zone II})}{A(\text{groupe d'usage II, zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$A$  → coef d'accélération de zone  
(les valeurs de  $A$  sont tirées du tableau art 3.3.11 (RPA 81))

$$I = \frac{\text{valeur du coef } A \text{ pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur du coef } A \text{ pour le groupe d'usage II}} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

-  $C_p$  = Facteur de force horizontale →  $C_p = 0,8$

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 150 = 72 \text{ kg/ml} < 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$$

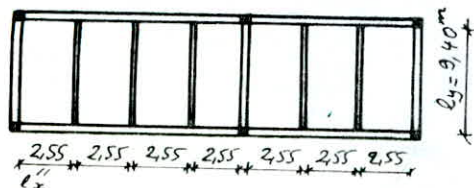
Conclusion : L'acrotère est dimensionnée avec un effort supérieur à la force sismique, donc l'acrotère est vérifiée au seisme local.

## - DALLES -

### ① DALLES DES PLANCHERS "A" :

I1 : sollicitations :

I1.a : Dalles "D<sub>1</sub>" :



• coffrage :

- épaisseur d'un panneau :  $h_0 = 10 \text{ cm}$
- $l_x = 2,55 \text{ m}$ ,  $l_y = 9,4 \text{ m}$  (entre-nus des appuis)
- $\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,55}{9,40} = 0,27 < 0,4$
- notre dalle porte dans un seul sens (sens des petites portées)

• charges et surcharges :

- charges permanentes :  $g = 545 \text{ kg/m}^2$
  - surcharge d'exploitation :  $p = 250 \text{ kg/m}^2$
- } art 55.1 (CCBA68)
- $\frac{p}{g} = \frac{250}{545} = 0,46 < 1,5$

⇒ dalle portant dans un seul sens avec surcharges modérées  
 ⇒ on peut appliquer la méthode forfaitaire.

- sollicitation totale pondérée du premier genre :

$$S_1 = g + 1,2P = 545 + 1,2 \cdot 250 = 845 \text{ kg/m}^2$$

- sollicitation totale pondérée du second genre :

$$S_2 = g + 1,5P = 545 + 1,5 \cdot 250 = 920 \text{ kg/m}^2$$

Les contraintes admissibles sont alors majorées de 50%

$$\frac{S_2}{S_1} = \frac{920}{845} = 1,09 < 1,5 \rightarrow \text{la sollicitation } S_1 \text{ est plus défavorable (il est inutile d'envisager la sol. } S_2)$$

• Détermination des sollicitations :

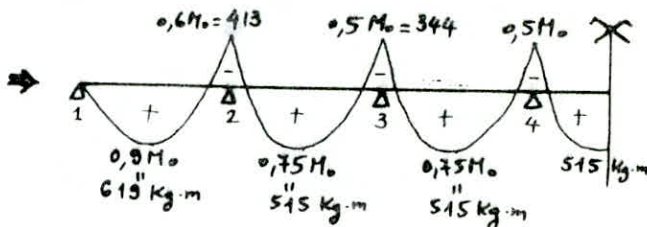
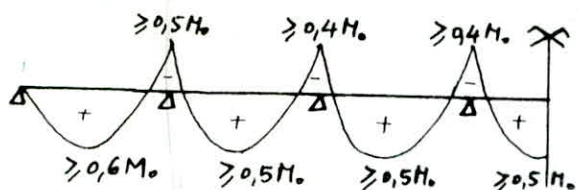
$\beta = 0,27 < 0,4 \rightarrow$  la dalle travaille dans le sens de la petite portée ( $l_x$ ) et se calcule comme une poutre continue dans ce sens (bande de  $1 \text{ m}$  de largeur)

méthode forfaitaire du CCBA68 (art 55) :

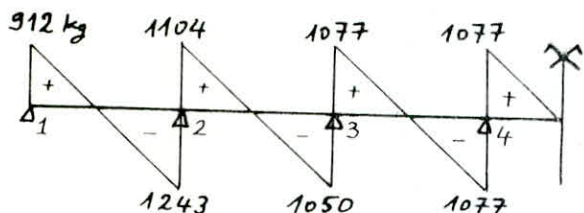
$$M_t + \left| \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \right| \geq 1,15 M_0 \quad \text{avec } M_0 = \text{moment isostatique} = \frac{q \cdot l_x^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{845 \cdot 2,55^2}{8} = 687 \text{ kg.m}$$

- Moments flechissants:



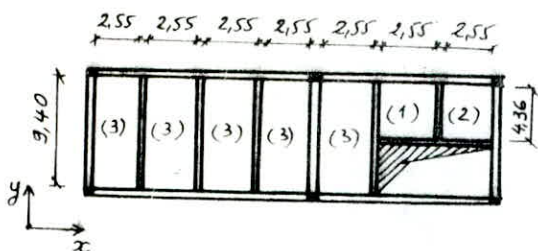
- Efforts tranchants:



$$M_i \left( \begin{array}{c} \Delta_i \\ \text{---} \\ \Delta_j \end{array} \right) M_j$$

$$\begin{cases} T_{id} = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l} \\ T_{jg} = -q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_j - M_i}{l} \end{cases}$$

I-1.b: Dalles "D2":



on a deux types de panneaux de dalles:

• type (3):  $l_x = 2,55\text{m}$ ,  $l_y = 9,40\text{m}$

$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,27 < 0,4 \rightarrow$  dalles travaillant dans un seul sens (x)

• type (1) et (2):  $l_x = 2,55\text{m}$ ,  $l_y = 4,36\text{m}$

$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,59 > 0,4 \rightarrow$  dalles travaillant dans les deux sens.

Remarques:

① Le panneau (3) voisin de (1), possède un appui dont une partie est un appui de continuité (commun avec (1)) et l'autre partie comme appui de rive, ce qui engendre une différence de flèche dans ce panneau (3). On placera donc des armatures de répartition le long de l'axe y pour équilibrer cette diff. de flèche.

② Pour le calcul on procède comme suit:

a. on néglige la continuité (3-1) et on calculera la dalle (3) comme poutre continue à 5 travées suivant ( $l_x = 2,55\text{m}$ )

Ce procédé nous donnera des moments en travée dans les deux panneaux de droite (3) plus défavorables que ceux existant réellement.

b. Le moment de continuité [(3)-(1)] sera équilibré par les chapeaux calculés à partir de la moyenne des moments de continuité de (1) et de (3).

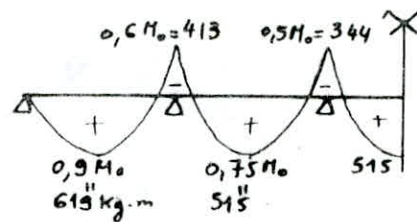
c. Les deux panneaux (1) et (2) portant dans les deux sens seront calculés par la méthode du CCBA68 exposée dans l'annexe A.2.

. Détermination des sollicitations :

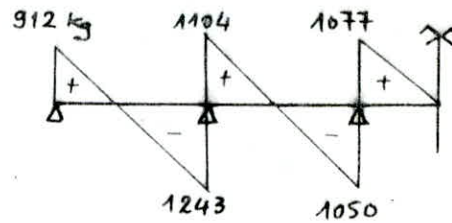
\* dalle (3) :

moments flechissants :

même calcul que la dalle "D1"



Efforts tranchants :

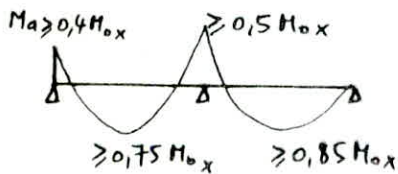


\* Dalle ((1)+(2)) :

.  $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,59 \Rightarrow \mu_x = 0,0853$  et  $\mu_y = 0,431$  (CCBA: A2)

. moments isostatiques :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0853 \cdot 845 \cdot 2,55^2 = 468,7 \text{ kg.m}$   
 $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,431 \cdot 468,7 = 202 \text{ kg.m}$

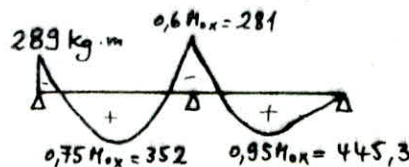
. Sens x → panneaux continus : on doit avoir :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$



avec le moment "Ma" sur appui de continuité [(3)-(1)] égale à :

$$\frac{0,5 M_{03} + 0,5 M_{01}}{2} = \frac{0,5 \cdot 687 + 0,5 \cdot 468,7}{2} = 289 \text{ kg.m}$$

on prend donc tout en respectant la relation ci-dessus :



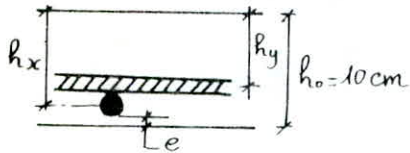
## I.2 Détermination des armatures :

### I.2-a : Ferrailage des dalles portant dans un seul sens ( $D_1$ et $D_2$ ):

#### a-1 : Armatures :

Le diamètre des barres utilisées est au plus égal à  $\frac{h_0}{10}$

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm}$$



- $e \geq \begin{cases} 1 \text{ cm (local couvert et clos)} \\ \phi \text{ } (\phi \leq 10 \text{ mm}), \text{ on prend } \phi = 8 \text{ mm} \end{cases}$   
on prend  $e = 1 \text{ cm}$ .

- $h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 10 - 1 - 0,4 = 8,6 \text{ cm}$ .

- $h_y = h_x - \phi = 8,6 - 0,8 = 7,8 \text{ cm}$ .

- panneau de rive :

a) armatures inférieures dans le sens de la petite portée:

méthode P. Charon: moment en travée :  $M_{tx} = 619 \text{ kg.m}$

$$C = \frac{15 \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \cdot 61900}{2800 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,0448 \rightarrow k = 40,9 ; E = 0,9106$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a E h_x} = \frac{61900}{2800 \cdot 0,9106 \cdot 8,6} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ T8/ml } (3,01 \text{ cm}^2) \\ e = 16,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40,9} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ kg/cm}^2$$

b) armatures inférieures dans le sens de la grande portée:

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prendra forfaitairement 4 T6/ml ( $e = 25 \text{ cm}$ )

c) armatures supérieures sur appuis de continuité :

$$M_{xa} = M_{ya} = 413 \text{ kg.m}$$

$$C = 0,030 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9138 \\ k = 43 \end{cases} \Rightarrow A = \frac{41300}{2800 \cdot 0,9138 \cdot 8,6} = 1,88 \text{ cm}^2$$

on prendra : 4 T8/ml ( $2,01 \text{ cm}^2$ ),  $e = 25 \text{ cm}$ .

e) armatures sur appuis de rive :

on prend forfaitairement  $A/M_a = 0,15 M_0 = 103 \text{ kg.m}$

$$\text{on trouve : } A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{10300}{3 \cdot 2800} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T6/ml}$$

- Panneau intermédiaire :

a) armatures inférieures dans le sens de la petite portée :

$$M_{xt} = 515 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0373 \rightarrow k = 51,5 ; \epsilon = 0,9248$$

$$A_x = \frac{M_x}{\sigma_s \epsilon h_x} = \frac{51500}{2800 \cdot 0,9248 \cdot 8,6} = 2,31 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{array}{l} 5 \text{ T8/ml (e=20cm)} \\ A = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array}$$

b) armatures inférieures dans le sens de la grande portée :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend 4T6/ml (e=25)}$$

c) armatures supérieures sur appuis de continuité :

$$M_{xa} = M_{ya} = 413 \text{ kg.m} \rightarrow A = 1,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{array}{l} 4 \text{ T8/ml (2,01 cm}^2) \\ e = 25 \text{ cm} \end{array}$$

d) armatures supérieures sur appuis de rive :

$$\text{on prend forfaitairement } A/M_a = 0,15 M_a \rightarrow 3 \text{ T6/ml}$$

a-2 : Vérifications :

• Condition de non fragilité :

La notion de pourcentage de non fragilité explicité pour les poutres (section rectangulaire) s'applique pour les dalles. La section nécessaire est multipliée par le facteur  $\frac{2-\beta}{2}$  :

$$\% \text{ min d'acier } \tilde{\omega}_f = 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cm}} \cdot \frac{2-\beta}{2}, \text{ avec } \beta = \frac{f_x}{e_y} = 0,27$$

$$\tilde{\omega}_f = 0,69 \cdot 0,865 \cdot \frac{7}{4200} = 0,001 = \frac{A}{bh} \Rightarrow A = \tilde{\omega}_f \cdot bh = 0,86 \text{ cm}^2$$

on doit vérifier : (CCBA68 art 19.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{calculée}}^{\text{min}} > A \\ \frac{A}{bh} \geq \frac{1,2}{\sigma_m - 2200} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2,01 = A_{\text{calc}}^{\text{min}} > 0,86 \text{ cm}^2 \\ \frac{A}{bh} = \frac{2,01}{100 \cdot 10} = 3,01 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 0,6 \cdot 10^{-3} \end{array} \right.$$

• Ecartements des armatures :

$$\text{Sens } x: 6 \text{ T8/ml} \rightarrow e = 16,5 \text{ cm} < \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3h_o = 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens } y: 4 \text{ T6/ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 4h_o = 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \end{cases} \text{ vérifiées.}$$



• Arrêt des barres :

• Les armatures inférieures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié, la longueur du lit arrêté est égale à  $0,8 l_x = 2,05 \text{ m}$  (suivant sens principal  $x$ ) et à  $l_y - 0,2 l_x = 9,4 - 0,5 = 8,9 \text{ m}$  (suivant sens secondaire  $y$ ), l'autre moitié étant totalement ancrée au delà de la ligne d'appui.

• Les armatures supérieures (chapeaux) ont une longueur égale au max  $\left\{ \begin{array}{l} l'_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \cdot \frac{\phi}{4} = \frac{2800 \cdot 0,8}{19,68 \cdot 4} = 28,45 \text{ cm} \\ \frac{l_x}{5} = \frac{255}{5} = 51 \text{ cm} \end{array} \right.$

avec  $\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 7 = 19,68 \text{ kg/cm}^2$  ( $\psi_d = 1,5 \rightarrow \text{HA}$ )

• Effort tranchant :

-  $T_{\max} = 1243 \text{ kg}$   $\rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1243}{100 \cdot 7,52} = 1,65 \text{ kg/cm}^2$

$\beta = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} \cdot 8,6 = 7,52 \text{ cm}$

$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7 = 8,05 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$

$\rightarrow$  les arm. transv. ne sont pas nécessaires

- sur appuis :  $T + \frac{M}{z} = 1243 - \frac{34400}{7,52} = -3331,5 < 0$

$\rightarrow$  aucune vérification de la section des arm. inf. et leur ancrage n'est nécessaire

• Fissuration :

$\tilde{\omega}_{f_{\min}} = \frac{A_{\min}}{2db} = \frac{2,01}{2 \times 1,4 \times 100} = 7,2 \cdot 10^{-3}$

$\bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{0,0072}{1 + 0,072} \frac{1,6}{8} = 2015 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 7} = 3478 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3478 \text{ kg/cm}^2$  (vérifiée)

• Vérification de la flèche :

CCBA 68 (art. 61.22) : on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification de flèche des hourdis si les deux conditions suivantes sont réalisées :

$$1) \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad \text{avec } M_t > 0,75 M_x.$$

$$2) \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{5 \text{ cm}}$$

on a  $\frac{h_0}{l_x} = \frac{10}{255} = 0,039 < \frac{0,9 M_0}{20 M_0} = 0,045 \Rightarrow$  on doit faire une vérification de flèche.

- calcul de la flèche (CCBA 68 art 61.21)

on doit avoir  $\Delta f_t = f_{g_{00}} - f_{j_0} + f_{q_0} - f_{g_0} < f_{adm}$

avec :  $f_{g_{00}}$  = flèche due à l'ensemble des charges permanentes (longue durée)

$f_{g_0}$  = " " " " " " (faible durée)

$f_{j_0}$  = flèche due aux charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{q_0}$  = flèche due à l'ensemble des charges et surcharges supportées par l'élément considéré.

$f_{adm}$  = flèche admissible =  $\frac{l}{500} = \frac{2550}{5000} = 0,51 \text{ cm}$  (pour  $l \leq 5 \text{ m}$ )

$E_i$  = module de déformation long. instantané =  $21000 \sqrt{\sigma_j'} = 378000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$E_v$  = " " " " permanent =  $7000 \sqrt{\sigma_j'} = 126000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

avec  $\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}' = 1,2 \cdot 270$ .

indice  $i$   $\rightarrow$  charge de faible durée d'application.

indice  $v$   $\rightarrow$  charge de longue durée d'application.

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{7}{72(2+3)3,5 \cdot 10^{-3}} = 5,56 \quad \text{avec } \bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,01}{100 \cdot 8,6} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\bar{\omega}} = 2,22 \quad (\lambda_i = \lambda_{i_1} = \lambda_{i_2} = \lambda_{i_3})$$

$I_t$  = moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

$$I_t = \frac{b_0 h_0^3}{12} = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8,33 \cdot 10^3 \text{ cm}^4.$$

charges et surcharges non pondérées :  $g = 545 \text{ kg/ml}$   
 $p = 250 \text{ kg/ml}$   
 $q_0 = g + p = 795 \text{ kg/ml}$

$$\text{prenons : } M_g = M_j = 0,9 \cdot \frac{545 \cdot 2,55^2}{8} = 398,7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{q_0} = 0,9 \cdot \frac{795 \cdot 2,55^2}{8} = 581,6 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$C_{q_0} = \frac{15 M_{q_0}}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 58160}{2800 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,042 \rightarrow \epsilon = 0,9132 \rightarrow \sigma_{a q_0} = \frac{58160}{3,01 \cdot 0,9132 \cdot 8,6} = 2460 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_g = \frac{15 M_g}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 39870}{2800 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,029 \rightarrow \epsilon = 0,9265 \rightarrow \sigma_{a g} = \frac{39870}{3,01 \cdot 0,9265 \cdot 8,6} = 1662 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \Rightarrow C_{i_3} = 1 - \frac{5 \cdot 7}{4 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 2460 + 3 \cdot 7} = 0,368$$

$$C_{i_1} = C_{i_2} = 1 - \frac{5 \cdot 7}{4 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1662 + 3 \cdot 7} = 0,209$$

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu} \Rightarrow I_{fv} = \frac{8,33 \cdot 10^3}{1 + 2,22 \cdot 0,209} = 5,69 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi_1} = I_{fi_2} = \frac{8,33 \cdot 10^3}{1 + 5,56 \cdot 0,209} = 3,85 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi_3} = \frac{8,33 \cdot 10^3}{1 + 5,56 \cdot 0,368} = 2,73 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

finalement :

$$f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{39870 \cdot 2,55^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 126 \cdot 10^3 \cdot 5,69 \cdot 10^3} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_{j_0} = f_{j_0} = \frac{39870 \cdot 2,55^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 378 \cdot 10^3 \cdot 3,85 \cdot 10^3} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i I_{fi_1}} = 0,178 \text{ cm}$$

$$f_{q_0} = \frac{M_{q_0} \cdot l^2}{10 E_i I_{fi_3}} = \frac{58160 \cdot 2,55^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 378 \cdot 10^3 \cdot 2,73 \cdot 10^3} = 0,3665 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{g_0} - f_{j_0} - f_{g_0} + f_{q_0} = 0,36 - 2 \cdot 0,178 + 0,3665 = 0,37 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,37 \text{ cm} < f_{adm} = 0,51 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

I2-b Ferrailage des dalles portant dans les deux sens ( $D_2$ ):

b-1: Armatures :  $h_x = 8,6 \text{ cm}$   
 $h_y = 7,8 \text{ cm}$

a) armatures inférieures (sens x) :

$$M_{tx} = 445,3 \text{ kg.m} \rightarrow \rho = \frac{15M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \cdot 44530}{2800 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,032 \rightarrow \begin{cases} K=49,8 \\ \epsilon=0,9228 \end{cases}$$

$$A_x = \frac{M_x}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} = \frac{44530}{2800 \cdot 0,9228 \cdot 8,6} = 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8/\text{ml} \text{ (} 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

(e=25cm)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{49,8} = 56,2 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kg/cm}^2.$$

b) armatures inférieures (sens y) :

$$M_{ty} = M_{oy} = 202 \text{ kg.m} \rightarrow \rho = \frac{15 \cdot 20200}{2800 \cdot 100 \cdot 7,8^2} = 0,018 \rightarrow \begin{cases} \epsilon=0,9408 \\ K=69,5 \end{cases}$$

$$A_y = \frac{20200}{2800 \cdot 0,9408 \cdot 7,8} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T6/\text{ml} \text{ (} 1,13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

(e=25cm)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{69,5} = 40,3 < 162 \text{ kg/cm}^2.$$

c) armatures supérieures sur appuis de continuité :

$$M_{xa} = 289 \text{ kg.m} \rightarrow \rho = 0,021 \rightarrow K=63,5 ; \epsilon=0,9363$$

$$A = \frac{28900}{2800 \cdot 0,9363 \cdot 8,6} = 1,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T6/\text{ml} \text{ (} 1,41 \text{ cm}^2 \text{)}$$

(e=20cm)

d) armatures supérieures sur appuis de rive :

on prend forfaitairement  $A/H_a = 0,15 H_a \rightarrow 3T6/\text{ml}$ .

b-2: Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$\text{on a déjà vu qu'on doit avoir: } \begin{cases} A \geq b h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \cdot \frac{2-f}{5} = 0,86 \text{ cm}^2 \\ A \geq \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{cm} - 2200} \cdot b h_t = 0,6 \end{cases}$$

on a  $A_{min} = 1,13 \text{ cm}^2 > \max(0,86; 0,6) = 0,86 \text{ cm}^2$  (vérifiée)

• fissuration :

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \tau \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 7}{8}} = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 < \sigma_2 = 3478 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée}) \quad (\text{inutile de calculer } \sigma_1)$$

• flèche :

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{10}{255} = 0,039 < \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,95 M_0}{M_0} = 0,0475$$

⇒ on doit faire une vérification de flèche

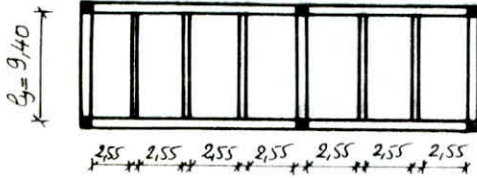
→ par le procédé utilisé pour la dalle portant dans un seul sens (CCBA 68.61.2), on trouve

$$\Delta f_t = 0,23 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = 0,51 \text{ cm}$$

## II DALLES DES PLANCHERS "B" :

II-1: Sollicitations :

II-1.a: Dalles "D<sub>1</sub>"



. coffrage:

- épaisseur de dalle =  $b_0 = 15 \text{ cm}$

-  $l_x = 2,55 \text{ m}$ ,  $l_y = 3,40 \text{ m}$

-  $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,27 < 0,4$

→ le calcul se fait en poutre continue.

. Charges et surcharges :

- Charges permanentes :  $g = 640 \text{ kg/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :  $p = 1000 \text{ kg/m}^2$

$$\frac{P}{g} = \frac{1000}{640} = 1,5625 > 1,5$$

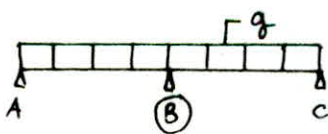
→ art CCBA 68 (57,1; 56,1) : on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire puisque la dalle est soumise à de fortes surcharges → on utilisera la méthode de "Caquot".  
on considère une bande de 1m de hourdis et on fait le calcul en poutre continue suivant la petite portée.

. Détermination des sollicitations :  $g = 640 \text{ kg/ml}$ ,  $p = 32 \cdot 1000 = 1200 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$



- Appui A :  $M_A = 0$  - Poutre AB -

- Appui B :  $l'_w = l_w = 2,55 \text{ m}$  (travée dérivée)  
 $l'_e = 0,8 l_e = 0,8 \cdot 2,55 = 2,04 \text{ m}$

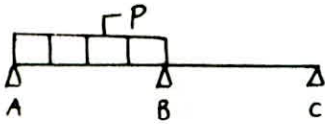


$$M'_w = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} = \frac{640 \cdot 2,55^2}{8,5} = 489,6 \text{ kg.m}$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l_e^2}{8,5} = \frac{640 \cdot 2,04^2}{8,5}$$

$$M_a = \frac{M'_w \cdot l'_w + M'_e \cdot l'_e}{l'_w + l'_e} = 411,26 \text{ kg.m}$$

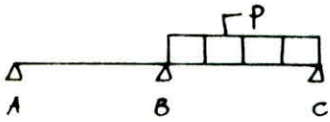
Efforts dus à l'application de la surcharge seule :



$$M'_w = \frac{q_w \cdot l'_w{}^2}{8,5} = \frac{1200 \cdot 2,55^2}{8,5} = 918 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l'_e{}^2}{8,5} = 0 \text{ (travée non chargée)}$$

$$M_a = \frac{M'_w \cdot l'_w}{l'_w + l'_e} = \frac{918 \times 2,55}{2,55 + 2,04} = 510 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

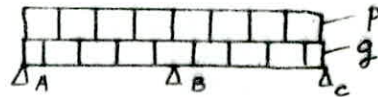


$$M'_w = 0, \quad M'_e = \frac{q_e \cdot l'_e{}^2}{8,5} = \frac{1200 \cdot 2,04^2}{8,5} = 587,52 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_a = \frac{M'_e \cdot l'_e}{l'_w + l'_e} = 261,12 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

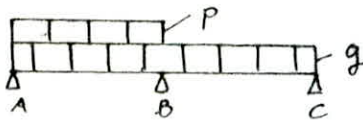
Efforts maximaux :

• max sur appui B :



$$M_B(\text{max}) = 411,26 + 510 + 261,12 = 1182,4 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

• max en travée :



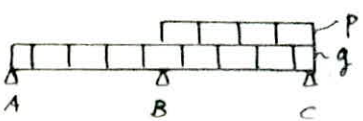
$$\bullet M_A = 0; \quad M_B = 411,26 + 510 = 921,26 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\bullet M_t = M_0 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$\bullet M_0 \rightarrow M_t^{\text{isostatique}} \begin{cases} \rightarrow M_0 = \frac{640 \cdot 2,55^2}{8} = 520,2 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ \rightarrow M_0 = \frac{1840 \cdot 2,55^2}{8} = 1495,6 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$\bullet M_t^{\text{max}} = 1495,6 - \frac{921,26}{2} = 1035 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

• minimum en travée :



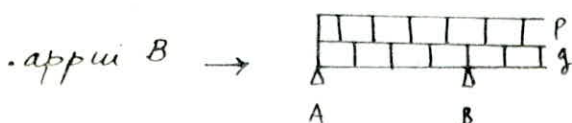
$$\bullet M_A = 0, \quad M_B = 411,26 + 587,52 = 999 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\bullet M_0 = 520,2 \rightarrow M_t^{\text{min}} = 520,2 - \frac{999}{2} = 20,7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Efforts tranchants max :



$$T = \pm T_0 + \frac{M_A - M_B}{l}; \quad T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$



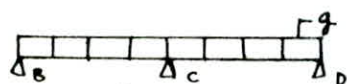
$$T_A^{\text{max}} = \frac{1840 \cdot 2,55}{2} + \frac{0 - 921,26}{2,55} = 1985 \text{ kg}$$

$$T_B^{\text{max}} = -\frac{1840 \cdot 2,55}{2} + \frac{0 - 1182,4}{2,55} = 2810 \text{ kg}$$

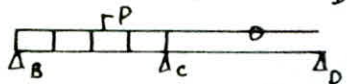
## - Poutre BC -

- appui B  $\rightarrow$  voir poutre AB
- appui C  $\rightarrow$  c'est le principe de calcul que pour l'appui B de la poutre AB, mais cette fois-ci on considère deux travées BC et CD intermédiaires.

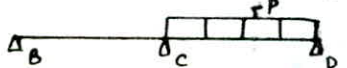
$$l'_w = 0,8 l_w = 0,8 \cdot 2,55 = 2,04 \text{ m} ; l'_e = 0,8 l_e = 0,8 \cdot 2,55 = 2,04 \text{ m}$$



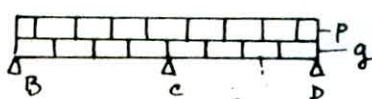
$$\rightarrow M'_w = M'_e = 313,34 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ et } H_a = M'_w$$



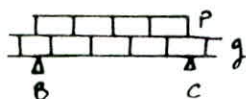
$$\rightarrow M'_w = 587,5, M'_e = 0, H_a = \frac{M'_w}{2} = 293,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



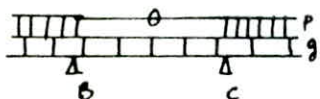
$$\rightarrow M'_e = 587,5, M'_w = 0, H_a = \frac{M'_e}{2} = 293,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



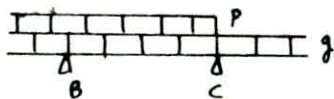
$$\rightarrow M_c^{\max} = 313,34 + 293,75 \times 2 = 901 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



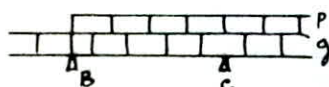
$$\rightarrow \text{max en travée (BC)} \rightarrow M_t^{\max} = 692,6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$\rightarrow \text{min en travée (BC)} \rightarrow M_t^{\min} = -244 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$\rightarrow T_B^{\max} = 2572 \text{ kg}$$



$$\rightarrow T_C^{\max} = -2308 \text{ kg}$$

## - Poutre CD -

avec le principe de calcul adopté pour les poutres "AB" et "BC" on arrive aux résultats suivants:

$$M_D^{\max} = M_C^{\max} = 901 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{t(CD)}^{\max} = 888,6 \text{ kg}\cdot\text{m} ; M_{t(CD)}^{\min} = -86,8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$T_C^{\max} = 2462 \text{ kg}$$

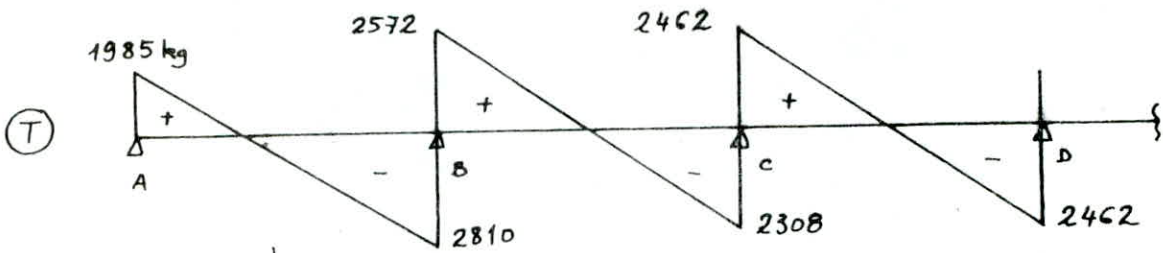
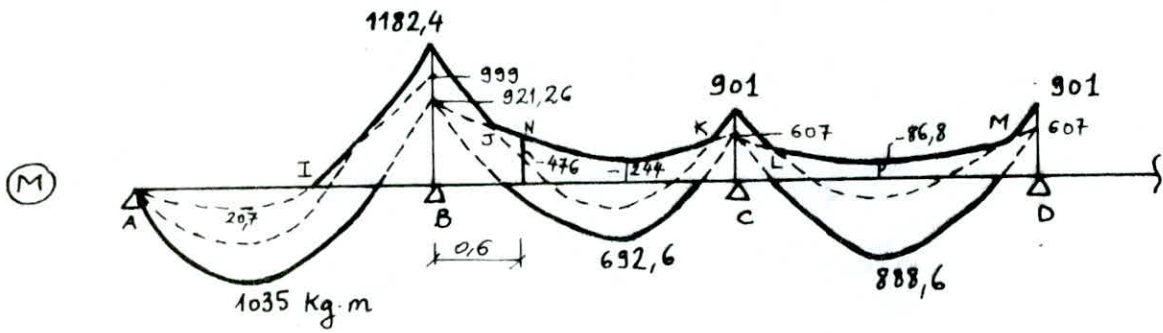
$$T_D^{\max} = -2462 \text{ kg}$$

Remarque: on a les mêmes sollicitations pour les poutres "CD" et "DE"

• en raison de symétrie on a:  $AB \equiv GH$ ;  $BC \equiv FG$   
et  $CD \equiv DE \equiv EF$ .



Courbes enveloppes :



Détermination de coordonnées des points (I, J, K, L, M, N) :

$$M_w \left( \begin{array}{c} q \\ \text{---} \\ \text{A} \quad x \quad \text{B} \end{array} \right) M_e \quad M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{M_w - M_e}{l} x$$

exple: le pt I :  $q = 640 \text{ kg/ml}$  ,  $M_w = 0$  ,  $M_e = 999 \text{ kg.m}$

$$M(x) = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q x^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{l} x = \frac{640 \cdot 2,55}{2} x - \frac{640 x^2}{2} - 0 + \frac{0 - 999}{2,55} x$$

$$\rightarrow M(x) = -320 x^2 + 424,23 x = 0 \Rightarrow x = 1,33 \text{ m}$$

distance de I à l'appui B =  $d = 2,55 - 1,33 = 1,22 \text{ m} \Rightarrow I(d=1,22; M=0)$

les pts J et K :

$$\begin{cases} q_1 = 1840 \text{ kg/ml} \\ M_w = 1182,4 \text{ kg.m} \\ M_e = 901 \end{cases} \Rightarrow M_1(x) = -920 x^2 + 2456,35 x - 1182,4$$

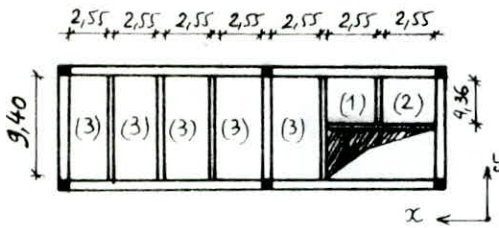
$$\begin{cases} q_2 = 640 \text{ kg/ml} \\ M_w = 921,26 \text{ kg.m} \\ M_e = 607 \end{cases} \Rightarrow M_2(x) = -320 x^2 + 939,24 x - 921,26$$

$$M_1(x) = M_2(x) \Rightarrow x_1 = 0,19 \text{ et } x_2 = 2,34 \text{ (d=921 de l'appui C)}$$

de même pour les pts L et M, et on trouve :

point	I	J	K	L	M	N
distance à l'appui le plus proche : d [m]	1,22	0,19	0,20	0,20	0,20	0,6
Moment "M" en ce pt [kg.m]	0	-766	-476	-450	-450	-476

II.1.b : Dalle "D<sub>2</sub>" :



on a deux types de dalles :

- type (3) portant dans un seul sens ( $f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,55}{9,40} = 0,27 < 0,4$ )
- type (1) et (2) portant dans les deux sens ( $f = \frac{2,55}{4,36} = 0,59 > 0,4$ )

\* dalle (3) :

Elle est sollicitée de la même façon que la dalle étudiée (D<sub>1</sub>) en (II.1.a) , donc sera ferrillée de la même manière .

La seule différence entre "D<sub>1</sub>" et (3) reside dans le n<sup>bre</sup> de travées.

\* dalle (1)+(2) :

•  $f = 0,59 \Rightarrow \mu_x = 0,0853 ; \mu_y = 0,431$  (CCBA : A2)

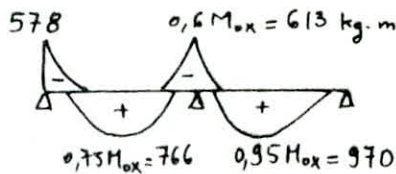
• moments isostatiques :  $M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0853 \cdot 1840 \cdot 2,55^2 = 1021 \text{ kg.m}$   
 $q = g + 1,2P = 640 + 1,2 \cdot 1000 = 1840 \text{ kg/m}^2$   
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,431 \cdot 1021 = 440 \text{ kg.m}$

• sens x → panneaux continus : on doit avoir :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$

avec le moment sur appui de continuité  $[(3)-(1)] \geq \frac{0,5M_{03} + 0,4M_{01}}{2}$

$M_a = \frac{0,5M_{03} + 0,4M_{01}}{2} = \frac{0,5 \cdot 1496 + 0,4 \cdot 1021}{2} = 578 \text{ kg.m}$

de la même façon que pour planchers "A", en respectant la relation ci-dessus on trouve :



• sens y →  $M_{ty} = M_{0y} = 440 \text{ kg.m}$

## II-2: Détermination des armatures:

### II-2-a: Ferrailage des dalles portant dans un seul sens:

#### a-1: armatures:

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 15 - 1 - 0,4 = 13,6 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_x - \phi = 13,6 - 0,8 = 12,8 \text{ cm.}$$

#### a) armatures inférieures dans le sens de la petite portée:

- panneau de rive:

$$M_{tx} = 1035 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = 0,03 \rightarrow \epsilon = 0,9254; k = 52$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ T8/ml} \quad (e = 16,5 \text{ cm})$$

(3,01 cm<sup>2</sup>)

$$\sigma_b^I = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 53,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^I = 162 \text{ kg/cm}^2$$

- panneau intermédiaire:

$$M_{tx} = 889 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0257 \rightarrow \epsilon = 0,9304; k = 56,5$$

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ T8/ml} \quad (e = 16,5 \text{ cm})$$

$$\sigma_b^I = 49,6 < \bar{\sigma}_b^I = 162 \text{ kg/cm}^2.$$

#### b) Armatures inférieures dans le sens de la grande portée

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,753 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6/ml} \quad (e = 25 \text{ cm})$$

#### c) armatures supérieures:

- panneau de rive:

• appui de continuité:  $M_{ax} = M_{ay} = 1182,4 \text{ kg.m} \Rightarrow A = 3,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$

on adoptera: sens x: (5T6 + 5T8)/ml  
sens y: 7T8/ml

• appui de rive:  $\rightarrow$  forfaitairement  $M_a = 0,15 M_0 \rightarrow 3 \text{ T6/ml}$ .

- panneau intermédiaire:

• moment négatif en travée  $\rightarrow M_{tx}^- = 476 \text{ kg.m} \Rightarrow A = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 $\rightarrow 5 \text{ T6/ml}$ .

• sur appui  $\rightarrow M_a = 901 \text{ kg.m} \Rightarrow A = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 $\rightarrow 10 \text{ T6/ml}$ .

\* arrêt des chapeaux :

- appui A (derive)  $\rightarrow$  à 50 cm du nu de l'appui  $\left(\frac{l_x}{5}\right)$
- appui B :
  - le p<sup>t</sup> I est à  $d = 1,22$  m de l'appui B.
  - on arrête tous les chapeaux à  $x$  du nu gauche de B  $\rightarrow x = d + l_d + z$   
 $z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8} \cdot 13,6 = 12$ ,  $l_d = 0$  ( $M=0$ ),  $d = 1,22$  m.  
 $\Rightarrow x = 122 + 0 + 12 = 134$  cm, on prend  $x = 135$  cm.
  - on arrête les 5T8/ml à  $x$  du nu de droite de l'appui B  $\rightarrow x = d + l_d + z = 60 + 28 + 12 = 100$  cm
- appuis c, d... : on arrête 5T6/ml à  $x = 20 + 28 + 12 = 60$  cm de part et d'autre du nu de l'appui.

remarque :  $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$  avec  $\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$  avec  $\psi_d = 1,5$  (H.A)  
 $\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 19,69 \Rightarrow l_d = \frac{0,8 \cdot 2800}{4 \cdot 19,69} = 28$  cm.

II-2-b : Ferrailage des dalles portant dans les deux sens :

a) armatures inférieures :

- sens  $x$  :  $M_{tx} = 970$  kg.m  $\Rightarrow A_x = 2,75$  cm<sup>2</sup>/ml  $\rightarrow$  6T8/ml ( $e=165$ )  
 $\sigma'_b = 51,85$  kg/cm<sup>2</sup>  $<$   $\bar{\sigma}'_b = 162$  kg/cm<sup>2</sup>.
- sens  $y$  :  $M_{ty} = 440$  kg.m  $\Rightarrow A_y = 1,3$  cm<sup>2</sup>/ml  $\rightarrow$  5T6/ml ( $e=20$ )  
 $\sigma'_b = 39,7$  kg/cm<sup>2</sup>  $<$   $\bar{\sigma}'_b = 162$  kg/cm<sup>2</sup>.

b) armatures supérieures :

- Sur appuis de continuité :

$$M_a = 613$$
 kg.m,  $h = 15 - 1 - 0,3 = 13,7$  cm

$$\rightarrow A = 1,7$$
 cm<sup>2</sup>/ml  $\Rightarrow$  6T6/ml ( $e=16,5$  cm)

$$\sigma'_b = 39,7 < 162$$
 kg/cm<sup>2</sup>.

- Appuis de rive :

on prend forfaitairement  $A/M_a = 0,15$  M.

$$\rightarrow 3T6/ml$$
 ( $e=33$  cm)

Les écartements des armatures ( $e$ ) sont conformes aux conditions exigées par le CCBA68.

## II-2-C: Verifications diverses:

• Condition de non fragilité:

$$\frac{A}{bh} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot \frac{2-s}{2} = 0,69 \cdot \frac{2-9,58}{2} \cdot \frac{7}{4200} = 0,0008 \rightarrow A = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{cal}}^{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 > A = 1,11 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée.} \\ \frac{A}{bh_t} = \frac{1,41}{100 \cdot 15} = 0,94 \cdot 10^{-3} > \frac{2,2}{\sigma_{cn} - 2200} = 0,6 \cdot 10^{-3} \quad \text{verifiée.} \end{array} \right.$$

• effort tranchant:

$$T_{\text{max}} = 2810 \text{ kg} \rightarrow \bar{\tau}_b^{\text{max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{2810}{100 \cdot 12} = 2,34 < \bar{\tau}_b = 8,05 \text{ kg/cm}^2$$

• Fissuration:

$$\tilde{\omega}_{f,\text{min}} = \frac{A^{\text{min}}}{2db} = \frac{1,41}{2 \times 1,3 \times 100} = 0,0054$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{0,0054}{1+0,054} = 2049 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 7}{6}} = 4016 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 4016 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifiée}).$$

• flèche:

$$1) \frac{h_0}{l_x} = \frac{18}{255} = 0,0706 > \frac{1}{20} \frac{M_t^{\text{max}}}{M_x} = \frac{970}{20 \cdot 1021} = 0,0475$$

$$2) \frac{A^{\text{max}}}{bh} = \frac{3,01}{100 \cdot 13,6} = 0,0022 < \frac{20}{\sigma_{cn}} = \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}$$

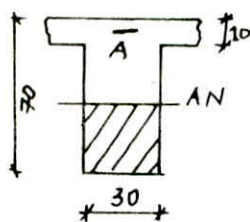
Conclusion: il est inutile de vérifier la flèche.



\* Armatures :

a) Armatures longitudinales :

- sur appui :  $M_a = 22,1 \text{ t.m}$



→ étude section rectangulaire  $30 \times 70$

$$\rho = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 22,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,0932 \rightarrow \epsilon = 0,8777, K = 25,9$$

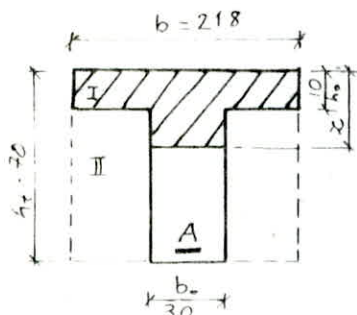
$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{22,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8777 \cdot 65} = 13,835 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :
- condition d'enrobage
  - $\bar{\sigma}_a = 2800 \rightarrow \phi \leq 20 \text{ mm}$
  - paquet de 2 barre au plus par lit (au plus 3 lits)
  - distance horizontale entre deux armatures
- $$x \geq \begin{cases} \phi & (\text{ici } 2 \text{ cm}) \\ \frac{8}{5} c_g & (\text{dim gravillon } c_g = 2,5) \\ \text{ici } x = 4 \text{ cm.} \end{cases}$$

en respectant ces regle on choisit :

$$A \rightarrow 4T20 + 1T16 \quad (14,57 \text{ cm}^2), \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{25,9} = 108 < 162 \text{ kg/cm}^2$$

- en travée :  $M_t = 28,41 \text{ t.m}$



→ Etude section en T

. Largeur "b" de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{l}{10} = \frac{940}{10} = 94 \text{ cm} \\ \frac{l_x}{2} = \frac{255}{2} = 127,5 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} (\text{dist au pt de Moment nul} = \frac{2}{3} \cdot 204 = 136 \text{ cm le plus proche}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 94 \rightarrow b = 2 \cdot 94 + 30 = 218 \text{ cm.}$$

$$M_T = k_T b h_0^2 = 104,65 \cdot 218 \cdot 100 = 22,8 \text{ t.m} < M = 28,4 \Rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la nervure}$$

$$k_T = \frac{\bar{\sigma}_a}{2n} \cdot \frac{h - \frac{h_0}{3}}{h - h_0} = \frac{2800}{30} \cdot \frac{65 - 3,33}{55} = 104,65$$

→ sect. en T

. on procédera par itérations :

1<sup>ere</sup> itération: supposons que le béton travaille à  $\sigma'_b = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = \frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 80}{15 \cdot 80 + 2800} = 0,3 ; \quad x = \alpha h = 0,3 \cdot 65 = 19,5 \text{ cm} > h_0$$

le calcul se fait par différence de deux sect. rectangul.

• section I:  $b_1 = 218 \text{ cm}$ ,  $h_1 = 65 \text{ cm}$ ,  $\sigma'_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\alpha_1 = 0,3$   
 $\delta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,9$  ;  $M_{2b_1} = \frac{1}{2} \sigma'_b \alpha_1 \delta_1 b_1 h_1^2 = \frac{80}{2} \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 218 \cdot 65^2 = 99,5 \text{ t.m}$   
 $A_1 = \frac{M_{2b_1}}{\delta_1 h_1 \bar{\sigma}_a} = \frac{99,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 65 \cdot 2800} = 60,73 \text{ cm}^2$

• section II:  $b_2 = 188 \text{ cm}$ ,  $h_2 = 55 \text{ cm}$ ,  $\sigma'_{b_2} = \sigma'_b \cdot \frac{x-h_0}{x} = 80 \cdot \frac{19,5-10}{19,5} = 39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
 $\alpha_2 = \frac{15 \cdot 39}{15 \cdot 39 + 2800} = 0,173$ ,  $\delta_2 = 1 - \frac{0,173}{3} = 0,94$ ,  $M_{2b_2} = \frac{1}{2} \sigma'_{b_2} \alpha_2 \delta_2 b_2 h_2^2$   
 $M_{2b_2} = 18 \text{ t.m} \rightarrow A_2 = \frac{M_{2b_2}}{\delta_2 h_2 \bar{\sigma}_a} = 12,46 \text{ cm}^2$

au total:  $M_{2b} = M_{2b_1} - M_{2b_2} = 99,5 - 18 = 81,5 \text{ t.m} \gg M = 28,41 \text{ t.m}$

on doit refaire une deuxième itération ( $\bar{m}$  principe)

avec cette fois-ci une contrainte  $\sigma'_b < 80 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>e</sup> itération: on trouve pour  $\sigma'_b = 50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow M_{2b} = 44,6 > 28,41$

3<sup>e</sup> itération:  $\sigma'_b = 40 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow M_{2b} = 30,11 \text{ t.m}$

$M_{2b}$  n'est pas très loin de  $M \Rightarrow$  on s'arrête à ce niveau  
(moins de 10% de différence)

on retient:  $A = (A_1 - A_2) \frac{M}{M_{2b}}$

avec  $A_1 = 17,8 \text{ cm}^2$  } 3<sup>e</sup> itération  $\rightarrow A = (17,8 - 0,25) \frac{28,41}{30,11} = 16,56 \text{ cm}^2$   
 $A_2 = 0,25 \text{ cm}^2$

on adoptera: 3T20 + 4T16 (17,46 cm<sup>2</sup>)

b) armatures transversales:

•  $T_{\max} = 15,78 \text{ t}$   $\rightarrow$  contrainte tangente:  $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{15780}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 67} = 8,97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
(appui du milieu)

$\sigma'_b = 47,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 81 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 7 = 24,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$  armatures d'âme droites.

contrainte admissible des arm transv:  $\bar{\sigma}_{at}$

pour reprise de bétonnage  $\rightarrow f_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{8,97}{9 \cdot 7} = 0,858 > \frac{2}{3}$

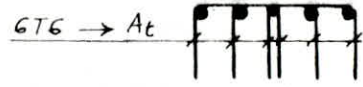
$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,858 \cdot 4200 = 3604 \text{ kg/cm}^2$



Espacement des cours successifs d'arm transversales:

$$\bar{t} = \sup \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left( 1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b} \right) = 67 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{8,97}{7} \right) = 41 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \cdot 67 = 13,4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{t} = 41 \text{ cm}$$

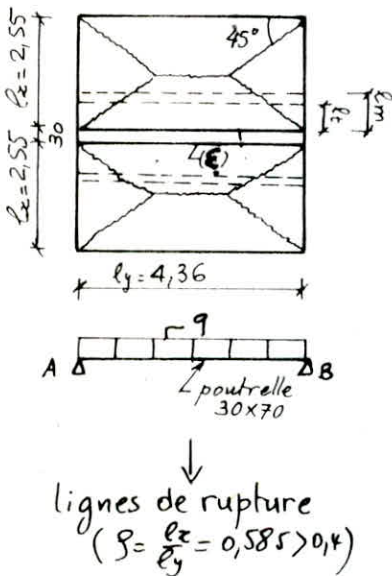
$$t \leq \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T}$$



prenons pour  $A_t \rightarrow (2 \text{ cadres} + 1 \text{ étrier}) \text{ TG} \rightarrow A_t = 1,69 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow t \leq \frac{58,625 \cdot 3604 \cdot 1,69}{15780} = 22,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } t = 20 \text{ cm}$$

② Poutrelle (E) :



on utilise un artifice de calcul qui consiste à calculer rapidement les efforts sollicitant la poutrelle, en remplaçant la charge trapézoïdale par une charge rectangulaire correspondant à une largeur de dalle  $l_m$  pour le moment et  $l_t$  pour l'eff. tranchant qui donnerait les  $\bar{m}$  sollicitations.

a) sollicitations :

. Moment en travée :  $M_{\max} = [q(2l_m + b_0) + P] \frac{l_y^2}{8}$

. Effort tranchant :  $T_{\max} = T_A = T_B = [q(2l_t + b_0) + P] \frac{l_y}{2}$

avec :  $q = g + 1,2P = 545 + 1,2 \cdot 250 = 845 \text{ kg/m}^2$ .

$$l_m = \left( 0,5 - \frac{\beta^2}{6} \right) l_x \rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,585$$

$$l_t = \left( 0,5 - \frac{\beta}{4} \right) l_x$$

$P =$  poids de la retombée de poutrelle  $= 2500 \cdot 0,6 \cdot 0,3 = 450 \text{ kg/m}$

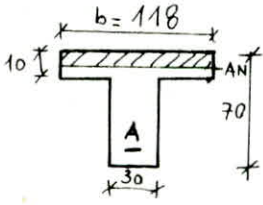
$$l_m = \left( 0,5 - \frac{0,585^2}{6} \right) \cdot 2,55 = 1,13 \text{ m} ; l_t = \left( 0,5 - \frac{0,585}{4} \right) \cdot 2,55 = 0,9 \text{ m}$$

d'où :  $M_{\max} = [845(2 \cdot 1,13 + 0,3) + 450] \frac{4,36^2}{8} = 6209,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$T_{\max} = [845(2 \cdot 0,9 + 0,3) + 450] \frac{4,36}{2} = 4850 \text{ kg}$$

b) armatures :

\* armatures longitudinales :



•  $\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}, \frac{2}{3} \cdot \frac{l_y}{2}\right) = 44 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \cdot 44 + 30 = 118 \text{ cm}$

•  $M_T = k_T \cdot b \cdot h_0^2 = 12,35 \text{ t.m} > M = 6,21 \text{ t.m} \Rightarrow x < h_0$

$\Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.  
 $\rightarrow$  le calcul se fait en sect. rectangulaire 118x70.

$M = 6,21 \text{ t.m}$   
 $h = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$   
 $b = 118 \text{ cm}$

$\rightarrow \rho = 0,0067, \epsilon = 0,963, k = 120 \Rightarrow A = 3,54 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12$   
 $(4,52 \text{ cm}^2)$   
 $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 23,3 < 162 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  en travée

sur appui  $\rightarrow 4T8/\text{ml}$  (forf.)

\* armatures transversales :

•  $T = 4850 \text{ Kg}, b = 30 \text{ cm} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4850}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 67,4} = 2,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

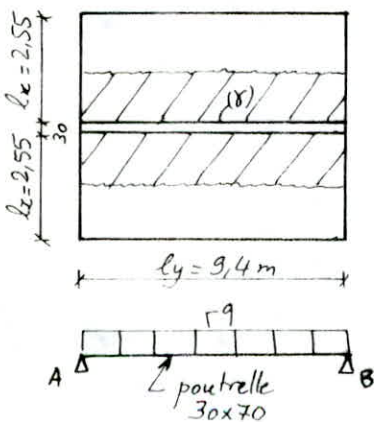
$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ Kg/cm}^2$

•  $\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = 0,9565 \cdot 4200 = 4017 \text{ Kg/cm}^2$

•  $\bar{t} = \sup \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 60 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 13,48 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 60 \text{ cm}$

•  $A_t \rightarrow 2 \text{ cadres } T6 (A_t = 1,13 \text{ cm}^2) \rightarrow t \leq \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T} = \frac{60 \cdot 4017 \cdot 1,13}{4850} = 56$   
 $\rightarrow t = 50 \text{ cm}$

③ Poutrelle (8) :



• section en T:  $b = 218 \text{ cm}, b_0 = 30 \text{ cm}$   
 $h_t = 70 \text{ cm}, h_0 = 10 \text{ cm}$

•  $M_T = k_T \cdot b \cdot h_0^2 = 22,8 \text{ t.m} < M = 31,566 \text{ t.m}$   
 $\rightarrow$  l'AN tombe ds la nervure  $\rightarrow$  section en T.

• Armatures longitudinales :

$M = M_0 = 31,566 \text{ t.m} \rightarrow$  pour  $\sigma'_b = 40 \text{ Kg/cm}^2$   
 on trouve (voir poutrelle "a") :

$A_1 = 17,8 \text{ cm}^2, A_2 = 0,25 \text{ cm}^2, M_{2b} = 30,11 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,27 < 0,4$

donc :

$18,59 \text{ cm}^2$

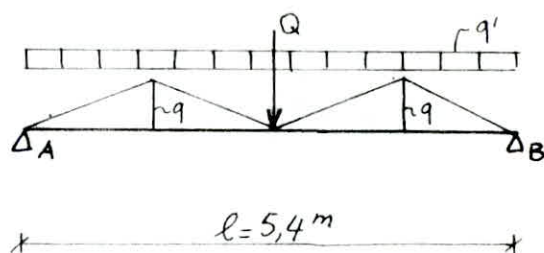
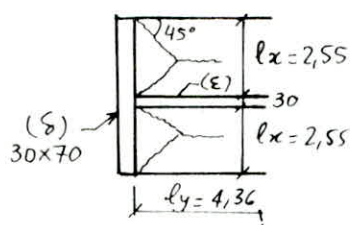
$A = (A_1 - A_2) \frac{M}{M_{2b}} = (17,8 - 0,25) \frac{31,56}{30,11} = 18,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20$   
 $3T16$

. Armatures transversales:

on garde les mêmes armatures, avec le même espacement adoptés pour la poutre continue "α", puisque on sera dans un cas plus sécurisant →

$$T_{\text{poutre } \delta} = 13,43t < T_{\text{poutre } \alpha} = 15,78t.$$

④ Poutrelle (δ):



- .  $q = (q + 1,2P) \cdot 1,425 = (545 + 1,2 \cdot 250) \cdot 1,425 = 1204 \text{ kg/ml}$
- .  $Q = 4850 \text{ kg}$  (effort tranchant de la poutrelle ε)
- .  $q' = (0,3 \cdot 0,7 \cdot 2500) + 250 \cdot 0,3 = 600 \text{ kg/ml} \rightarrow$  poids propre

\* sollicitations:

- . sous  $q$ :  $M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{1204 \cdot 5,4^2}{16} = 2194 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow T_A = T_B = \frac{q \cdot l}{4} = 1625 \text{ kg}$
- . sous  $Q$ :  $M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{Q \cdot l}{4} = \frac{4850 \cdot 5,4}{4} = 6548 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow T_A = T_B = \frac{Q}{2} = 2425 \text{ kg}$
- . sous  $q'$ :  $M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{600 \cdot 5,4^2}{8} = 2187 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow T_A = T_B = \frac{q' \cdot l}{2} = 1620 \text{ kg}$

$$\text{Effort résultant: } M\left(\frac{l}{2}\right) = 10929 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 11 \text{ t} \cdot \text{m}; T_A = T_B = 5670 \text{ kg} = 5,67t$$

\* Ferrailage:

remarques: . On adopte la même hauteur pour les deux nervures qui se croisent (ε et δ), et au niveau du point de croisement on fait monter (en bateau) les armatures inférieures de la poutrelle portée (ε) sur celles de la poutrelle porteuse (δ)

. pour simplifier le calcul, on considère, pour la poutre δ, une section rectangulaire (30 x 70) au lieu de prendre la section réelle "en L". On sera dans un cas plus défavorable.

• armatures longitudinales:

$$M = 11 \text{ t.m} ; h = 64 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \Rightarrow A = 7,54 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 \text{ (8,04 cm}^2 \text{ (en travée))}$$

sur appui  $\rightarrow$  forfaitairement  $A/M_a = 0,154 \rightarrow 4T8$ .

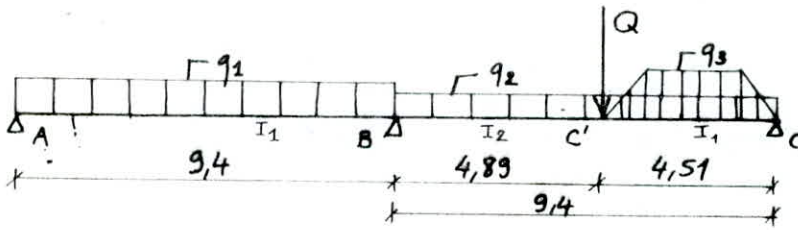
• armatures transversales:

$$T = 5,67 \text{ t} , \bar{\sigma}_b = 3,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2 , \bar{\sigma}_{Q_t} = 3985 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{E} = 57 \text{ cm} , t \leq 46,5 \text{ cm} \rightarrow t = 40 \text{ cm. (A}_t \rightarrow 2 \text{ cadres T6)}$$

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

⑤ Poutrelle ( $\beta$ ):



- $q_1 = (545 + 1,2 \cdot 250) \cdot 2,85 + 450 = 2858 \text{ kg/ml}$  (charge + surch + retombée)
- $q_2 = 845 \left( \frac{2,55}{2} + 0,3 \right) + 450 = 1781 \text{ kg/ml}$
- $Q = 5670 \text{ kg}$  (effort tranchant de la poutrelle "8")
- $q_3 = (545 + 1,2 \cdot 250) \cdot 1,275 = 1077 \text{ kg/ml}$ .

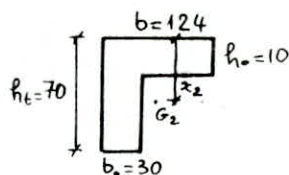
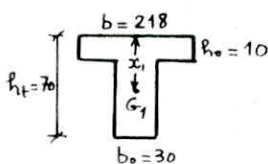
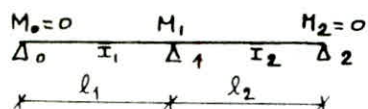
Remarques: - Vu la complexité du chargement, on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire du CCBA68, on applique la méthode de RDM "Méthode des trois moments"

- poutres  $\left. \begin{array}{l} AB \\ c'c \end{array} \right\} \rightarrow$  inertie  $I_1 \Rightarrow$  en T ( $\Gamma$ )
- poutre  $BC' \rightarrow$  inertie  $I_2 \Rightarrow$  en L ( $\square$ )

pour simplifier, on fait le calcul en poutre continue avec l'inertie (en T)  $I_1$  sur toute la travée AB, et l'inertie (en L)  $I_2$  sur toute la travée BC (cas + défavorable).

- on assimile la charge trapézoïdale "q3" à une charge rectangulaire uniforme ( $q_3/\text{ml}$ ).
- on ne peut pas appliquer "Caquot" car "q3" n'est pas continue sur toute la travée "BC".

\* Sollicitations :



$$\frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = x_G \Rightarrow \begin{cases} x_1 = 20,83 \text{ cm} \\ x_2 = 25,72 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow I_1 = 1,776 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; I_2 = 1,45 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Equation des 3 moments :

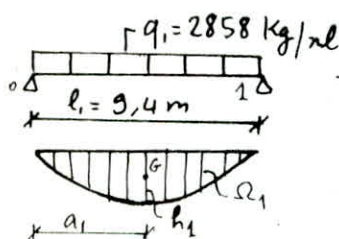
$$\frac{M_{i-1} l_i}{I_i} + 2M_i \left( \frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + \frac{M_{i+1} l_{i+1}}{I_{i+1}} = -6 \left[ \frac{\Omega_i a_i}{I_i l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1} I_{i+1}} \right]$$

App:  $i=1 \Rightarrow 2M_1 \left( \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right) = -6 \left[ \frac{\Omega_1 a_1}{I_1 l_1} + \frac{\Omega_2 b_2}{l_2 I_2} \right]$

$\Omega_1, a_1$  et  $\Omega_2, a_2 \rightarrow$  moments statiques des aires  $\Omega_1$  et  $\Omega_2$   
 $\Omega_1, \Omega_2 \rightarrow$  aires des diagrammes de  $M_f$  des poutres simples.

$$l_1 = l_2 = l = 9,4 \text{ m} \Rightarrow 2M_1 l \left( \frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} \right) = -\frac{6}{l} \left[ \frac{\Omega_1 a_1}{I_1} + \frac{\Omega_2 I_2}{I_2} \right] \quad \textcircled{1}$$

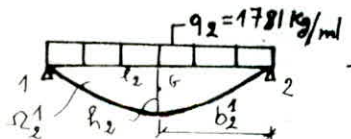
• calcul de  $\Omega_1, a_1, \Omega_2, b_2$  :



$$h_1 = \frac{q_1 l_1^2}{8} = 31566,61 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$a_1 = \frac{l_1}{2} = 4,7 \text{ m}$$

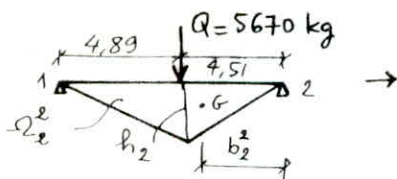
$$\Omega_1 = \frac{2}{3} l_1 h_1 = \frac{2}{3} \cdot 9,4 \cdot 31566,61 = 197817,42 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$



$$h_2 = \frac{q_2 l_2^2}{8} = 19671 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_2^1 = \frac{l_2}{2} = 4,7 \text{ m}$$

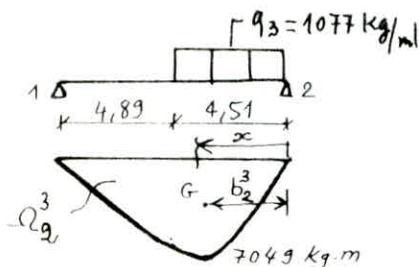
$$\Omega_2^1 = \frac{2}{3} l_2 h_2 = 123271,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$



$$h_2 = 13302,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_2^2 = \frac{2 \cdot 4,51 + 4,89}{3} = 4,763 \text{ m}$$

$$\Omega_2^2 = \frac{l_2 h_2}{2} = 62522,7 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$



$$\Omega_2^3 b_2^3 = \int_{l_2} x \cdot M(x) dx$$

$$= \int_{4,51}^{4,89} (3896,7x - 538,5x^2) x dx$$

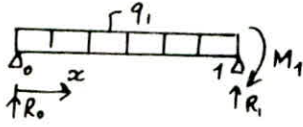
$$+ \int_{4,51}^{9,4} (-1369,83x + 12876,67) x dx$$

$$\Omega_2^3 b_2^3 = 163379 \text{ kg} \cdot \text{m}^3$$

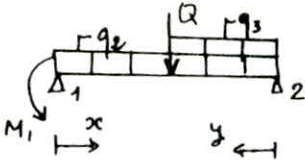
$$\Omega_2 b_2 = \sum_{i=1}^3 \Omega_2^i b_2^i = 123271,6 \cdot 4,7 + 62522,7 \cdot 4,763 + 163979 = 1041151,1 \text{ kg}\cdot\text{m}^3$$

$$\textcircled{I} \Rightarrow M_1 \cdot \frac{9,4^2}{3} \left[ \frac{1}{1,766} + \frac{1}{1,450} \right] = - \left[ \frac{4,7 \cdot 197817,42}{1,766} + \frac{1041151,1}{1,450} \right]$$

$$\Rightarrow M_1 = -33635 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$\Rightarrow R_1 = 17010,8 \text{ kg}; R_0 = 9854,4 \text{ kg}, M(x) = 9854,4x - 2858 \frac{x^2}{2}$$



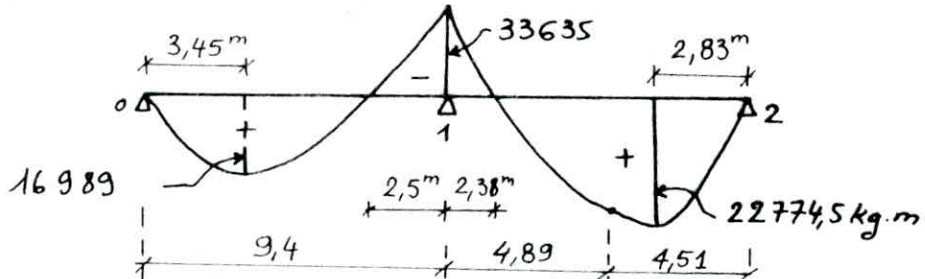
$$\Rightarrow R_2 = 11409,6 \text{ kg}; R_1 = 16268,3 \text{ kg}$$

$$0 \leq x \leq 4,89 \rightarrow M(x) = 16268,3x - 33635 - 1781 \cdot \frac{x^2}{2}$$

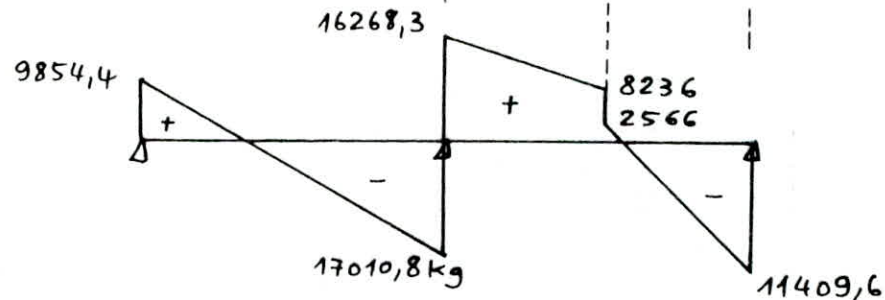
$$0 \leq y \leq 4,51 \rightarrow M(y) = 11409,6y - 2858 \frac{y^2}{2}$$

finalement :

(M)



(T)



• Armatures longitudinales :

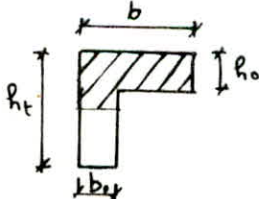
- sur appui (1) :  $M_a = 33635 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 Section rectangulaire  $\Rightarrow$   
 $b = 30 \text{ cm}, h_t = 70 \text{ cm}$

$A = 21,6 \text{ cm}^2$ , on prend  
 $6T20 + 2T16$  ( $22,86 \text{ cm}^2$ )

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 142,9 < 162 \text{ kg/cm}^2$$

- en travée :

• travée (1-2)  $\rightarrow$  section en L (m'étude que sect en T car la position de l'AN ne change pas)



$$\bullet b = \min\left(\frac{l}{10}, \frac{l_x}{2}, \frac{2}{3} \cdot 213\right) = \min(94; 127,5; 142) = 94 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ on trouve : } A = (A_1 - A_2) \frac{M}{M_{1b}} = (13,6 - 0,81) \frac{22,0}{21,5} = 13,62 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 4T16 + 2T20$$
 ( $14,32 \text{ cm}^2$ ) ( $\sigma'_b = 55$ )

. travée (0-1) → section en T ( $b = 218 \text{ cm}$ )

$$M_T = k_T b h_i^2 = 22,8 \text{ t.m} > M = 16,989 \text{ t.m} \Rightarrow x < h_i$$

⇒ l'axe neutre tombe dans la table de compression

⇒ étude section rectangulaire  $b = 218 \text{ cm}$ ,  $h_t = 70 \text{ cm}$ .

on trouve:  $A = 9,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 + 2T16$  ( $A = 10,3 \text{ cm}^2$ )  
 $\sigma'_b = 29 < 162 \text{ kg/cm}^2$ .

. armatures transversales:

$$T_{\max} = 17010,8 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = 9,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\sigma'_b = 146,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = 18,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 3604 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{t} = 38,28 \text{ cm}, t = 24 \text{ cm}, A_t \rightarrow 2 \text{ cadres T8}$$

## I.2: Vérifications diverses :

### 1. Fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2), \tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db}, K = 1,5 \cdot 10^6, \eta = 1,6$$

pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\mu} \bar{\sigma}_a} = 2840 \text{ kg/cm}^2$

comme on a utilisé des barres ( $\phi > 12 \text{ mm}$ ) →  $\sigma_2 < \bar{\sigma}_a = 2800$ .

il faut avoir donc:  $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \tilde{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{K\eta - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \tilde{\omega}_{f_0}$

$$\phi_{\max} = 20 \text{ mm} \rightarrow \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0304.$$

on doit vérifier que  $\tilde{\omega}_f^{\min} = \frac{A_{\min}}{2db} \geq \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0304$

$$\omega_f^{\min} = 0,0447 = \frac{8,04}{2 \cdot 3 \cdot 30} \rightarrow \omega_f^{\min} > 0,0304 \text{ vérifiée}$$

↳ c'est le minimum pour les poutrelles  $\gamma, \alpha, \delta$  et  $\beta$

pour la poutrelle (E) → 4T12 →  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow \tilde{\omega}_f = \frac{4,52}{2 \cdot 30 \cdot 2,6} = 0,029$

avec  $\omega_{f_0}(\phi = 12 \text{ mm}) = \frac{12 \cdot 2800}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 - 10 \cdot 12 \cdot 2800} = 0,0163 \rightarrow \omega_f > \omega_{f_0}$

### 2. condition de non fragilité :

toutes les poutrelles ont le même coffrage ( $30 \times 70$ ) :

$$A^{\min} \geq 0,69 \cdot b h_i \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow A^{\min} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 30 \cdot 67,4 \cdot \frac{7}{4200} = 2,32 \text{ cm}^2.$$

3- condition aux appuis :

$$T + \frac{M}{z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a \quad (\text{Pour appuis derive } M=0 \rightarrow T \leq A \cdot \bar{\sigma}_a)$$

Poutrelle	$\alpha$	$E$	$\delta$	$\delta$	$\beta$
T (kg)	11100	4850	18430	5670	11410
	15780				17011
M (kg.cm)	-	-	-	-	-
	$22,1 \cdot 10^5$				$33,635 \cdot 10^5$
$T + \frac{M}{z}$ (kg)	-	-	-	-	-
	-19439				-110289
A. $\bar{\sigma}_a$ (kg)	$> 0$	12656	37632	22512	$> 0$
	37632				28840
A <sub>rive</sub>	3T20+2T16	4T12	3T20+2T16	4T16	2T20+2T16
A <sub>interm.</sub>	3T20+2T16	-	-	-	2T20+2T16

4. entrainement des barres tendues : (art. 29 ccBA68)

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{p \cdot z} ; \quad p = \text{perimètre total adhérent} \rightarrow 1 \text{ barre} \rightarrow p = \pi \phi$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{"d"} \\ \text{"s"} \end{array} \right\} T = 15,78 \cdot 10^3 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{15,78 \cdot 10^3}{\pi(4,2 + 1,1,6) \frac{7}{8} \cdot 62} = 9,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 0,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 21 \rightarrow \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$$

5. Liaison hourdis-nerveure ("a") : ccBA art 25.2

$$\bar{\sigma}_b = T \cdot \left( \frac{b-b_0}{2} \right) / 3 \cdot b \cdot h_0 \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{128-30}{2} = 49 \text{ cm} ; z = \frac{7}{8} \cdot 66,5$$

$$h_0 = 10 \text{ cm}, b_0 = 30 \text{ cm}, b = 128 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{15,78 \cdot 10^3 \cdot 49}{58,2 \cdot 128 \cdot 10} = 10,38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 4 \bar{\sigma}_b = 4 \cdot 7 = 28 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

6. armatures de couture : "a"

On considère les armatures propres du hourdis comme armatures de couture : on doit vérifier :  $\bar{\sigma}_a = \frac{T \cdot b_1}{3 \cdot b \cdot A} \leq \bar{\sigma}_a$

$$A \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{nappe sup: } 4T8/\text{ml} \\ \text{nappe inf: } 6T8/\text{ml} \end{array} \right\} \rightarrow 10T8/\text{ml} \rightarrow 5,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{10380}{5,02} = 2070$$

7. flèche :

$$* \text{ Poutrelles } (E, \delta, \beta) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) h_t^{\min} = 70 > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{940}{16} = 58,75 \text{ cm} \\ 2) h_t^{\min} = 70 > \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_t^{\max}}{M_0} = \frac{940}{10} \cdot \frac{22,77}{39,34} = 54,43 \text{ cm} \\ 3) A_{\max} = 14,32 < b_0 \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 66,8 \cdot \frac{43}{4200} = 20,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

\* Poutrelles ( $\alpha, \delta$ )  $\rightarrow$   $g_{ev}$  condition non vérifiée  $\Rightarrow$  calcul de flèche

ccBA 68 art 61.21 : on trouve  $\left| \begin{array}{l} \text{pour "a"}: \Delta f_t = 1,17 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{940}{1000} = 1,44 \text{ cm} \\ \text{pour "s"}: \Delta f_t = 1,28 \text{ cm} < 1,44 \text{ cm} \end{array} \right.$



## 8. Contraintes :

méthode P. CHARON :

• Poutrelle "α" sur appui intermédiaire → Sect. rectangul.

$$\begin{aligned}
 - A &= 14,57 \text{ cm}^2 (4T20+1T16) & \omega &= \frac{100 A}{b h} = 0,726 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8765 \\ K = 25,5 \end{cases} \\
 - h &= 70-3 = 67 \text{ cm} & \rightarrow & \\
 - b &= 30 \text{ cm} & z &= E h = 58,72 \text{ cm} \\
 - M &= 22,1 \text{ t.m} & \sigma_a &= \frac{M}{A \cdot z} = 2583 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \\
 & & \sigma'_b &= \frac{\sigma_a}{K} = 101,3 \text{ kg/cm}^2 < 162 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

• Poutrelle "δ": entravée → section en T.

$$\begin{aligned}
 - A &= 18,59 \text{ cm}^2 (4T20+3T16) \\
 - M &= 31,56 \text{ t.m} \\
 - h &= 66,5 \text{ cm} \\
 - b_0 &= 30 \text{ cm}, b = 218 \text{ cm} \\
 - h_0 &= 10 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \rightarrow \frac{b h_0^2}{2} - 15 A (h - h_0) = -4855 < 0$$

→ l'axe neutre tombe dans la nervure.

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = 72 ; E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30A h}{b_0} = 1863$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11,95 \text{ cm}; \alpha = \frac{y_1}{h} = 0,18 \rightarrow K = 68,5 ; \theta = \frac{h_0}{h} = 0,15$$

$$f = \frac{\theta}{\alpha} = 0,82 ; \beta = \frac{b_0}{b} = 0,15 \rightarrow C = 0,0921$$

$$z = \left[ 1 - \frac{\theta}{2} + C \alpha \right] h = 62,6 \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{z A} = 2717 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 40 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} = 81 \rightarrow \text{la cont. moy } \sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b_0}.$$

$\sigma'_b > \bar{\sigma}'_m$

\* Arrêt des barres longitudinales :

• Poutrelle "α" :

- La moitié au moins de la section des armatures inf nécessaires en travée est prolongée aux appuis, et le reste est arrêté à  $d \leq \frac{\ell}{10}$  des appuis

$$d \leq \frac{940}{10} = 94 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } d = 90 \text{ cm.}$$

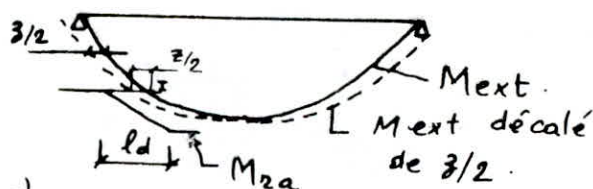
- la longueur des chapeaux à partir des nus des

$$\text{appui : } d' \geq \frac{1}{4} \ell \rightarrow d' \geq \frac{940}{4} = 235 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } d' = 2,4 \text{ m}$$

. Poutrelle "γ"

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 66,5 = 58,2 \text{ cm}$$

le moment résistant " $M_{2a}$ "  
des barres filantes (non arrêtées)



(4T20+1T16  $\rightarrow$   $A = 14,57 \text{ cm}^2$ ) est donné par :

$$M_{2a} = \gamma \cdot \bar{\sigma}_a \cdot A = 58,2 \cdot 2800 \cdot 14,57 = 23,74 \text{ t.m}$$

$M_{ext} = M_{2a} \rightarrow$  Pt "i" : là où on arrête les barres non filantes.

$$\hookrightarrow 23,74 = 13,43x - 2,858 \frac{x^2}{2} \text{ (equation du moment ext)}$$

$$\Rightarrow 1,429x^2 - 13,43x + 23,74 = 0 \Rightarrow x = 2,36 \text{ m} = 236 \text{ cm}$$

conclusion : on arrête le lit supérieur des 22m inf

(2T16) du nu des appuis à  $d = 236 - \frac{z}{2} = 236 - \frac{58,2}{2} = 207 \text{ cm}$

on prend  $d = 200 \text{ cm} = 2 \text{ m}$ .

. Poutrelle "β" :

sur appui : les barres long. sup sont arrêtées à

$$d = 2,5 + \frac{z}{2} = 250 + \frac{56,32}{2} = 280 \text{ cm}$$

soit à 2,8 m du nu de l'appui interm. (1)

en travée : les armatures inférieures de la travée (1-2)

$$\text{sont arrêtées à } d_1 = 238 - \frac{z}{2} = 238 - \frac{58,45}{2} = 208 \text{ cm}$$

soit à 2,00 m du nu de l'appui (1)

et à  $d_2 = y - \frac{z}{2}$  du nu de l'appui (2)

$$M_{2a} = \gamma \bar{\sigma}_a \cdot A = 58,45 \cdot 2800 \cdot 10,3 = 16857 \text{ Kg.m (2T20+2T16)}$$

$$M_{ext} = M_{2a} \Rightarrow 16857 = 11409,6y - 2858 \frac{y^2}{2}$$

$$\Rightarrow 1,429y^2 - 11,41y + 16,857 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1,956 \text{ m}$$

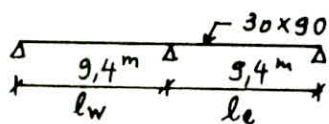
finalement :  $d = 195,6 - \frac{58,45}{2} = 166,37 \text{ cm}$

soit à 1,6 m du nu de l'appui (2).

## II) POUTRELLES DES PLANCHERS "B" :

### II.1: sollicitations - Ferrailage :

#### ① Poutrelle "α" :



•  $\beta = \frac{p_x}{p_y} = \frac{2,55}{9,4} = 0,27 < 0,4 \Rightarrow$  les charges des dalle reprises exclusivement par les poutrelles. (lignes de rupture //).

•  $g =$  poids dalle + retombée =  $640 \cdot 2,85 + 2500 \cdot 0,75 \cdot 0,3 = 2386,5 \text{ kg/ml}$

•  $p = 1,2 \times 1000 \cdot 2,85 = 3420 \text{ kg/ml}$

- Poutrelle simplement appuyée:  $M_0 = \frac{q \ell^2}{8}$  ,  $T_0 = \frac{q \ell}{2}$

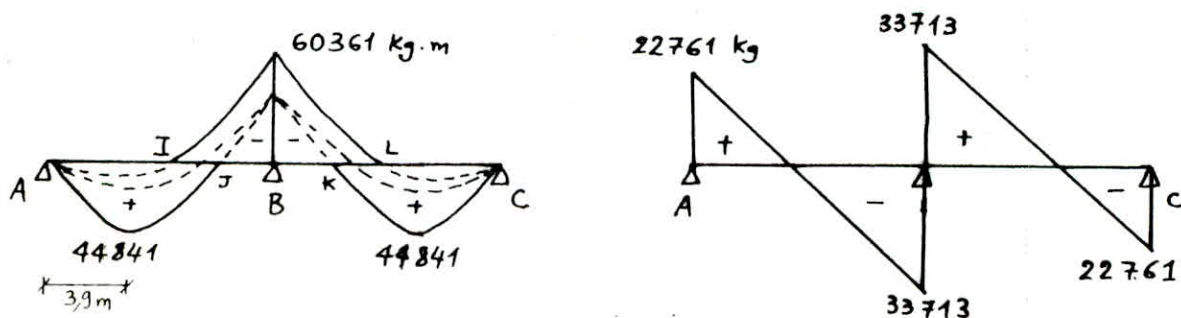
solli	déchargée	surchARGE seule	chargée
$M_0 [k.m]$	26,359	37,774	64,133
$T_0 [t]$	11,217	16,074	27,291

- Poutrelle continue : sera calculé par la méth "Caquot":

avec :  $l_w = l_e = 9,4m$  ;  $g = 2386,5 \text{ kg/ml}$  ;  $p = 3420 \text{ kg/ml}$

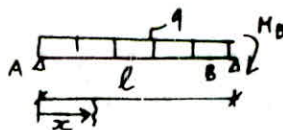
dans notre cas les deux travée sont de rive  $\rightarrow l' = l$

avec la même méthode de travail appliquée dans le chapitre des dalle (poutre continue), on arrive aux Courbes enveloppes suivantes :



Coordonnées des pts I, J, K, L (pour étude: arrêt des barres)

• Pts I, L  $\rightarrow \begin{cases} q = 5806,5 \text{ kg/ml} \\ M_B = -60361 \text{ kg.m} \\ M_A = 0, l = 9,4m \end{cases} \Rightarrow$



$M(x) = -2903,25x^2 + 20869,2x = 0 \rightarrow x = 7,2m$ , soit  $d = 2,2m$  de l'appui B.

• Pts J, K  $\rightarrow$  m chase, et on trouve:  $d = 1,56m$  de l'appui B.

## \* Armatures :

## \* armatures longitudinales.

- appui B  $\rightarrow M = 60361 \text{ kg.m}$  (sect. rectang.)  $\Rightarrow A = 31,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T20$   
( $31,4 \text{ cm}^2$ )  
 $h = 90 - 9 = 81 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ .
- en travée  $\rightarrow M = 44841 \text{ kg.m}$  (sect. en T)  $\Rightarrow A = 19,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T16$   
( $20,1 \text{ cm}^2$ )  
 $b = 218 \text{ cm}$ ,  $h = 85$ ,  $b_0 = 30$ ,  $h_0 = 15$
- arrêt des barres long : m principe que les poutrelles étudiées pour les planchers "A"

on trouve: - arm. inf  $\rightarrow 5T16$  arrêtés à :

$$* x_1 - \frac{3}{2} = 75 \text{ cm de l'appui A}$$

$$* x_2 + \frac{3}{2} = 705 \text{ cm de A soit } 235 \text{ cm de B.}$$

- arm sup  $\rightarrow 5T20$  arrêtés à  $x_0 + \frac{3}{2} = 265 \text{ cm de B}$

## \* armatures transversales:

$$T_{\text{max}} = 33713 \text{ kg}, M = 60361 \text{ kg.m} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 158,2 \text{ kg/cm}^2, h = 86$$

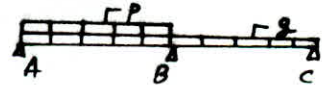
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{33713}{30 \cdot 75,25} = 14,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) = 17,8 \text{ kg/cm}^2$$

pas de reprise de bétonnage  $\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) 4200 = 3200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{t} = 31 \text{ cm}, A_t = 3,01 \text{ cm}^2 \text{ ("cadres + étrier" } T8) \rightarrow t = 20 \text{ cm.}$$

- appui A  $\rightarrow T = 22761 \text{ kg}$ ,  $\bar{\sigma}_b = 10 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{t} = 49 \text{ cm}$ ,  $t = 35 \text{ cm}$ ,  $A_t = 3,01$
- en travée : les chargements partiels des nervures conduisent à :

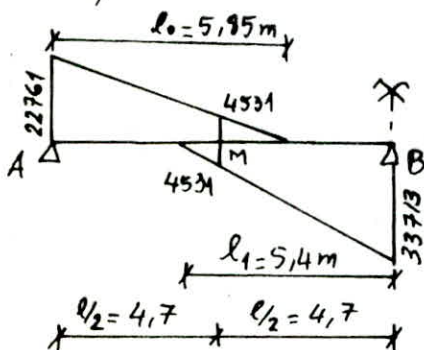
$$T_{\text{max}}^{\text{trav}} = T_0 + \frac{M_B - M_C}{l} \text{ pour le chargement}$$



$$T_0 = 0, M_A = 0, M_B = 42585 \text{ kg.m} \Rightarrow T_{\text{max}} = \frac{42585}{9,4} = 4531 \text{ kg}$$

$\Rightarrow$  en travée on trouve:  $\bar{t} = 78,6 \text{ cm}$ ,  $t = 75 \text{ cm}$  pour  $A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

## • répartition des arm transv:



• on adopte les espacements successifs :

17,5 ; 35 cm ; 45 cm, 60 cm, 75 cm

trouçon AM

ecartement	17,5	35	45	60	75
nombre	1	4	3	2	1
olistance	17,5	140	135	120	75
olistance cumulées	17,5	157,5	292,5	412,5	487,5

. tronçon B.M : on adopte: 20, 25, 35, 45, 60

ecartement	10	20	25	35	45	60
nombre	1	5	4	3	2	1
distance	10	100	100	105	90	60
dist. cum	10	110	210	315	405	465

finalement entre A et B on a:

17; 4x35; 3x45; 4x60; 2x45; 3x36; 4x25; 5x20; 10.

② Poutrelles: E, γ, δ, β : (b=30 cm, h<sub>t</sub> = 90 cm)

exactement avec mêmes méthodes de calcul que pour les poutrelles des planchers "A", et avec  $\bar{m}$  notations, on trouve :

Poutrelle	g [t/ml]	p [t/ml]	M <sub>int</sub> [t.m]	M <sub>sup</sub> [t.m]	A <sub>sup</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ]	T (t)	A <sub>f</sub> (cat)	t (cm)
E	g <sub>M</sub> = 2,2 g <sub>T</sub> = 1,91	p <sub>M</sub> = 3,07 p <sub>T</sub> = 2,53	12,562 (travée)	0,15 M <sub>0</sub> (appui)	3T8 (1,5 cm <sup>2</sup> )	6,03 (3T16)	9,672 ↓ τ <sub>b</sub> = 4,24 < τ <sub>b</sub> = 24,5 kg/cm <sup>2</sup>	1,13 ↓ 1 cadre + 1 étrier "T6"	30 ↓ τ = 71
γ	2,386	3,420	64,133 (travée)	0,15 M <sub>0</sub> (appui)	5T8 (2,51 cm <sup>2</sup> )	28,8 (10T20)	27,291 ↓ τ <sub>b</sub> = 12 < τ <sub>b</sub> = 24,5 kg/cm <sup>2</sup>	3,01 ↓ 2 cadres + 1 étrier "T8"	31 ↓ τ = 42
δ	q = 2,622 $\frac{t}{ml}$ Q = 9,672 t q' = 1,035 $\frac{t}{ml}$	21,608	21,608 (travée)	0,15 M <sub>0</sub> (appui)	5T8 (2,51 cm <sup>2</sup> )	10,05 (5T16)	11,17 ↓ τ <sub>b</sub> = 4,86 < τ <sub>b</sub> = 24,5 kg/cm <sup>2</sup>	1,7 ↓ 2 cadres + 1 étrier "T6"	45 ↓ τ = 69
β	q <sub>1</sub> = 5,807 $\frac{t}{ml}$ q <sub>2</sub> = 3,461 $\frac{t}{ml}$ Q = 11,17 t q <sub>3</sub> = 2,346 $\frac{t}{ml}$	M <sub>0,2</sub> " " 34,65 ↑ (travée de gauche) M <sub>2,1</sub> = 45	M <sub>1</sub> = 67,9 (appui interm.)	12T20 (37,68 cm <sup>2</sup> )	A <sub>0,1</sub> 16,58 (4T20 + 2T16) A <sub>1,2</sub> 20,6 (4T20 + 4T16)	34,52 ↓ τ <sub>b</sub> = 15,9 < τ <sub>b</sub> = 20,2 kg/cm <sup>2</sup>	3,02 ↓ 1 cadre + 2 étriers "T8"	20 ↓ τ = 26	

## II-2: Vérifications:

### 1. Fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = 0,0304$$

$$\omega_f^{\min} = \frac{A^{\min}}{2db} = \frac{6,03}{2 \cdot 3 \cdot 30} = 0,0335 > \tilde{\omega}_f = 0,0304$$

donc pour toute les poutrelles  $\bar{\sigma}_a = 2800 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$

### 2. Condition de non fragilité:

toutes les poutrelle ont le  $\bar{m}$  coffrage (30x90)

$$A^{\min} = 6,03 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 87 \cdot \frac{7}{4200} = 3,00 \text{ cm}^2$$

### 3. Condition aux appuis:

• Poutrelle "α": rive:  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{22761}{10,05} = 2265 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$ .

interm:  $\sigma_a = T + \frac{M}{z} = 33713 - \frac{60361 \times 100}{75,25} = -46500 < 0$

→ il n'est pas nécessaire de vérifier.

• Poutrelle "ε":  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{9672}{6,03} = 1604 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

• Poutrelle "γ":  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{27291}{15,7} = 1738 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

• Poutrelle "δ":  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{11170}{10,05} = 1111 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

• Poutrelle "β": rive:  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{22880}{12,56} = 1821,6 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

interm:  $\sigma_a = T + \frac{M}{z} = 34522 - \frac{67976}{72,62} = -58980 < 0$ .

### 4. flèche:

\* Poutrelles: α, ε, δ, β:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t^{\min} = 90 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{940}{16} = 58,75 \text{ cm} \\ 2) h_t^{\min} = 90 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_t^{\max}}{M_o} = \frac{940}{10} \cdot \frac{44608}{64133} = 65,33 \text{ cm} \\ 3) A^{\max} = 20,1 \text{ cm}^2 < b_o \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 86 \cdot \frac{43}{4200} = 26,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

1), 2) et 3) → Vérifiée ⇒ il n'est pas utile de donner une justification de flèche.

\* Poutrelle: "γ":  $A = 31,41 \text{ cm}^2 > b_o \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 86 \cdot \frac{43}{4200} = 26,41 \text{ cm}^2$

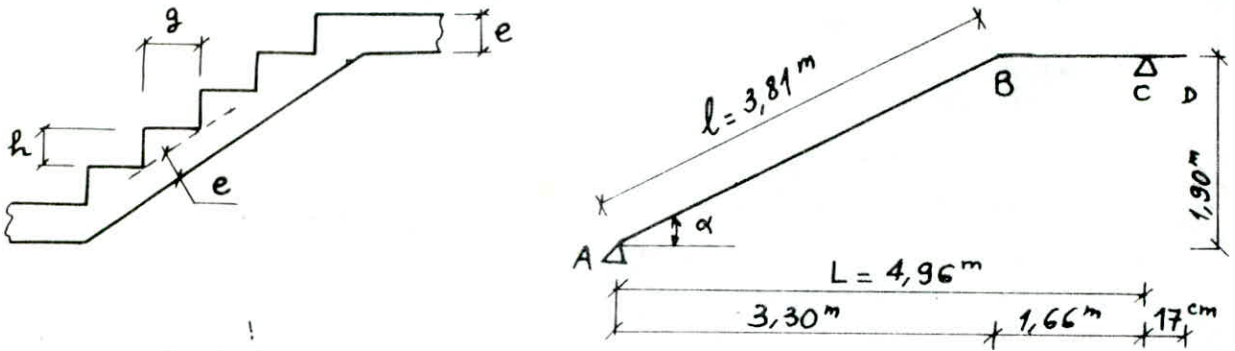
⇒ (calcul de flèche (CCBA68:61.21) ⇒  $\Delta f_t = 1,176 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{940}{1000} = 1,44 \text{ cm}$ .

## \_ ESCALIERS \_

La cage étudiée comporte deux types d'escalier :

- Escaliers "a" → menant du sous sol au premier étage.
- Escaliers "b" → menant du premier au deuxième étage.

### Ⓘ Escaliers "a" :



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{190}{330} = 0,576 \rightarrow \alpha = 29,93^\circ \rightarrow \sin \alpha = 0,499 ; \cos \alpha = 0,866.$$

\* Condition de "Blondel" :

- hauteur de la marche (contre-marche) :  $h = 15,8 \text{ cm}$
- largeur de la marche (giron) :  $g = \frac{330}{12} = 27,5 \text{ cm}$

on doit avoir :  $59 \leq 2h + g \leq 66$

$$2h + g = 2 \cdot 15,8 + 27,5 = 59,1 \rightarrow 59 < 59,1 < 66 \text{ (vérifiée)}$$

\* prédimensionnement :

- On prend la même épaisseur "e" pour la paillasse et pour les paliers :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{496}{30} \leq e \leq \frac{496}{20} \rightarrow 16,5 \leq e \leq 24,8 \Rightarrow \text{on prend : } e = 20 \text{ cm.}$$

\* Charges et surcharges :

- paillasse :

$$\text{• poids propre : } \frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,2}{0,866} = 577,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{• poids des marches : } \frac{2200 \cdot h}{2} = 174 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{• revêtement : } \left\{ \begin{array}{l} \text{carrelage : 2cm} \rightarrow 84 \text{ kg/m}^2 \\ \text{mortier : 2cm} \end{array} \right.$$

$$\text{• garde corps : métal léger} \rightarrow 20 \text{ kg/ml}$$

$$\text{bande de 1m} \rightarrow \text{charge} \rightarrow g_1 = 855,4 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow \text{surcharge} \rightarrow p_1 = 400 \text{ kg/ml}$$

- palier :

$$\text{• poids propre : } 2500 \cdot 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{• revêtement} \rightarrow 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{bande de 1m : charge} \rightarrow 584 \text{ kg/ml}$$

$$\text{surcharge} \rightarrow 400 \text{ kg/ml}$$

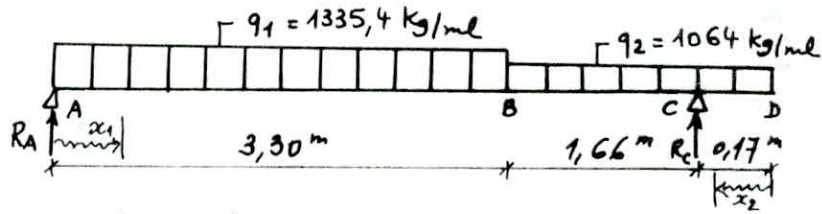
$$\Rightarrow g_2 = 584 \text{ kg/ml}$$

$$p_2 = 400 \text{ kg/ml} [400 \text{ kg/m}^2 \times 1\text{m}]$$

charges totales : paille →  $q_1 = g_1 + 1,2 p_1 = 855,4 + 1,2 \cdot 400 = 1335,4 \text{ kg/ml}$   
 palier →  $q_2 = g_2 + 1,2 p_2 = 584 + 1,2 \cdot 400 = 1064 \text{ kg/ml}$

\* Sollicitations :

• Schéma statique :



NB: on surcharge toute la poutre, et on ne considère que ce cas de charge; l'effet de console (console CD déchargée) est négligeable i.e.: pas d'effet sur le moment en travée AC.

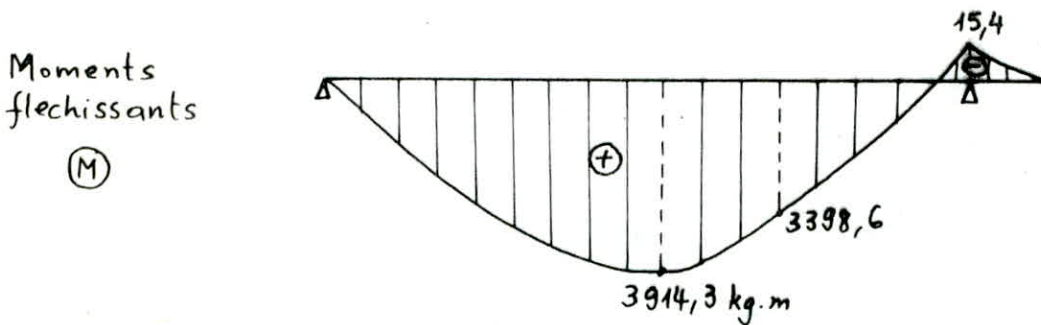
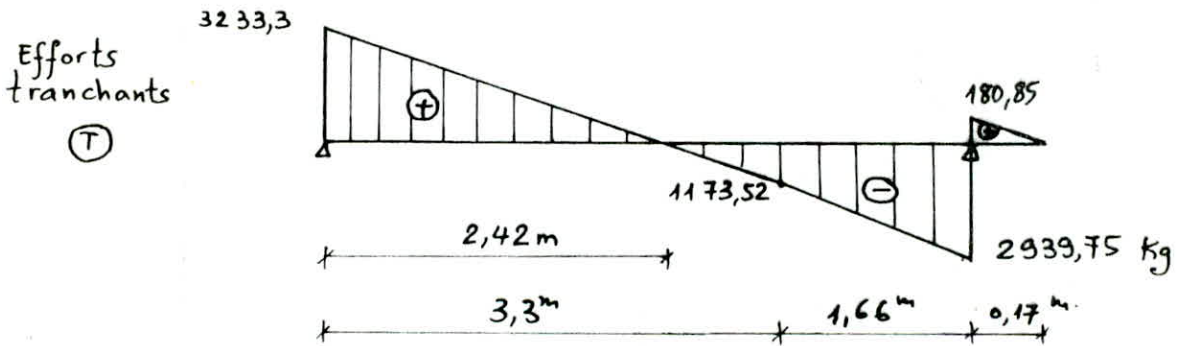
• Réactions d'appui :  $\sum M/A = 0 \rightarrow R_c = 3120,6 \text{ kg}$ ;  $\sum M/C = 0 \rightarrow R_A = 3233,3 \text{ kg}$

• Moments flechissants:  $0 \leq x_1 \leq 3,3 \rightarrow M(x_1) = 3233,3 x_1 - 1335,4 \frac{x_1^2}{2}$

$0 \leq x_2 \leq 0,17 \rightarrow M(x_2) = -1064 \frac{x_2^2}{2}$

$0,17 \leq x_2 \leq 1,83 \rightarrow M(x_2) = 3120,6(x_2 - 0,17) - 1064 \frac{x_2^2}{2}$

• Diagrammes :





## \* Calcul des armatures :

on fait le calcul par la méthode de "P. Charon":

- en travée:  $M_t = 3914,3 \text{ kg.m}$

$$G = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 391430}{2800 \cdot 100 \cdot (20-2)^2} = 0,065 \Rightarrow K = 32,6 ; E = 0,895$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{32,6} \rightarrow 85,9 < 162 = \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'arm. comprimées.}$$

armatures long. inférieures (principales):

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{391430}{2800 \cdot 0,8950 \cdot 18} = 8,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T12/\text{ml} (9,05 \text{ cm}^2) \\ (e = 12,5 \text{ cm})$$

armatures de répartition:  $A_2 \geq \frac{A_t}{4} = \frac{8,68}{4} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8/\text{ml} \\ (e = 20 \text{ cm})$

- sur appui:  $M_a = 15,4 \text{ Kg.m}$

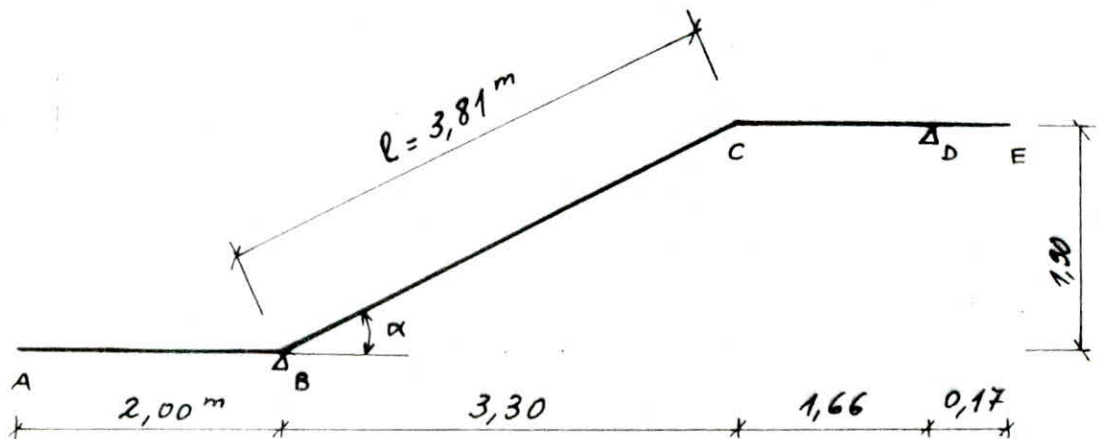
$$G = \frac{15 \cdot 1540}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0003 \rightarrow K = 650 ; E = 0,9925$$

$$A_a = \frac{1540}{2800 \cdot 0,9925 \cdot 18} = 0,03 \text{ cm}^2 \text{ (très négligeable)}$$

on prendra la quantité d'acier minimale donnée par la condition de non fragilité:

$$A \geq b h 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \rightarrow A \geq 100 \cdot 18 \cdot 0,69 \cdot \frac{7}{4200} = 2,07 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 5T8/\text{ml} (2,51 \text{ cm}^2) \\ (e = 20 \text{ cm})$$

Ⓜ Escaliers "b" :



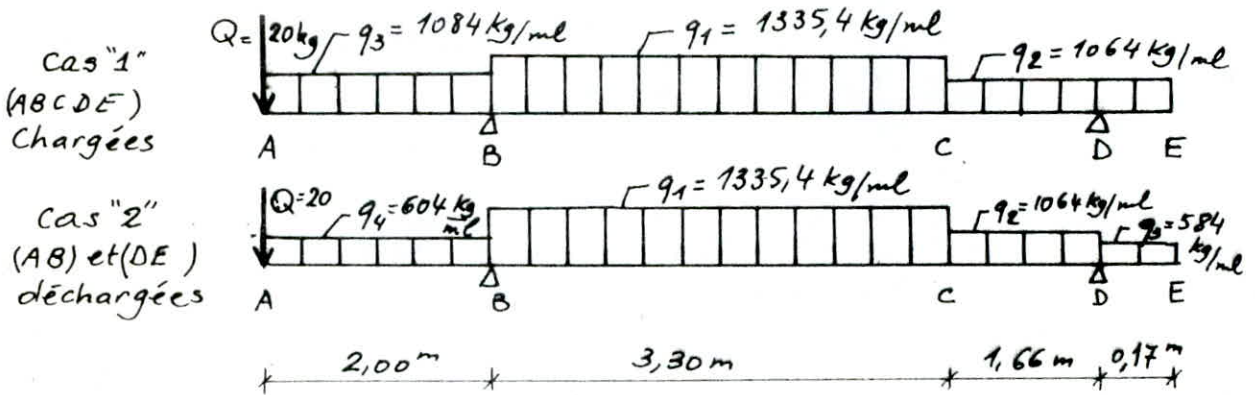
même chose que pour escalier "a":

$\alpha \approx 30^\circ$ ;  $h = 15,8 \text{ cm}$ ;  $g = 27,5 \text{ cm}$ ; épaisseur paillasse et paliers  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

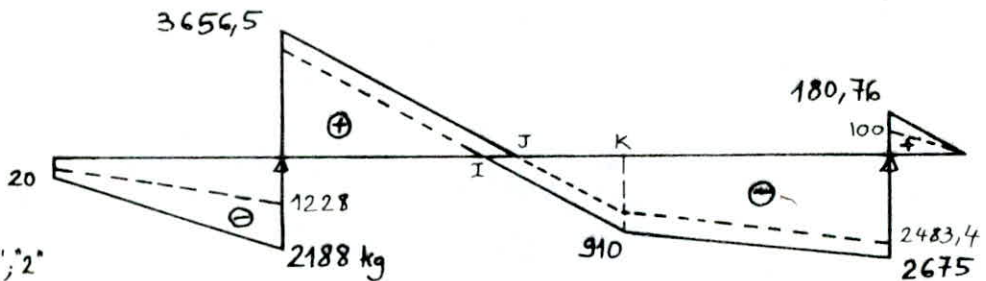
\* Charges et surcharges :

- paille :  $q_1 = 1335,4 \text{ kg/ml}$  (même que celle de "a")
- palier "CE" :  $q_2 = 1064 \text{ kg/ml}$  (même que celui de "a")
- palier AB (en console) :  
 $q_3 = 1064 + 20$  (file de garde corps) =  $1084 \text{ kg/ml}$   
 $Q = 20 \text{ kg}$  (charge concentrée en A → garde corps)

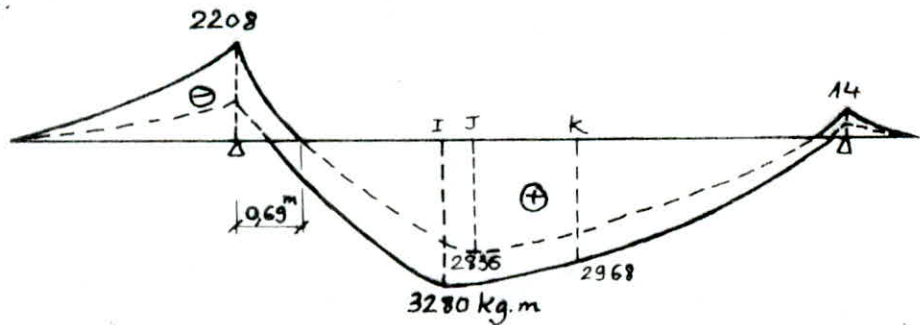
\* Sollicitations :



Efforts tranchants



moments flechissants.



\* Ferrailage : (méthode P. Charon)

- en travée :  $M_t = 3280 \text{ kg.m}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 18 \text{ cm}$  ⇒  $A_t = 7,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 ⇒  $7712/\text{ml}$  ( $7,92 \text{ cm}^2$ )  
 arm. de repartition :  $A_2 > \frac{A_t}{4} = 1,8 \text{ cm}^2$  ⇒  $478/\text{ml}$  ( $2,01 \text{ cm}^2$ )
- sur appui B :  $M_a = 2208 \text{ kg.m}$  ⇒  $A = 4,77 \text{ cm}^2$  ⇒  $5712/\text{ml}$  ( $5,65 \text{ cm}^2$ ).
- sur appui D :  $M_a = 14 \text{ kg.m}$  (négligeable) → arm. min ⇒  $578/\text{ml}$ .

\* Verifications :

• Contraintes : (méthode P. CHARON)

- escalier "a" →  $M_t = 3914,3 \text{ kg.m}$   
 $A_t = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 enrobage = 1,5cm → d = 2,1  
 → h = 17,9cm
- $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,506 \rightarrow k = 31,7; E = 0,993$
- $\sigma_a = \frac{M_t}{A_t \cdot E h} = 2706 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{31,7} = 88,3 < 162 \text{ kg/cm}^2$
- escalier "b" → en travée :  $\sigma_a = 2574 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$  ;  $\sigma'_b = 75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$   
 sur appui "B" :  $\sigma_a = 2394 \text{ " } < \bar{\sigma}_a$  ;  $\sigma'_b = 58 \text{ " } < \bar{\sigma}'_b$ .

• Condition de non fragilité :

$A^{\text{min}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{en}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 17,9 \cdot \frac{7}{4200} = 2,06 \text{ cm}^2$  (vérifié)

• Fissuration :

- escalier "a" :  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A^{\text{min}}}{2db} = \frac{2,51}{2 \cdot 1,9 \cdot 100} = 0,0066 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1857,4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
- $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2840 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)
- escalier "b" :  $\tilde{\omega}_{f \text{ min}} = \frac{5,65}{2 \cdot 2,1 \cdot 100} = 0,01345 \rightarrow \sigma_1 = 2371 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (vérifiée)

• flèche :

$\frac{A^{\text{max}}}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{en}}} \rightarrow \frac{A^{\text{max}}}{b h} = \frac{9,05}{100 \cdot 18} = 5 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{43}{4200} = 10,2 \cdot 10^{-3}$   
 ⇒ inutile de justifier la flèche.

• condition d'appui :

$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$  (effort de traction des arm inf aux appuis)  
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

Escalier	appui	A (cm²)	z (cm)	M (kg.m)	T (kg)	T + M/z (kg)	A σ̄ <sub>a</sub> (kg)
type "a"	A	9,05	/	/	3233,3	3233,3	25340
	C	9,05	15,98	-15,4	2939,75	96,4	25340
type "b"	B	5,65	16,32	2208	3656,5	-9873	15820
	D	2,51	15,75	14	2675	2586	7028

N.B : si  $T + \frac{M}{z} < 0 \Rightarrow$  aucun effort de traction des arm. inf aux appuis.

• armatures transversales :

contrainte de cisaillement :  $\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z}$   
 avec  $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7 = 8,05 \text{ kg/cm}^2$

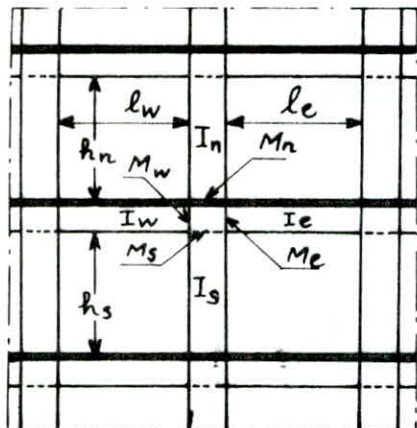
→ "a" →  $\tau_b = \frac{3233,3}{100 \cdot 15,98} = 2,023 < \bar{\tau}_b$   
 ⇒ "b" →  $\tau_b = \frac{3656,5}{100 \cdot 16,32} = 2,24 < \bar{\tau}_b$   
 → pas besoin d'arm. transversales.

# CHARGES VERTICALES

## EXPOSE DE LA METHODE "CAQUOT"

Annexe "A" du CCBA 68 :

Dans cette méthode :



- les poutres sont solidaires des poteaux.
- moments d'inertie des poteaux sont constants
- il n'est pas tenu compte des déplacements horiz. relatifs des planchers.

Le principe consiste à considérer chaque nœud (croisement poteau-poutre), et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus, en ne tenant

compte que des charges des travées encadrant l'appui (travée gauche  $\rightarrow w$  et travée droite  $\rightarrow e$ ), et de la résistance offerte par les tronçons inf et sup des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon sup  $\rightarrow n$  et tronçon inf  $\rightarrow s$ ).

on détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignée par  $l'$  :

$$l'_w = 0,8 l_w \text{ et } l'_e = 0,8 l_e \text{ (travées intermédiaires)}$$

on détache au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux :

$$l'_n = 0,9 h_n \text{ (le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher)}$$

$$\left. \begin{array}{l} h'_n = 0,8 h_n \\ h'_s = 0,8 h_s \end{array} \right\} \text{(dans les autres cas)}$$

soient :

$q_w$  = la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_e$  sur celle de droite)

$Q_w$  = charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance  $a_w$  du nu de l'appui ( $Q_e, q_e \rightarrow$  travée de droite)

$$\text{on pose: } M'_w = \frac{q_w \cdot l'^2_w}{8,5} + l'_w \cdot \sum k_w \cdot Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l'^2_e}{8,5} + l'_e \cdot \sum k_e \cdot Q_e$$

Les valeurs  $k_w$  et  $k_e$  sont données en fonction de  $a_w, l'_w$  et  $a_e, l'_e$  par une échelle fonctionnelle (CCBA 68 p 141, 143, 146).

$I_w, I_e, I_s$  et  $I_n \rightarrow$  moments d'inertie des éléments formant le nœud.

on pose:  $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$  ;  $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$  ;  $k_s = \frac{I_s}{R'_s}$  ;  $k_n = \frac{I_n}{R'_n}$

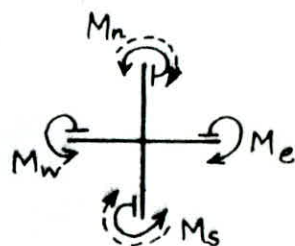
$$D = k_w + k_e + k_n + k_s$$

Les moments dans les sections dangereuses sont en valeurs absolues:

- au nu de l'appui dans la travée de gauche:  $M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$
- au nu de l'appui dans la travée de droite:  $M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{k_e}{D}$
- au nu inférieur des poteaux (ds poteau inf):  $M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$
- au nu supérieur du plancher (ds poteau sup):  $M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$

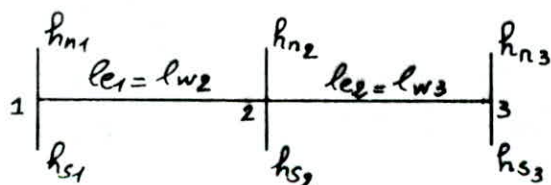
remarque:

- $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs (poutres)
- pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M'_e$  et  $M'_w$ ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



sens de  $M_n, M_s$   
 —  $\rightarrow$  si  $M_e > M_w$   
 - - -  $\rightarrow$  si  $M_w > M_e$

Application (notre cas): travées de rive sans console:



\* Etude du nœud ①:

$$\left. \begin{array}{l} M_{w1} = 0 \\ l'_{w1} = 0 \\ k_{w1} = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} M_{e1} = M'_e \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right) \\ M_{s1} = M'_e \cdot \frac{k_{s1}}{D_1} \end{array} ; M_{n1} = M'_e \cdot \frac{k_{n1}}{D_1}$$

avec  $M'_e = \left(\frac{q_e l'_e}{8,5}\right)_{\text{nœud 1}} + (l'_e \sum k_e Q_e)_{\text{Nœud 1}}$

$$k_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; k_{s1} = \frac{I_{s1}}{R'_{s1}} ; k_{n1} = \frac{I_{n1}}{R'_{n1}} \quad \rightarrow D_1 = k_{e1} + k_{s1} + k_{n1}$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} ; h'_{s1} = 0,8 h_{s1} ; h'_{n1} = 0,9 h_{n1} \text{ (avant dernier plancher)} \\ h'_{n1} = 0,8 h_{n1} \text{ (autres cas)}$$

\* Etude du noeud (3) :

$$\left. \begin{array}{l} M_{e3} = 0 \\ l'_{e3} = 0 \\ k_{e3} = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} M_{w3} = M'_{w3} \left( 1 - \frac{k_{w3}}{D_3} \right) \\ M_{s3} = M'_{w3} \frac{k_{s3}}{D_3} ; M_{n3} = M'_{w3} \cdot \frac{k_{n3}}{D_3} \end{array}$$

$$\text{avec : } M'_{w3} = \left( \frac{q_w \cdot l_w'^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 3}} + (l'_w \cdot \sum k_w \cdot Q_w)_{\text{noeud 3}}$$

$$D_3 = k_{w3} + k_{s3} + k_{n3} \rightarrow k_{w3} = \frac{I_{w3}}{l'_{w3}} ; k_{s3} = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}} ; k_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}}$$

$$l'_{w3} = 0,8 l_{w3} ; h'_{s3} = 0,8 h_{s3} ; h'_{n3} = 0,9 h_{n3} \text{ (av. d. plancher)} \\ h'_{n3} = 0,8 h_{n3} \text{ (autres cas)}$$

\* Etude du noeud (2) :

$$\bullet l'_{w2} = X_1 \cdot l_{w2} \text{ avec } \begin{cases} X_1 = 0,8 \text{ pour } k_{s1} + k_{n1} \geq 1,5 k_{e1} \\ X_1 = 1 - \frac{k_{s1} + k_{n1}}{7,5 k_{e1}} \text{ pour } k_{s1} + k_{n1} < 1,5 k_{e1} \end{cases}$$

$$k_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; k_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} ; k_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}} ; l'_{e1}, h'_{s1}, h'_{n1} \rightarrow \text{m\^a que noeud (1)}$$

$$\bullet l'_{e2} = X_3 \cdot l_{e2} \text{ avec } \begin{cases} X_3 = 0,8 \text{ si } k_{s3} + k_{n3} \geq 1,5 k_{w3} \\ X_3 = 1 - \frac{k_{s3} + k_{n3}}{7,5 k_{w3}} \text{ si } k_{s3} + k_{n3} < 1,5 k_{w3} \end{cases}$$

$$k_{s3} = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}} ; k_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}} ; k_{w3} = \frac{I_{w3}}{l'_{w3}} ; l'_{w3} = 0,8 l_{w3} = 0,8 l_{e2}$$

$$\bullet \text{ Moments : } M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D} + M'_{w2} \left( 1 - \frac{k_{w2}}{D} \right)$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left( 1 - \frac{k_{e2}}{D} \right) + M'_{w2} \cdot \frac{k_{e2}}{D}$$

$$M_{s2} = \frac{k_{s2}}{D} (M'_{e2} - M'_{w2})$$

$$M_{n2} = \frac{k_{n2}}{D} (M'_{e2} - M'_{w2})$$

$$\text{avec : } k_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}} ; k_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} ; k_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} ; k_{n2} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}} ; D = k_{w2} + k_{e2} + k_{s2} + k_{n2}$$

$$M'_{e2} = \left( \frac{q_e l_e'^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + (l'_e \cdot \sum k_e Q_e)_{\text{noeud 2}}$$

$$M'_{w2} = \left( \frac{q_w l_w'^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + (l'_w \cdot \sum k_w Q_w)_{\text{noeud 2}}$$

\* Efforts tranchants dans les poteaux - Efforts normaux dans les poutres:

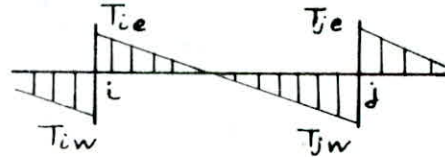
par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux ni des des efforts normaux dans les poutres : (CCBA 68: A15)

\* Efforts normaux dans les poteaux:

les efforts normaux dans les poteaux sont donnés par les réactions d'appui  $i$  et  $j$  (efforts tranchants) des poutres.

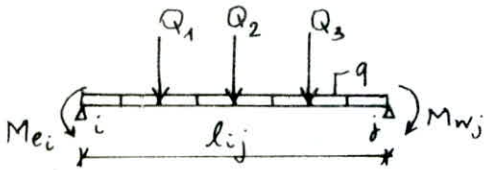
$$N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$$

$$N_j = |T_{je}| + |T_{jw}|$$



\* Efforts tranchants dans les poutres:

sont calculés en considérant la travée indépendante (isostatique), et en faisant état des moments de continuité et des charges qui lui sont appliquées.

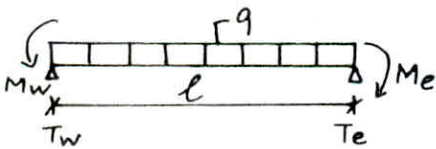


$$T_{ei} = T_{ei_0} + \frac{|M_{ei}| - |M_{wj}|}{l_{ij}}$$

$$T_{wj} = T_{wj_0} + \frac{|M_{wj}| - |M_{ei}|}{l_{ij}}$$

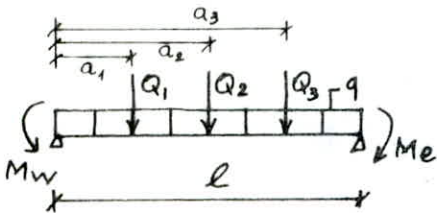
$T_{ei_0}$  et  $T_{wj_0}$  → efforts tranchants isostatiques dus à  $Q_i$  et  $q$ .

Dans notre cas :



$$T_w = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \sum Q_i - \frac{\sum Q_i a_i}{l} + \frac{q l}{2}$$

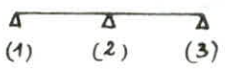
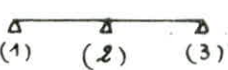
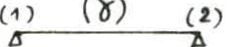
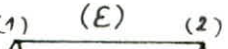
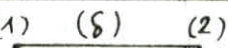
$$T_e = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2} + \frac{\sum Q_i a_i}{l}$$

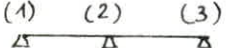


## EFFORTS DANS LES PORTIQUES (engendrés par les charges verticales)

\* Efforts tranchants dans les poutrelles :

→ actions concentrées sur les poutres (calcul des charges  $Q_i$ )

Poutrelle	plancher	Efforts tranchants sous: g	Efforts tranchants sous: p									
(α) 	A	$T_{1d} = T_{3g} = 7,77 t$ $T_{2d} = T_{2g} = 11,06 t$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><math>P = 100 \text{ kg/m}^2</math></td> <td style="text-align: center;"><math>P = 175 \text{ kg/m}^2</math></td> <td style="text-align: center;"><math>P = 250 \text{ kg/m}^2</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>T_1 = T_3 = 1,11 t</math></td> <td style="text-align: center;"><math>T_1 = T_3 = 1,943 t</math></td> <td style="text-align: center;"><math>T_1 = T_3 = 2,775 t</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>T_2^g = T_2^d = 1,572 t</math></td> <td style="text-align: center;"><math>T_2^g = T_2^d = 2,751 t</math></td> <td style="text-align: center;"><math>T_2^g = T_2^d = 3,93 t</math></td> </tr> </table>	$P = 100 \text{ kg/m}^2$	$P = 175 \text{ kg/m}^2$	$P = 250 \text{ kg/m}^2$	$T_1 = T_3 = 1,11 t$	$T_1 = T_3 = 1,943 t$	$T_1 = T_3 = 2,775 t$	$T_2^g = T_2^d = 1,572 t$	$T_2^g = T_2^d = 2,751 t$	$T_2^g = T_2^d = 3,93 t$
	$P = 100 \text{ kg/m}^2$	$P = 175 \text{ kg/m}^2$	$P = 250 \text{ kg/m}^2$									
$T_1 = T_3 = 1,11 t$	$T_1 = T_3 = 1,943 t$	$T_1 = T_3 = 2,775 t$										
$T_2^g = T_2^d = 1,572 t$	$T_2^g = T_2^d = 2,751 t$	$T_2^g = T_2^d = 3,93 t$										
B	$T_1^d = T_3^g = 13,856 t$ $T_1 = T_3 = 8,577 t$	$T_1^d = T_3^g = 11,820 t$ $T_2^g = T_2^d = 16,548 t$ (P=1000 kg/m <sup>2</sup> )										
(β) 	A	$T_1 = 6,842 t$ ; $T_2^d = 11,896 t$ $T_3 = 8,203 t$ ; $T_2^g = 11,99 t$	$P = 250 \text{ kg/m}^2$ } $T_1 = 2,51$ ; $T_2^d = 3,644 t$ $T_3 = 2,672$ ; $T_2^g = 4,184 t$									
	B	$T_1^d = 8,122 t$ ; $T_2^d = 14,186 t$ $T_3^g = 9,703 t$ ; $T_2^g = 14,311 t$	$T_1^d = 9,948 t$ ; $T_2^d = 15,087 t$ $T_3^g = 10,981 t$ ; $T_2^g = 16,843 t$									
(γ) 	A	$T_1^d = T_2^g = 9,414 t$	$P = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow T_1 = T_2 = 3,35 t$									
	B	$T_1 = T_2 = 11,217 t$	$T_1 = T_2 = 13,395 t$ (P=1000)									
(δ) 	A	$T_1 = T_2 = 3,476 t$	$P = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow T_1 = T_2 = 1,145 t$									
	B	$T_1 = T_2 = 4,164 t$	$T_1 = T_2 = 4,59 t$ (P=1000)									
(ε) 	A	$T_1 = T_2 = 4,402 t$	$P = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow T_1 = T_2 = 1,0534 t$									
	B	$T_1 = T_2 = 5,136 t$	$T_1 = T_2 = 5,029 t$ (P=1000)									

(1) (2) (3)  →  $T_1 = Q_1$  ;  $T_3 = Q_3$  ;  $T_2^d + T_2^g = Q_2$  ( $T_i$  en Val. abs)

\* Charges et surcharges des poutres : (calcul des q)

niveau	poutres transversales		poutres longitudinales	
	centrales	de rive	Centrales	de rive
6	$g = 545 \cdot 0,6 + 2500 \cdot 0,6 \cdot 1,05 = 1902 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$ $p = 100 \cdot 0,6 = 60 \text{ kg/ml}$	P → négligée $g = 545 \cdot 0,6 + 150 + 2500 \cdot 0,6 \cdot 1,15 = 2052 \text{ kg/ml}$	$g = 545(2,55 + 0,4) + 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,8 = 2408 \text{ kg/ml}$ $p = 100 \cdot 2,95 = 295 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	$g = (\frac{2,55}{2} + 0,4) 545 + 150 + 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,8 = 1863 \text{ kg/ml}$ $p = 100 \cdot 1,575 = 158 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$
5	$g = 1902 \text{ kg/ml}$ $p = 250 \cdot 0,6 = 105 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	P → négligée $g = 1902 + 924 = 2826 \text{ kg/ml}$	$g = 2408 \text{ kg/ml}$ $p = 175 \cdot 2,95 = 516 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	$g = 545 \cdot 1,575 + 924 + 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,8 = 2637 \text{ kg/ml}$ $p = 175 \cdot 1,425 = 249$
4	$g = 1902 \text{ kg/ml}$ $p = 250 \cdot 0,6 = 150 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	P → négligée $g = 1902 + 957 = 2859 \text{ kg/ml}$	$g = 2408 \text{ kg/ml}$ $p = 250 \cdot 2,95 = 738 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	$g = 2670 \text{ kg/ml}$ $p = 250 \cdot 1,425 = 356 \text{ kg/ml}$
3, 2, 1	$g = 640 \cdot 0,6 + 2500 \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 2034 \text{ kg/ml}$ $p = 1000 \cdot 0,6 = 600 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$	P → négligée $g_3 = 2034 + 2128,5 = 4162,5$ $g_2 = 2034 + 874,5 = 2908,5$ $g_1 = 2034 + 775,5 = 2809,5$	$g = 640(0,4 + 2,55) + 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,85 = 2738 \text{ kg/ml}$ $p = 1000 \cdot 2,95 = 2950$	$g = 1922 \text{ kg/ml}$ $p = 1675 \text{ kg/ml}$

N.B. :  $g$  = charge (dalle) + poids retombée poutre + éventuellement { - acrotère (niv.) - mur extérieur

# Portique transversal central - Caracteristiques géométriques

Niveau	Nœud	$l_w$ [m]	$l_e$ [m]	$h_n$ [m]	$h_s$ [m]	$I_w$ $10^2 m^4$	$I_e$ $10^2 m^4$	$I_n$ $10^2 m^4$	$I_s$ $10^2 m^4$	$l'_w$ [m]	$l'_e$ [m]	$h'_n$ [m]	$h'_s$ [m]	$K_w$ $10^2 m^3$	$K_e$ $10^2 m^3$	$K_n$ $10^2 m^3$	$K_s$ $10^2 m^3$	$D$ $10^2 m^3$
6	1	/	10,8	/	2,80	/	7,60	/	0,72	/	8,64	/	2,24	/	0,880	/	0,321	1,201
	2	10,8	7,95	/	2,80	7,60	7,60	/	2,56	10,27	7,66	/	2,24	0,74	0,992	/	1,143	2,875
	3	7,95	/	/	2,80	7,60	/	/	0,72	6,36	/	/	2,24	1,195	/	/	0,321	1,516
5	1	/	10,8	2,80	2,90	/	7,60	0,72	0,72	/	8,64	2,52	2,32	/	0,880	0,286	0,310	1,476
	2	10,8	7,95	2,80	2,90	7,60	7,60	2,56	2,56	9,82	7,42	2,52	2,32	0,774	1,024	1,016	1,103	3,917
	3	7,95	/	2,80	2,90	7,60	/	0,72	0,72	6,36	/	2,52	2,32	1,195	/	0,286	0,310	1,791
4	1	/	10,5	2,90	6,45	/	7,60	0,72	4,25	/	8,40	2,32	5,16	/	0,905	0,310	0,824	2,039
	2	10,5	7,65	2,90	6,45	7,60	7,60	2,56	9,98	8,75	7,09	2,32	5,16	0,869	1,072	1,103	1,934	4,978
	3	7,65	/	2,90	6,45	7,60	/	0,72	4,25	6,12	/	2,32	5,16	2,066	/	0,31	0,824	3,200
3	1	/	10,5	6,45	2,65	/	9,766	4,25	4,25	/	8,40	5,16	2,12	/	1,163	0,824	2,005	3,992
	2	10,5	7,65	6,45	2,65	9,766	9,766	9,98	9,98	8,40	6,12	5,16	2,12	1,163	1,596	1,934	4,707	9,400
	3	7,65	/	6,45	2,65	9,766	/	4,25	4,25	6,12	/	5,16	2,12	1,596	/	9,824	2,005	4,425
2	1	/	10,2	2,65	2,35	/	9,766	4,25	14,4	/	8,16	2,12	1,88	/	1,197	2,005	7,660	10,862
	2	10,2	7,35	2,65	2,35	9,766	9,766	9,98	27,44	8,16	5,88	2,12	1,88	1,197	1,661	4,708	14,596	22,162
	3	7,35	/	2,65	2,35	9,766	/	4,25	14,4	5,88	/	2,12	1,88	1,661	/	2,005	7,660	11,326
1	1	/	10,2	2,35	3,05	/	9,766	14,4	14,4	/	8,16	1,88	2,44	/	1,197	7,660	5,902	14,759
	2	10,2	7,35	2,35	3,05	9,766	9,766	27,44	27,44	8,16	5,88	1,88	2,44	1,197	1,661	14,596	11,246	28,700
	3	7,35	/	2,35	3,05	9,766	/	14,4	14,4	5,88	/	1,88	2,44	1,661	/	7,660	5,902	15,223

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL - MOMENTS AUX NOEUDS  
 - SOUS G -

Niveau	Nœud	q <sub>w</sub> (t/ml)	q <sub>e</sub> (t/ml)	Q <sub>w</sub> (t)	k <sub>w</sub>	a <sub>w</sub> (m)	Q <sub>e</sub> (t)	k <sub>e</sub>	a <sub>e</sub> (m)	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)
6	1	/	1,902	/	/	/	22,12 22,12 22,12	0,1675 0,151 0,02	2,6 5,45 8,3	/	81,40	/	21,75	21,75	0
	2	1,902	1,902	22,12 22,12	0,155 0,174	2,5 5,35	22,12 22,12	0,175 0,130	2,5 5,35	119,24	64,81	105,23	83,59	-21,64	0
	3	1,902	/	22,12 22,12	0,181 0,065	2,6 5,45	/	/	/	43,60	/	9,23	/	9,23	0
5	1	/	1,902	/	/	/	22,12 22,12 22,12	0,1675 0,151 0,02	2,6 5,45 8,3	/	81,40	/	32,87	17,10	15,77
	2	1,902	1,902	22,12 22,12	0,154 0,170	2,5 5,35	22,12 22,12	0,176 0,122	2,5 5,35	108,25	61,23	98,96	73,52	-13,24	-12,19
	3	1,902	/	22,12 22,12	0,181 0,065	2,6 5,45	/	/	/	43,60	/	14,51	/	7,55	6,96
4	1	/	1,902	/	/	/	9,414 23,89 22,12	0,1675 0,151 0,015	2,45 5,3 8,15	/	62,11	/	34,54	25,1	8,71
	2	1,902	1,902	22,12 23,89 9,414	0,160 0,162 0,038	2,35 5,2 8,05	22,12 22,12	0,175 0,1175	2,35 5,2	85,09	57,12	80,20	63,14	-10,87	-6,20
	3	1,902	/	22,12 22,12	0,181 0,06	2,45 5,3	/	/	/	40,95	/	14,51	/	10,54	3,97
3	1	/	2,034	/	/	/	11,217 28,497 27,712	0,1675 0,151 0,015	2,45 5,3 8,15	/	72,30	/	51,23	36,31	14,92
	2	2,034	2,034	27,712 28,497 11,217	0,1625 0,1533 0,02	2,35 5,2 8,05	27,712 27,712	0,1804 0,070	2,35 5,2	93,3	51,43	88,120	58,54	-20,97	-8,61
	3	2,034	/	27,712 27,712	0,181 0,063	2,45 5,3	/	/	/	50,28	/	32,14	/	22,78	9,36
2	1	/	2,034	/	/	/	11,217 28,497 27,712	0,1625 0,151 0,01	2,3 5,15 8,0	/	68,20	/	60,68	48,10	12,59
	2	2,034	2,034	27,712 28,497 11,217	0,160 0,153 0,015	2,2 5,05 7,9	27,712 27,712	0,1801 0,065	2,2 5,05	89,07	50,28	86,97	53,19	-25,55	-8,24
	3	2,034	/	27,712 27,712	0,1804 0,058	2,3 5,15	/	/	/	47,12	/	40,21	/	31,87	8,34
1	1	/	2,034	/	/	/	11,217 28,497 27,712	0,1625 0,151 0,01	2,3 5,15 8,0	/	68,2	/	62,67	27,27	35,40
	2	2,034	2,034	27,712 28,497 11,217	0,160 0,153 0,015	2,2 5,05 7,9	27,712 27,712	0,1801 0,065	2,2 5,05	89,07	50,28	87,45	52,52	-15,20	-19,73
	3	2,034	/	27,712 27,712	0,1804 0,058	2,3 5,15	/	/	/	47,12	/	41,98	/	18,27	23,71

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL-MOMENTS AUX NOEUDS  
- SOUS P -

Niv.	Node	q <sub>w</sub> (t/ml)	q <sub>e</sub> (t/ml)	Q <sub>w</sub> (t)	k <sub>w</sub>	Q <sub>w</sub> (m)	Q <sub>e</sub> (t)	k <sub>e</sub>	Q <sub>e</sub> (m)	M' <sub>w</sub> (t.m)	M' <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)
6	1	/	0,06	/	/	/	3,144 3,144 3,144	0,1675 0,151 0,02	2,6 5,45 8,3	/	9,72	/	2,60	2,60	0
	2	0,06	0,06	3,144 3,144 3,144	0,155 0,174 0,092	2,5 5,35 8,2	3,144 3,144 3,144	0,175 0,130	2,5 5,35	14,34	7,76	12,64	10,03	-2,62	0
	3	0,06	/	3,144 3,144	0,1806 0,065	2,6 5,45	/	/	/	5,20	/	1,10	/	1,10	0
5	1	/	0,105	/	/	/	5,502 5,502 5,502	0,1675 0,151 0,02	2,6 5,45 8,3	/	17,0	/	6,86	3,57	3,29
	2	0,105	0,105	5,502 5,502 5,502	0,154 0,170 0,075	2,5 5,35 8,2	5,502 5,502 5,502	0,176 0,122	2,5 5,35	22,75	12,85	20,88	15,44	-2,79	-2,57
	3	0,105	/	5,502 5,502	0,1806 0,065	2,6 5,45	/	/	/	10,71	/	3,56	/	1,85	1,71
4	1	/	0,150	/	/	/	3,35 7,828 7,86	0,1675 0,151 0,015	2,45 5,3 8,15	/	16,88	/	9,39	6,82	2,57
	2	0,150	0,150	7,860 7,828 3,350	0,160 0,162 0,038	2,35 5,2 8,05	7,86 7,86 7,86	0,175 0,1175	2,35 5,2	24,56	17,19	23,27	18,78	-2,86	-1,63
	3	0,150	/	7,860 7,860	0,1806 0,06	2,45 5,3	/	/	/	14,30	/	5,07	/	3,68	1,39
3	1	/	0,60	/	/	/	13,395 31,93 33,096	0,1675 0,151 0,015	2,45 5,3 8,15	/	68,58	/	48,6	34,4	14,16
	2	0,60	0,60	33,096 31,93 13,395	0,1625 0,1533 0,02	2,35 5,2 8,05	33,096 33,096 33,096	0,1804 0,07	2,35 5,2	93,52	53,36	88,55	60,18	-20,11	-8,26
	3	0,60	/	33,096 33,096	0,1806 0,063	2,45 5,3	/	/	/	51,98	/	33,23	/	23,55	9,68
2	1	/	0,60	/	/	/	13,395 31,93 33,096	0,1625 0,151 0,01	2,3 5,15 8,0	/	64,5	/	57,40	45,48	11,9
	2	0,60	0,60	33,096 31,93 13,395	0,160 0,153 0,015	2,2 5,05 7,9	33,096 33,096 33,096	0,1801 0,065	2,2 5,05	89,41	50,14	87,29	53,08	-25,86	-8,34
	3	0,60	/	33,096 33,096	0,1804 0,058	2,3 5,15	/	/	/	48,83	/	41,67	/	33,00	8,64
1	1	/	0,60	/	/	/	13,395 31,93 33,096	0,1625 0,151 0,010	2,3 5,15 8,0	/	64,5	/	59,27	25,79	33,47
	2	0,60	0,60	33,096 31,93 13,395	0,160 0,153 0,015	2,2 5,05 7,9	33,096 33,096 33,096	0,1801 0,065	2,2 5,05	89,41	50,14	87,77	52,41	-15,39	-19,97
	3	0,60	/	33,096 33,096	0,1804 0,058	2,3 5,15	/	/	/	48,83	/	43,50	/	18,93	24,57

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL - MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES  
(aux appuis)

Niveau	travée	l [m]	sous "G"							sous "P"						
			q [t/ml]	Q [t]	distance Q-1ouQ-2	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)	q (t/ml)	Q [t]	distance Q-1ouQ-2	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)
6	1-2	10,8	1,902	22,12 22,12 22,12	2,60 5,45 8,30	21,75	105,23	35,41	- 51,49	0,06	3,144 3,144 3,144	2,60 5,45 8,30	2,60	12,64	4,07	- 6,01
	2-3	7,95	1,902	22,12 22,12	2,50 5,35	83,59	9,23	39,31	- 20,05	0,06	3,144 3,144	2,50 5,35	10,03	1,100	4,54	- 2,22
5	1-2	10,8	1,902	22,12 22,12 22,12	2,60 5,45 8,30	32,87	98,96	37,02	- 49,88	0,105	5,502 5,502 5,502	2,60 5,45 8,30	6,86	20,88	7,44	- 10,19
	2-3	7,95	1,902	22,12 22,12	2,50 5,35	73,52	14,51	37,38	- 21,98	0,105	5,502 5,502	2,50 5,35	15,44	3,56	7,48	- 4,35
4	1-2	10,5	1,902	9,414 23,89 22,12	2,45 5,30 8,15	34,54	80,20	29,63	- 45,75	0,15	3,350 7,828 7,860	2,45 5,30 8,15	9,39	23,27	7,67	- 12,94
	2-3	7,65	1,902	22,12 22,12	2,35 5,20	63,14	14,51	36,04	- 22,75	0,15	7,860 7,860	2,35 5,20	18,78	5,07	10,33	- 6,54
3	1-2	10,5	2,034	11,217 28,497 27,712	2,45 5,30 8,15	51,23	88,12	36,08	- 52,70	0,60	13,395 31,930 33,096	2,45 5,30 8,15	48,6	88,55	32,83	- 51,89
	2-3	7,65	2,034	27,712 27,712	2,35 5,20	58,54	32,14	39,30	- 31,68	0,60	33,096 33,096	2,35 5,20	60,18	33,23	39,35	- 31,43
2	1-2	10,2	2,034	11,217 28,497 27,712	2,30 5,15 8,00	60,68	86,97	36,57	- 51,60	0,60	13,395 31,930 33,096	2,30 5,15 8,00	57,40	87,29	33,45	- 51,09
	2-3	7,35	2,034	27,712 27,712	2,20 5,05	53,19	40,21	37,33	- 33,04	0,60	33,096 33,096	2,20 5,05	53,08	41,67	37,30	- 33,30
1	1-2	10,2	2,034	11,217 28,497 27,712	2,30 5,15 8,00	62,67	87,45	35,71	- 52,46	0,60	13,395 31,930 33,096	2,30 5,15 8,00	59,27	87,77	33,59	- 50,95
	2-3	7,35	2,034	27,712 27,712	2,20 5,05	52,52	41,98	37,00	- 33,38	0,60	33,096 33,096	2,20 5,05	52,41	43,50	36,96	- 33,64

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL - MOMENTS, EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Niveau	Poteau	SOUS "G"						SOUS "P"					
		$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N_{(T_w+T_e)}$ (t)	$N_{cum}$ (t)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N$ (t)	$N_{cum}$ (t)
6	1	-21,75	15,77	/	35,41	35,41	35,41	-2,60	3,29	/	4,07	4,07	4,07
	2	21,64	-12,19	-51,49	39,31	90,80	90,80	2,62	-2,57	-6,01	4,54	10,55	10,55
	3	9,23	-6,96	-20,05	/	20,05	20,05	1,10	-1,71	-2,22	/	2,22	2,22
5	1	-17,10	8,71	/	37,02	37,02	72,43	-3,57	2,57	/	7,44	7,44	11,51
	2	13,24	-6,20	-49,88	37,38	87,26	178,06	2,79	-1,63	-10,19	7,48	17,67	28,22
	3	7,55	-3,97	-21,98	/	21,98	42,03	1,85	-1,39	-4,35	/	4,35	6,57
4	1	-25,10	14,92	/	29,63	29,63	102,06	-6,82	14,16	/	7,67	7,67	19,18
	2	10,87	-8,61	-45,75	36,04	81,79	259,85	2,86	-8,26	-12,94	10,33	23,27	51,49
	3	10,54	-9,36	-22,75	/	22,75	64,78	3,68	-9,68	-6,54	/	6,54	13,11
3	1	-36,31	12,59	/	36,08	36,08	138,14	-34,40	11,90	/	32,83	32,83	52,01
	2	20,97	-8,24	-52,70	39,30	92,00	351,85	20,11	-8,34	-51,89	39,35	91,24	142,73
	3	22,78	-8,34	-31,68	/	31,68	96,46	23,55	-8,64	-31,43	/	31,43	44,54
2	1	-48,10	35,40	/	36,57	36,57	174,71	-45,48	33,47	/	33,45	33,45	85,46
	2	25,55	-19,73	-51,60	37,33	88,93	440,78	25,86	-19,97	-51,09	37,30	88,39	231,12
	3	31,87	-23,71	-33,04	/	33,04	129,50	33,00	-24,57	-33,30	/	33,30	77,84
1	1	-27,27	13,64	/	35,71	35,71	210,42	-25,79	12,90	/	33,59	33,59	119,05
	2	15,20	-7,60	-52,46	37,00	89,46	530,24	15,39	-7,70	-50,95	36,96	87,91	319,03
	3	18,27	-9,14	-33,38	/	33,38	162,88	18,93	-9,47	-33,64	/	33,64	111,48

PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE - MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES  
(aux appuis)

niveau	travée	ℓ [m]	Sous "G"							Sous "P"						
			q [t/ml]	Q [t]	distance Q-1 ou Q2	M <sub>w</sub> (t·m)	M <sub>e</sub> (t·m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)	q (t/ml)	Q [t]	distance Q-1 ou Q2	M <sub>w</sub> (t·m)	M <sub>e</sub> (t·m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)
6	1-2	10,9	2,052	7,77 7,77 7,77	2,60 5,45 8,30	11,27	49,91	19,29	-26,38	/	1,11 1,11 1,11	2,60 5,45 8,30	0,90	4,01	1,38	-1,95
	2-3	8,05	2,052	7,77 7,77	2,60 5,45	45,73	4,84	21,11	-10,95	/	1,11 1,11	2,60 5,45	3,67	0,39	1,52	-0,70
5	1-2	10,9	2,826	7,77 7,77 7,77	2,60 5,45 8,30	19,74	54,67	23,85	-30,26	/	1,943 1,943 1,943	2,60 5,45 8,30	2,37	6,63	2,52	-3,30
	2-3	8,05	2,826	7,77 7,77	2,60 5,45	47,77	8,83	23,98	-14,31	/	1,943 1,943	2,60 5,45	5,78	1,05	2,53	-1,36
4	1-2	10,6	2,859	9,414 6,842 7,77	2,45 5,30 8,15	26,53	44,28	25,93	-28,40	/	3,35 2,51 2,775	2,45 5,30 8,15	4,68	7,60	4,20	-4,44
	2-3	7,75	2,859	7,77 7,77	2,45 5,30	37,22	11,96	22,11	-15,59	/	2,775 2,775	2,45 5,30	6,42	2,05	3,34	-2,21
3	1-2	10,6	4,136	11,217 8,122 8,577	2,45 5,30 8,15	44,65	53,88	35,72	-36,00	/	13,395 9,948 11,82	2,45 5,30 8,15	23,85	28,84	17,53	-17,63
	2-3	7,75	4,136	8,577 8,577	2,45 5,30	39,82	20,55	27,10	-22,12	/	11,82 11,82	2,45 5,30	21,98	11,67	13,15	-10,49
2	1-2	10,3	2,909	11,217 8,122 8,577	2,30 5,15 8,00	44,92	44,14	29,74	-28,13	/	13,395 9,948 11,82	2,30 5,15 8,00	28,87	28,62	18,04	-17,12
	2-3	7,45	2,909	8,577 8,577	2,30 5,15	27,40	21,00	20,27	-18,55	/	11,82 11,82	2,30 5,15	18,78	14,63	12,38	-11,26
1	1-2	10,3	2,810	11,217 8,122 8,577	2,30 5,15 8,00	45,45	44,59	29,24	-27,61	/	13,395 9,948 11,82	2,30 5,15 8,00	29,21	28,91	18,05	-17,12
	2-3	7,45	2,810	8,577 8,577	2,30 5,15	26,36	21,55	19,69	-18,40	/	11,82 11,82	2,30 5,15	18,38	15,26	12,24	-11,40

PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE - MOMENTS, EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Niveau	poteau	SOUS "G"						SOUS "P"					
		$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N$ ( $T_w+T_e$ ) (t)	$N_{cum}$ (t)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N$ (t) ( $T_w+T_e$ )	$N_{cum}$ (t)
6	1	- 11,27	9,47	/	19,29	19,29	19,29	- 0,90	1,14	/	1,38	1,38	1,38
	2	4,17	- 3,31	- 26,38	21,11	47,49	47,49	0,34	- 0,41	- 1,95	1,52	3,47	3,47
	3	4,84	- 4,24	- 10,95	/	10,95	10,95	0,39	- 0,51	- 0,70	/	0,70	0,70
5	1	- 10,27	7,25	/	23,85	23,85	43,14	- 1,23	1,28	/	2,52	2,52	3,90
	2	3,58	- 1,93	- 30,26	23,98	54,24	101,73	0,44	- 0,32	- 3,30	2,53	5,83	9,30
	3	4,59	- 3,27	- 14,31	/	14,31	25,26	0,54	- 0,56	- 1,36	/	1,36	2,06
4	1	- 19,28	13,00	/	25,93	25,93	69,07	- 3,40	6,95	/	4,20	4,20	8,10
	2	5,13	- 4,09	- 28,40	22,11	50,51	152,24	0,86	- 2,00	- 4,44	3,34	7,78	17,08
	3	8,69	- 5,98	- 15,59	/	15,59	40,85	1,49	- 3,40	- 2,21	/	2,21	4,27
3	1	- 31,65	9,32	/	35,72	35,72	104,79	- 16,91	5,99	/	17,53	17,53	25,63
	2	9,96	- 3,47	- 36,00	27,11	63,10	215,34	4,86	- 2,04	- 17,63	13,15	30,78	47,86
	3	14,57	- 4,35	- 22,12	/	22,12	62,97	8,27	- 3,03	- 10,49	/	10,49	14,76
2	1	- 35,60	25,67	/	29,74	29,74	134,53	- 22,88	16,50	/	18,04	18,04	43,67
	2	13,26	- 10,30	- 28,13	20,27	48,40	263,74	7,80	- 5,94	- 17,12	12,38	29,50	77,36
	3	16,65	- 12,17	- 18,55	/	18,55	81,52	11,59	- 8,62	- 11,26	/	11,26	26,02
1	1	- 19,78	9,89	/	29,24	29,24	163,77	- 12,71	6,36	/	18,05	18,05	61,72
	2	7,93	- 3,97	- 27,61	19,69	47,30	311,04	4,58	- 2,29	- 17,12	12,24	29,36	106,72
	3	9,38	- 4,69	- 18,40	/	18,40	99,92	6,64	- 3,32	- 11,40	/	11,40	37,42



PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL  
MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES (aux appuis)

Niveau	travée	l [m]	SOUS "G"					SOUS "P"				
			q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
6	1-2	9,5	2,408	4,753	22,845	9,53	- 13,34	0,295	0,582	2,799	1,17	- 1,63
	2-3	9,5	2,408	22,845	4,753	13,34	- 9,53	0,295	2,799	0,582	1,63	- 1,17
5	1-2	9,5	2,408	7,063	20,661	10,00	- 12,87	0,516	1,513	4,427	2,14	- 2,76
	2-3	9,5	2,408	20,661	7,063	12,87	- 10,00	0,516	4,427	1,513	2,76	- 2,14
4	1-2	9,2	2,408	9,936	15,346	10,49	- 11,68	0,738	3,045	4,703	3,21	- 3,57
	2-3	9,2	2,408	15,346	9,936	11,68	- 10,49	0,738	4,703	3,045	3,57	- 3,21
3	1-2	9,2	2,738	13,582	17,450	12,17	- 13,01	2,95	14,632	18,80	13,12	- 14,02
	2-3	9,2	2,738	17,450	13,582	13,01	- 12,17	2,95	18,80	14,632	14,02	- 13,12
2	1-2	8,9	2,738	15,133	16,330	12,05	- 12,32	2,95	16,304	17,594	13,27	- 13,27
	2-3	8,9	2,738	16,330	15,133	12,32	- 12,05	2,95	17,594	16,304	13,27	- 12,98
1	1-2	8,9	2,738	15,487	16,330	12,09	- 12,28	2,95	16,686	17,594	13,02	- 13,23
	2-3	8,9	2,738	16,330	15,487	12,28	- 12,09	2,95	17,594	16,686	13,23	- 13,02

PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL - MOMENTS, EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Niveau	poteau	SOUS "G"						SOUS "P"					
		M <sub>n</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (poutre) (t)	T <sub>e</sub> (poutre) (t)	N (t) (T <sub>w</sub> +T <sub>e</sub> )	N <sub>cum</sub> (t)	M <sub>n</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (poutre) (t)	T <sub>e</sub> (poutre) (t)	N (t)	N <sub>cum</sub> (t)
6	1	-4,753	3,371	/	9,53	9,53	9,53	-0,582	0,722	/	1,17	1,17	1,17
	2	0,000	0,000	-13,34	13,34	26,68	26,68	0,000	0,000	-1,63	1,63	3,26	3,26
	3	4,753	-3,371	-9,53	/	9,53	9,53	0,582	-0,722	-1,17	/	1,17	1,17
5	1	-3,692	2,082	/	10,00	10,00	19,53	-0,791	0,638	/	2,14	2,14	3,31
	2	0,000	0,000	-12,87	12,87	25,74	52,42	0,000	0,000	-2,76	2,76	5,52	8,78
	3	3,692	-2,082	-10,00	/	10,00	19,53	0,791	-0,638	-2,14	/	2,14	3,31
4	1	-7,854	4,100	/	10,49	10,49	30,02	-2,407	4,416	/	3,21	3,21	6,52
	2	0,000	0,000	-11,68	11,68	23,36	75,78	0,000	0,000	-3,57	3,57	7,50	16,28
	3	7,854	-4,100	-10,49	/	10,49	30,02	2,407	-4,416	-3,21	/	3,21	6,52
3	1	-9,482	2,834	/	12,17	12,17	42,19	-10,216	3,053	/	13,12	13,12	19,64
	2	0,000	0,000	-13,01	13,01	26,02	101,8	0,000	0,000	-14,02	14,02	28,04	44,32
	3	9,482	-2,834	-12,17	/	12,17	42,19	10,216	-3,053	-13,12	/	13,12	19,64
2	1	-12,299	8,662	/	12,05	12,05	54,24	-13,251	9,333	/	12,98	12,98	32,62
	2	0,000	0,000	-12,32	12,32	24,64	126,44	0,000	0,000	-13,27	13,27	26,54	70,86
	3	12,299	-8,662	-12,05	/	12,05	54,24	13,251	-9,333	-12,98	/	12,98	32,62
1	1	-6,825	3,413	/	12,09	12,09	66,33	-7,353	3,677	/	13,02	13,02	45,64
	2	0,000	0,000	-12,28	12,28	24,56	151,00	0,000	0,000	-13,23	13,23	26,46	97,32
	3	6,825	-3,413	-12,09	/	12,09	66,33	7,353	-3,677	-13,02	/	13,02	45,64

PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE  
MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES  
(aux appuis)

travée	l [m]	Sous "G"					Sous "P"				
		q (t/ml)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)	q (t/ml)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)
1-2	9,6	1,863	3,789	18,031	7,46	- 10,43	0,158	0,321	1,529	0,63	- 0,88
2-3	9,6	1,863	18,031	3,789	10,43	- 7,46	0,158	1,529	0,321	0,88	- 0,63
1-2	9,6	2,637	7,954	23,052	11,08	- 14,23	0,249	0,751	2,177	1,05	- 1,34
2-3	9,6	2,637	23,052	7,954	14,23	- 11,08	0,249	2,177	0,751	1,34	- 1,05
1-2	9,3	2,67	11,294	17,388	11,76	- 13,07	0,356	1,506	2,318	1,57	- 1,74
2-3	9,3	2,67	17,388	11,294	13,07	- 11,76	0,356	2,318	1,506	1,74	- 1,57
1-2	9,3	1,922	9,761	12,516	8,64	- 9,23	1,675	8,507	10,908	7,53	- 8,05
2-3	9,3	1,922	12,516	9,761	9,23	- 8,64	1,675	10,908	8,507	8,05	- 7,53
1-2	9,0	1,922	1,783	11,723	7,54	- 9,75	1,675	9,476	10,216	7,45	- 7,62
2-3	9,0	1,922	11,723	1,783	9,75	- 7,54	1,675	10,216	9,476	7,62	- 7,45
1-2	9,0	1,922	1,824	11,723	7,55	- 9,75	1,675	9,695	10,216	7,48	- 7,59
2-3	9,0	1,922	11,723	1,824	9,75	- 7,55	1,675	10,216	9,695	7,59	- 7,48

PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE - MOMENTS, EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Niveau	Poteau	SOUS "G"						SOUS "P"					
		$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N$ ( $T_w+T_e$ ) (t)	$N_{Cum}$ (t)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$T_w$ (poutre) (t)	$T_e$ (poutre) (t)	$N$ (t)	$N_{Cum}$ (t)
6	1	-3,789	3,797	/	7,46	7,46	7,46	-0,321	0,359	/	0,63	0,63	0,63
	2	0,000	0,000	-10,43	10,43	20,86	20,86	0,000	0,000	-0,88	0,88	1,76	1,76
	3	3,789	-3,797	-7,46	/	7,46	7,46	0,321	-0,359	-0,63	/	0,63	0,63
5	1	-4,157	2,367	/	11,08	11,08	18,54	-0,392	0,316	/	1,05	1,05	1,68
	2	0,000	0,000	-14,23	14,23	28,46	49,32	0,000	0,000	-1,34	1,34	2,68	4,44
	3	4,157	-2,367	-11,08	/	11,08	18,54	0,392	-0,316	-1,05	/	1,05	1,68
4	1	-8,927	2,946	/	11,76	11,76	30,3	-1,190	+2,568	/	1,57	1,57	3,25
	2	0,000	0,000	-13,07	13,07	26,14	75,46	0,000	0,000	-1,74	1,74	3,48	7,92
	3	8,927	-2,946	-11,76	/	11,76	30,3	1,190	-2,568	-1,57	/	1,57	3,25
3	1	-6,815	0,334	/	8,64	8,64	38,94	-5,939	+1,775	/	7,53	7,53	10,78
	2	0,000	0,000	-9,23	9,23	18,46	93,92	0,000	0,000	-8,05	8,05	16,1	24,02
	3	6,815	-0,334	-8,64	/	8,64	38,94	5,939	-1,775	-7,53	/	7,53	10,78
2	1	-1,449	1,020	/	7,54	7,54	46,48	-7,701	5,423	/	7,45	7,45	18,23
	2	0,000	0,000	-9,75	9,75	19,5	113,42	0,000	0,000	-7,62	7,62	12,24	39,26
	3	1,449	-1,020	-7,54	/	7,54	46,48	7,701	-5,423	-7,45	/	7,45	18,23
1	1	-0,804	0,402	/	7,55	7,55	54,03	-4,272	2,136	/	7,48	7,48	25,71
	2	0,000	0,000	-9,75	9,75	19,5	132,92	0,000	0,000	-7,59	7,59	15,18	54,44
	3	0,804	-0,402	-7,55	/	7,55	54,03	4,272	-2,136	-7,48	/	7,48	25,71

ETUDE

AU

SEISME

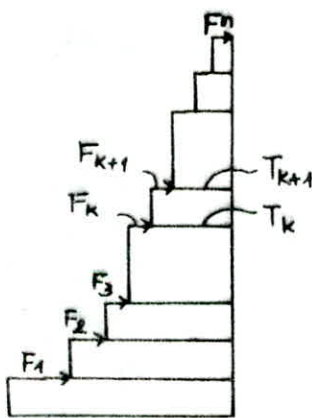
- EXPOSE DE LA METHODE "HOLZER transformée" -

C'est une méthode numérique approchée, et est une application directe de la méthode "HOLZER" (qu'on utilise normalement dans le calcul dynamique des machines-outils) aux calculs dynamiques des structures (des bâtiments) par l'introduction de la notion de "rigidité relative de niveau".

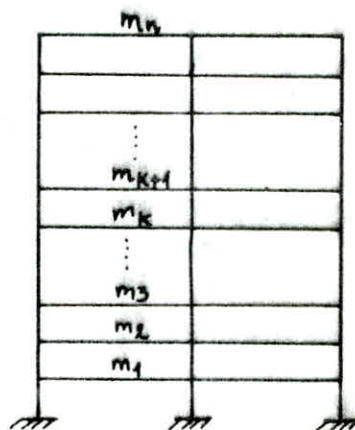
Soit un portique faisant partie d'un bâtiment à  $n$  étages, et " $s$ " rangées de poteaux (fig a). à chaque niveau  $k$  est concentrée la masse  $m_k$  (poids propre de l'étage +  $x\%$  surcharge).

Supposons que par un moyen quelconque, on a imposé par un choc, un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique,  $m^t$  qui se produira d'après la première forme de vibration (mode fondamental), pendant ce mouvement n'importe quel point de la structure aura une pulsation  $\omega_1$ , une fréquence  $f_1$ , et donc une période  $T_1$ .

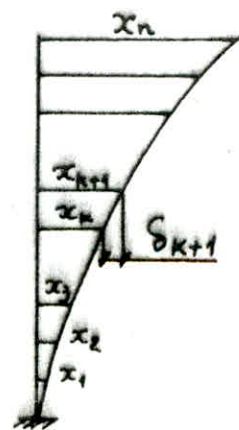
Prenons une seule rangée de poteaux: l'allure de la déformée extrême est caractérisée par les déplacements maximaux (valeurs d'amplitudes) à l'aspect indiqué dans fig b.



(c)



(a)



(b)

à chaque niveau  $k$ , et sur chaque masse " $m_k$ ", agira une force  $F_k$  ayant une valeur max:  $F_k = m_k \omega_i^2 x_k$  (amplitude de la force d'inertie)  
 equation des oscillations libres:

$$x(t) = x_k \sin(\omega_i t + \varphi)$$

$$\dot{x}(t) = \omega_i x_k \cos(\omega_i t + \varphi) \text{ et } \ddot{x}(t) = -\omega_i^2 x_k \sin(\omega_i t + \varphi)$$

accélération max:  $|\ddot{x}|_{\max} = \omega_i^2 x_k \Rightarrow F_{k \max} = m_k \ddot{x}_{\max} = m_k \omega_i^2 x_k$

$$\begin{aligned} \bullet x_k &= x_{k+1} - \delta_{k+1} \quad \textcircled{A} \\ \bullet \delta_{k+1} &= \frac{T_{k+1}}{R_{k+1}} \quad \textcircled{B} \\ \bullet T_{k+1} &= \sum_{r=k+1}^n F_r = \omega_i^2 \sum_{r=k+1}^n m_r x_r \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad x_k = x_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1}} \sum_{r=k+1}^n m_r x_r \quad \textcircled{C}$$

avec:  $\delta_{k+1}$  = déplacement relatif du niveau  $k+1$  / au niveau  $k$ .  
 $T_{k+1}$  = Effort tranchant qui produit le déplacement  $\delta_{k+1}$ .  
 $R_{k+1}$  = rigidité relative du niveau " $k+1$ " / au niveau  $k$ .

Remarque: puisque la déformée dynamique correspondant au mode  $(i)$  de vibration est proportionnelle au vecteur propre respectif, les amplitudes " $x$ " (formule  $\textcircled{C}$ ) peuvent être remplacées par les ordonnées principales " $\phi$ ".

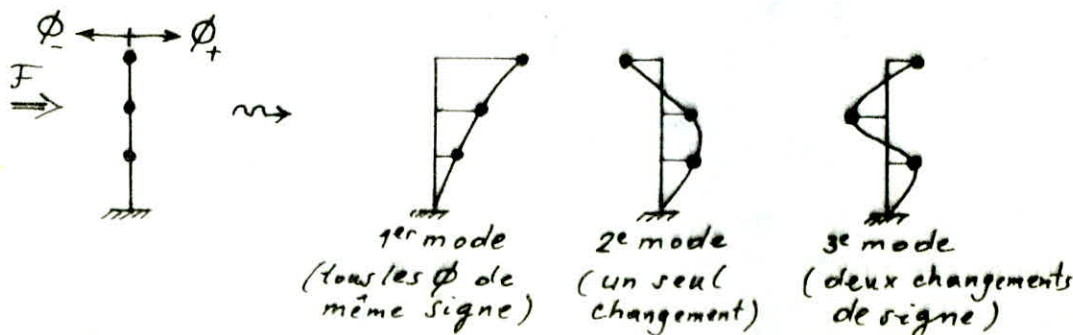
$$\textcircled{D} \rightarrow \phi_k = \phi_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1}} \sum_{r=k+1}^n m_r \phi_r \quad \text{avec } i \rightarrow \text{mode } n \rightarrow n^{\text{ème}} \text{ de niv}$$

A l'aide de la formule  $\textcircled{D}$ , on peut calculer par des essais successifs, la pulsation  $\omega_i$  et la forme propre de n'importe quel mode de vibration.

On considère une des ordonnées (habituellement la dernière  $\phi_{n,i}$ ) appartenant à une forme propre (qu'on doit déterminer); ayant une valeur arbitraire (généralement  $\phi_{n,i} = +1,00$ ), on peut trouver à l'aide de "D", avec essais itératifs, la valeur de  $\omega_i$  pour laquelle la déformée  $\phi_{k,i}$  coïncide avec le mode voulu (cherché)

• Remarque: pour n'importe quel mode de vibration, l'ordonnée se trouvant à la base doit être nulle ( $\phi_{0,i} = 0$ ).

• Exemple de modes de vibration d'une console verticale:



Notations pratiques :

$\omega_i^2 = \varphi_i \frac{R_0}{m_0} \rightarrow \textcircled{E}$  ;  $R_0 = \frac{12EI_0}{l_0^3} \rightarrow \textcircled{F}$  avec  $I_0$  et  $l_0$  valeurs arbitrairement choisies

$I_k^{(s)} = K_k^{(s)} \cdot I_0 \rightarrow$  moment d'inertie effectif du poteau  $s$  du niveau  $k$ .

$K_{k(00)}^{(s)} \rightarrow$  rigidité relative du poteau  $(s)$  dans l'hypothèse des poutres parfaitement rigides (translation sans rotation des noeuds).

$l_k = \lambda_k l_0 \rightarrow$  hauteur de l'étage  $k$  (entre niveaux  $k$  et  $k-1$ )

$\rho_k^{(s)} = K_k^{(s)} / \lambda_k^{(s)} \rightarrow$  rigidité conventionnelle du poteau  $(s)$  du niveau  $k$ .

$A_k^{(s)} \rightarrow$  facteur de correction par lequel on introduit l'influence de la rotation des noeuds due à la flexibilité des poutres.

$n \rightarrow$  nombre des niveaux de la structure.

$m \rightarrow$  nombre de rangés de poteaux existant à chaque niveau.

$R_{k(00)}^{(s)} = \frac{12EI_k^{(s)}}{l_k^3} = \frac{\rho_k^{(s)}}{\lambda_k^2} \cdot R_0 \rightarrow \textcircled{G}$

$R_k^{(s)} = A_k^{(s)} \cdot R_{k(00)}^{(s)} = \eta_k^{(s)} \cdot R_0 \rightarrow \textcircled{H}$  avec  $\eta_k^{(s)} = A_k^{(s)} \cdot \frac{\rho_k^{(s)}}{\lambda_k^2}$

La rigidité totale  $(K)$  pour tous les poteaux de ce niveau est donnée par :  $R_k = \sum_{s=1}^m R_k^{(s)} = R_0 \eta_k$  avec  $\eta_k = \sum_{s=1}^m \eta_k^{(s)} \rightarrow \textcircled{I}$

$\frac{R_0}{R_k} = \frac{1}{\eta_k}$  et  $\frac{m\alpha_2}{m_0} = d_2 \Rightarrow \textcircled{D}$  devient  $\phi_{k-1} = \phi_k - \frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^n \alpha_2 \phi_r \varphi_i \rightarrow \textcircled{D'}$

Valeurs des coefficients de correction :

tableau de M. IFRIM :

schéma	coefficient de correction
	$A_k^{(s)} = 1 - 0,75 (d_k^{(s)} + d_{k-1}^{(s)} - d_k^{(s)} \cdot d_{k-1}^{(s)})$
	$A_1^{(s)} = 1 - 0,75 d_1^{(s)}$
	$A_1^{(s)} = 0,25 (1 - d_1^{(s)})$

Les valeurs de "d<sub>k</sub>" donnant les coef correcteurs (tableaux) representent les facteurs de distribution Cross (C<sub>ij</sub>).



## DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES PROPRES DE VIBRATION

① Evaluation des masses des niveaux :

On trouve les valeurs suivantes :

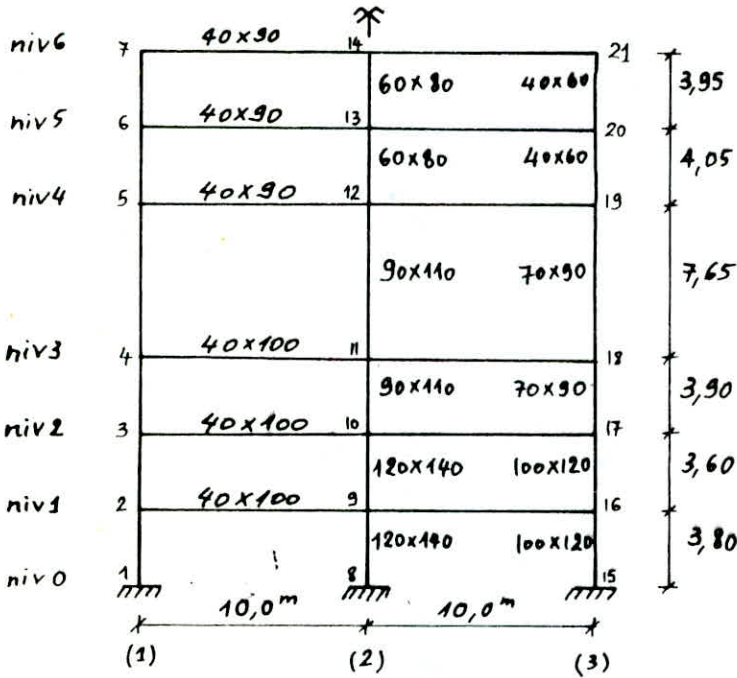
niveau	6	5	4	3	2	1
masse [t]	489,4	515,6	601,9	855	799,8	835,1

Exemples de calcul :

Niveau	masse revenant au portique derive (gauche)	masse du portique derive (droite)	masse revenant au portique central (transv)	masse totale du niveau
6	$S = 100,75 \text{ m}^2$ acrotère: $150 \cdot 30,15 = 4523 \text{ kg}$ plancher: $545 \cdot 100,75 = 54909 \text{ kg}$ poutres: $2500(0,8 \cdot 3 \cdot 0,4 \cdot 5 + 20,15 \cdot 0,6 \cdot 1,05) = 43736 \text{ kg}$ poutrelles: $2500(\frac{9,4 \cdot 5 \cdot 0,3 \cdot 9,6}{2}) = 10575 \text{ kg}$ poteaux: $2500(3 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot \frac{3,95}{2}) = 3555 \text{ kg}$ mur ext: $330 \cdot \frac{3,95}{2} \cdot 30,15 = 19650 \text{ kg}$ surcharge $= \frac{1}{5} \cdot 100 \cdot 100,75$ $\hookrightarrow \frac{P}{5} = 2015 \text{ kg}$ $m_1 = G + \frac{P}{5} = 138,96 \text{ t}$	$\bar{m}$ que celle de gauche  $m_1 = m_2$ $\downarrow$ $m_2 = 138,96 \text{ t}$	$S = 201,5 \text{ m}^2$ acrotère: $150 \times 20 = 3000 \text{ kg}$ mur ext: $330 \cdot \frac{3,95}{2} \cdot 20 = 13035 \text{ kg}$ plancher: $545 \cdot 201,5 = 109818 \text{ kg}$ poutres: $2500(3 \cdot 10 \cdot 0,4 \cdot 0,8 + 20,15 \cdot 0,6 \cdot 1,05) = 55736 \text{ kg}$ poutrelles: $2 \times 10575 = 21150 \text{ kg}$ poteaux: $2500 \cdot \frac{3,95}{2} (2 \cdot 0,6 \cdot 0,4 + 0,6 \cdot 0,8) = 4740 \text{ kg}$ $\frac{P}{5} = \frac{1}{5} \cdot 100 \cdot 201,5 = 4030 \text{ kg}$ <hr/> $m_3 = G + \frac{P}{5} = 211,5 \text{ t}$	$m = m_1 + m_2 + m_3$  $m = 489,4 \text{ t}$
3	$S = 100,75 \text{ m}^2$ plancher: $640 \cdot 100,75 = 64480 \text{ kg}$ poutres: $2500(3 \cdot 0,4 \cdot 0,85 \cdot 5 + 20,15 \cdot 0,6 \cdot 1,1) = 45997 \text{ kg}$ poutrelles: $(5 \cdot \frac{9,4 \cdot 0,3 \cdot 0,75}{2}) 2500 = 13219 \text{ kg}$ poteaux: $5,775 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 2500 \times 3 = 27287 \text{ kg}$ mur ext: $330 \cdot 25,15 \cdot 5,775 = 47930 \text{ kg}$ surcharge $= \frac{P}{2}$ $= \frac{1000}{2} \cdot 100,75 = 50375 \text{ kg}$ $m_1 = G + \frac{P}{2} = 249 \text{ t}$	$m = m_1 - m_{\text{mur ext}} + m_{\text{poutrelle}}$ avec mur extérieur = $0,33 \cdot 5,775 \cdot 20,15$ et (t) poutrelle: $= 250 \cdot 3 \cdot 0,75 \cdot 5,4$ (t) $\downarrow$ $m_2 = 213,64 \text{ t}$	$S = 175,9 \text{ m}^2$ mur ext: $330 \cdot 5,775 \cdot 10 = 19057 \text{ kg}$ plancher: $640 \cdot 175,9 = 112576 \text{ kg}$ poutres: $2500(3 \cdot 10 \cdot 0,4 \cdot 0,85 + 20,15 \cdot 0,6 \cdot 1,1) = 58747 \text{ kg}$ poutrelles: $(9 \cdot \frac{9,4 \cdot 0,3 \cdot 0,75}{2}) 2500 = 23794 \text{ kg}$ poteaux: $5,775 \cdot 2500(2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 + 0,9 \cdot 1,1) = 32484 \text{ kg}$ escaliers: - volées: $1,9(2 \cdot 5,13 + 7,13) = 28663 \text{ kg}$ - poteaux: $4 \cdot 5,775 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 5175 \text{ kg}$ - poutres: $3 \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \times (4,76 + 3,90) = 5845 \text{ kg}$ - Murs: $2(330 \cdot 4,76 \cdot 5,775) = 18064 \text{ kg}$ $\frac{P}{2} \rightarrow \frac{1000}{2} \cdot 175,9 = 87950 \text{ kg}$ $m_3 = G + \frac{P}{2} = 352,35 \text{ t}$	$m = m_1 + m_2 + m_3$  $m = 855 \text{ t}$

II Calcul des rigidités des niveaux :

II-1. Portique longitudinal central : (sens y)



•  $E = 21000 \sqrt{6} \text{ ; } \sigma_j = 1,2 \frac{\sigma}{28}$   
 $E = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270}$   
 $= 378000 \text{ kgf/cm}^2$   
 $= 378 \cdot 10^9 \text{ tf/m}^2$

• on prend :

$l_0 = 3,60 \text{ m}$

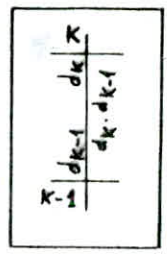
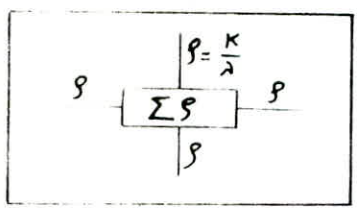
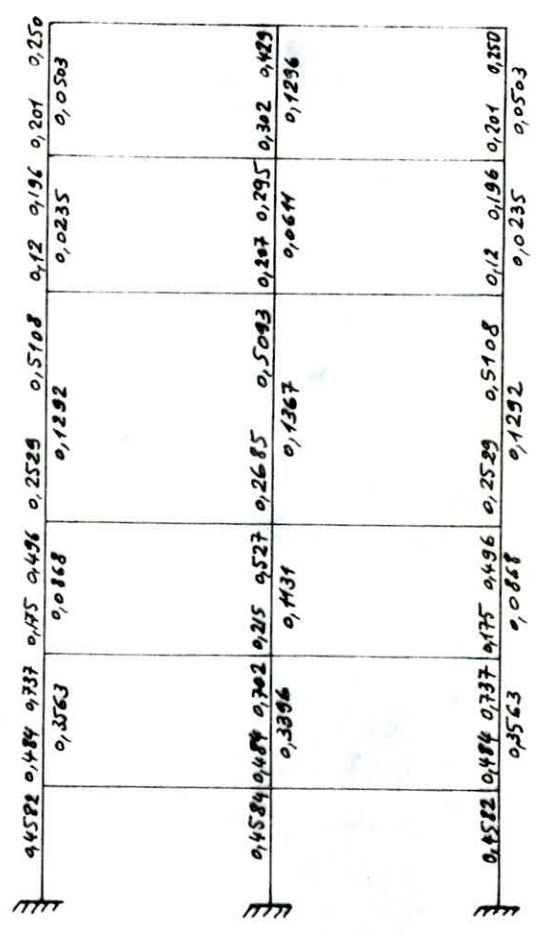
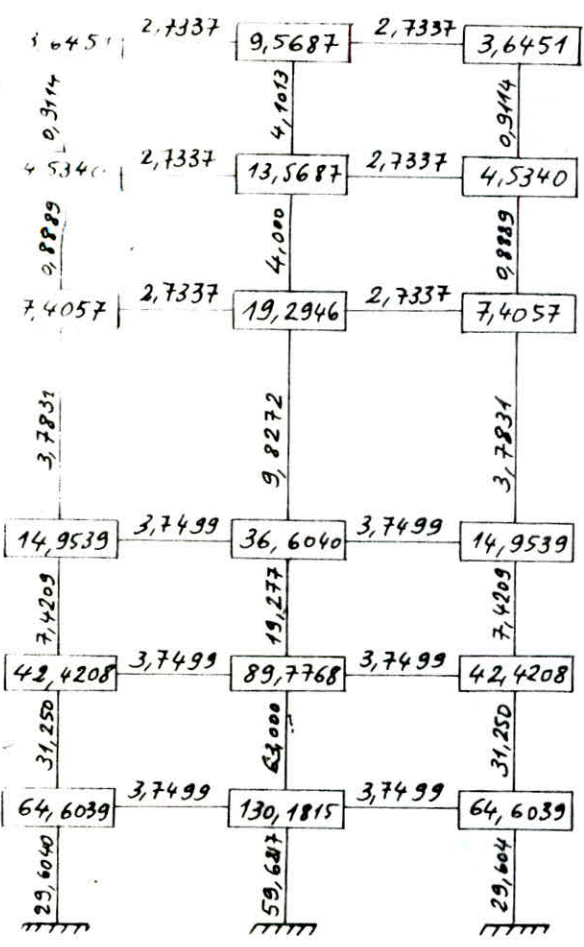
$I_0 = \frac{0,6 \cdot 0,4^3}{12} = 32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$   
 (40x60)

$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0^3} = 3111 \text{ tf/m}$

Barre	$I \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$l$ (m)	$K = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\beta = \frac{K}{\lambda}$	
Poteaux	1-2	1000,0	3,80	31,2500	1,0556	29,6040
	2-3	1000,0	3,60	31,2500	1,0000	31,2500
	3-4	257,25	3,90	8,0391	1,0833	7,4209
	4-5	257,25	7,65	8,0391	2,1250	3,7831
	5-6	32,0	4,05	1,0000	1,1250	0,8889
	6-7	32,0	3,95	1,0000	1,0972	0,9114
	8-9	2016,0	3,80	63,0000	1,0556	59,6817
	9-10	2016,0	3,60	63,0000	1,0000	63,0000
	10-11	668,25	3,90	20,8828	1,0833	19,2770
	11-12	668,25	7,65	20,8828	2,1250	9,8272
	12-13	144,0	4,05	4,5000	1,1250	4,0000
	13-14	144,0	3,95	4,5000	1,0972	4,1013
Poutres	2-9	333,33	10,0	10,4166	2,7778	3,7499
	5-12	243,0	10,0	7,5938	2,7778	2,7337

N.B: coefficient de répartition "Cross" :  $\frac{1}{i} \frac{R_{ij}}{j} + C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}} = d_k$

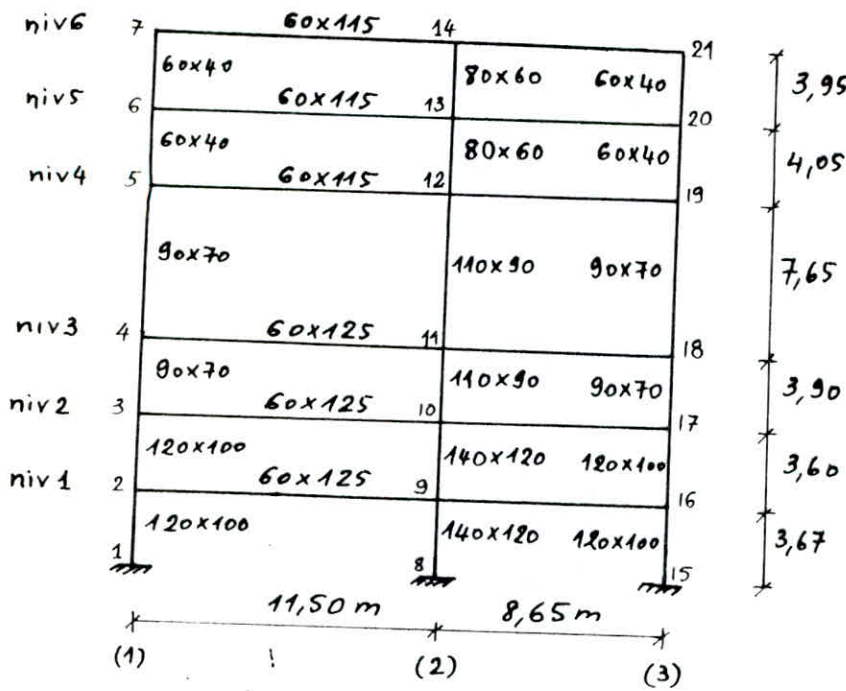
$R_{ij} = \frac{I_{ij}}{l_{ij}} = \frac{I_{ij}}{I_0} \times \frac{I_0}{l_0} \times \frac{l_0}{l_{ij}} = \beta_{ij} \cdot \frac{I_0}{l_0} \Rightarrow d_k = C_{ij} = \frac{\beta_{ij}}{\sum \beta_{ij}} \Rightarrow d_k = \frac{\beta}{\sum \beta}$



Rigidités de niveau corrigées :

Niveau	coef de correction $\lambda_k^{(1)}; \lambda_k^{(3)}$ $A_k; A_k$	$A_k^{(2)}$	Rigidité relative $\rho_k^{(1)}; \rho_k^{(3)}$ $\rho_k; \rho_k$	$\rho_k^{(2)}$	$\lambda_k^{(1)}; \lambda_k^{(3)}$	$\lambda_k^{(2)}$	$\eta_k^{(1)}; \eta_k^{(3)}$	$\eta_k^{(2)}$	coef rigi total $\eta_k = \sum \rho_k^{(i)}$	rigidité du niveau $R_k [1/\mu]$
6	0,6995	0,5490	0,9114	4,1013	1,0972	1,0972	0,5296	1,8703	2,9295	9113,7
5	0,7806	0,6693	0,8889	4,0000	1,1250	1,1250	0,5482	2,1153	2,4158	7515,6
4	0,5241	0,5192	3,7831	9,8272	2,1250	2,1250	0,4391	1,1299	2,0081	6247,2
3	0,5617	0,5289	7,4209	19,277	1,0833	1,0833	3,5519	8,6879	15,792	49128
2	0,3519	0,3655	31,2500	63,000	1,0000	1,0000	10,997	23,0265	45,02	140058,2
1	0,6564	0,6562	29,6040	59,682	1,0556	1,0556	17,439	35,1462	70,024	217844,7

II-2: Portique transversal central: (sens x)



•  $E = E_c = 378000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
 $= 378 \cdot 10^4 \text{ tf/m}^2$

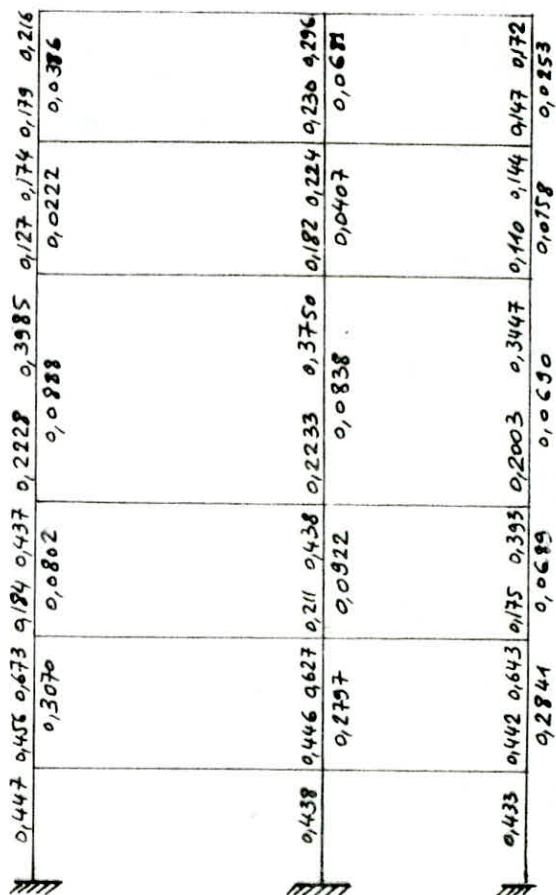
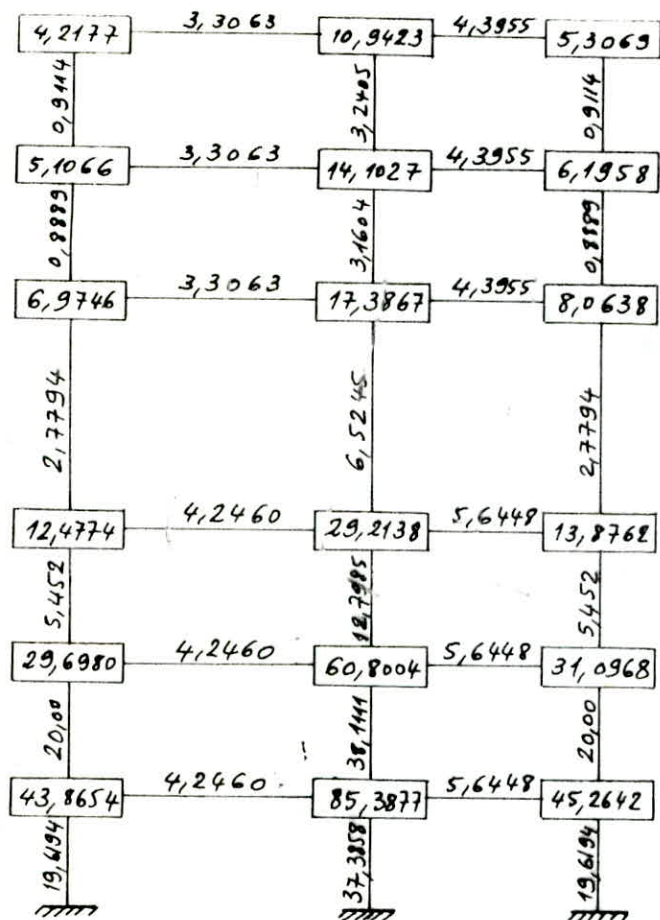
• on prend:

$l_0 = 3,60 \text{ m}$

$I_0 = \frac{0,6^3 \cdot 0,4}{12} =$   
 $= 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

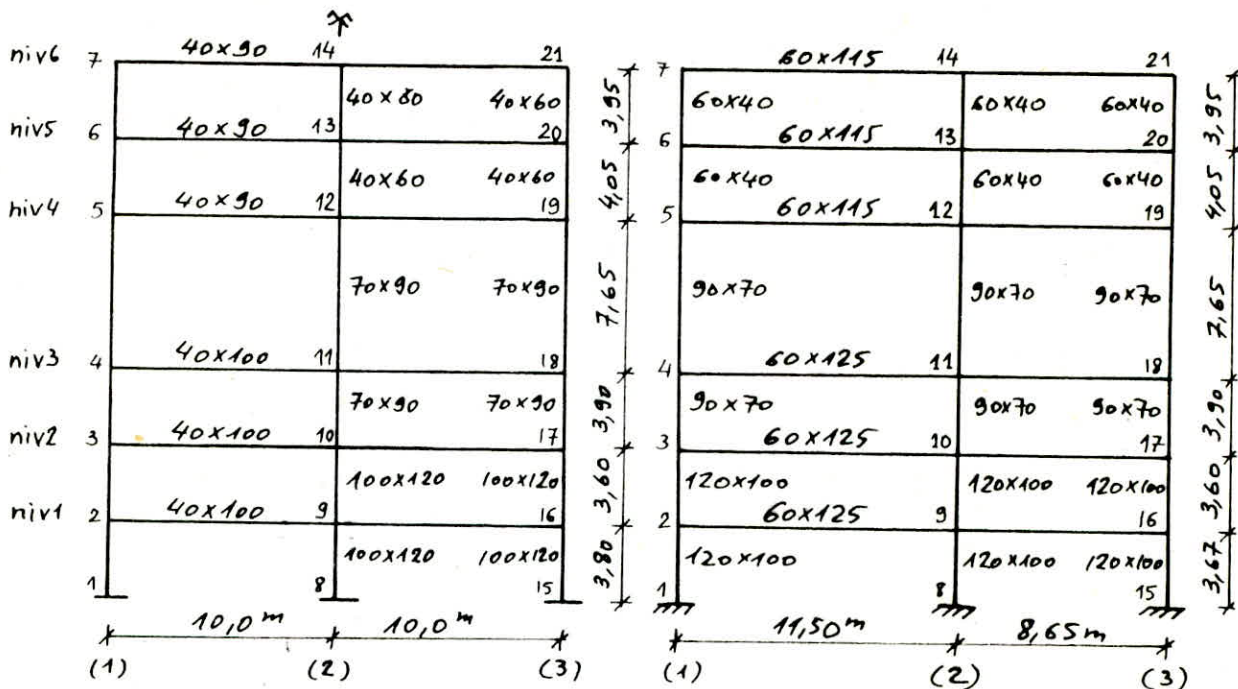
$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0^3}$   
 $= 7000 \text{ tf/m}$

Barre		$I \cdot 10^4$ [m <sup>4</sup> ]	$l$ [m]	$k = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\rho = \frac{k}{\lambda}$
Poutres	7-14	760,435	11,50	10,5616	3,1944	3,3063
	14-21	760,435	8,65	10,5616	2,4028	4,3955
	4-11	976,560	11,50	13,5633	3,1944	4,2460
	11-18	976,560	8,65	13,5633	2,4028	5,6448
Poteaux	7-6	72,000	3,95	1,0000	1,0972	0,9114
	14-13	256,000	3,95	3,5555	1,0972	3,2405
	6-5	72,000	4,05	1,0000	1,1250	0,8889
	13-12	256,000	4,05	3,5555	1,1250	3,1604
	5-4	425,250	7,65	5,9062	2,1250	2,7794
	12-11	998,250	7,65	13,8646	2,1250	6,5245
	4-3	425,250	3,90	5,9062	1,0833	5,4520
	11-10	998,250	3,90	13,8646	1,0833	12,7985
	3-2	1440,00	3,60	20,0000	1,000	20,000
	10-9	2744,00	3,60	38,1111	1,000	38,1111
	2-1	1440,00	3,67	20,0000	1,0194	19,6194
	9-8	2744,00	3,67	38,1111	1,0194	37,3858



Niveau	$A_k^{(1)}$	$A_k^{(2)}$	$A_k^{(3)}$	$f_k^{(1)}$	$f_k^{(2)}$	$f_k^{(3)}$	$\lambda_k^{(1)}$
6	0,7330	0,6567	0,7799	0,9114	3,2405	0,9114	1,0972
5	0,7905	0,7261	0,8216	0,8889	3,1604	0,8889	1,1250
4	0,6006	0,6139	0,6430	2,7794	6,5245	2,7794	2,1250
3	0,5948	0,5827	0,6255	5,4520	12,7985	5,4520	1,0833
2	0,3833	0,4050	0,3993	20,000	38,1111	20,000	1,000
1	0,6645	0,6716	0,6750	19,6194	37,3858	19,6194	1,0194
Niveau	$\lambda_k^{(2)}$	$\lambda_k^{(3)}$	$\eta_k^{(1)}$	$\eta_k^{(2)}$	$\eta_k^{(3)}$	$\eta_k^{(total)}$	rigidite relative $R_k [t/m]$
6	1,0972	1,0972	0,5549	1,7677	0,5904	2,9130	20391,0
5	1,1250	1,1250	0,5552	1,8131	0,5770	2,9454	20617,8
4	2,1250	2,1250	0,3697	0,8870	0,3958	1,6525	11567,5
3	1,0833	1,0833	2,7633	6,3549	2,9059	12,0241	84168,7
2	1,000	1,000	7,6660	15,4350	7,9860	31,0870	217609,0
1	1,0194	1,0194	12,5456	24,1617	12,7438	49,4512	346458,4

II.3: portique longitudinal de rive - portique transversal de rive:



- Portique longitudinal de rive - portique transversal de rive -

Rigidités relatives de niveau corrigées:

Portique	niveau	$A_k^{(1)}; A_k^{(3)}$	$A_k^{(2)}$	$\rho_k^{(1)}; \rho_k^{(2)}; \rho_k^{(3)}$	$\lambda_k^{(1)}; \lambda_k^{(2)}; \lambda_k^{(3)}$	$\eta_k^{(1)}; \eta_k^{(3)}$	$\eta_k^{(2)}$	$\eta_k$	$R_k$ [t/m]
Longitudinal de rive.	6	0,6995	0,8122	0,9114	1,0972	0,5296	0,6149	1,6741	5208,1
	5	0,7806	0,8505	0,8889	1,1250	0,5482	0,5973	1,6937	5269,1
	4	0,5241	0,6251	3,7831	2,1250	0,4391	0,5237	1,4019	4361,3
	3	0,5617	0,6297	7,4209	1,0833	3,5519	3,9819	11,0857	34487,6
	2	0,3519	0,3816	31,250	1,0000	10,9969	11,9250	33,9188	105521,4
	1	0,6564	0,6752	29,6041	1,0556	17,4389	17,9385	52,8163	164311,5

Portique	Niv	$A_k^{(1)}$	$A_k^{(2)}$	$A_k^{(3)}$	$\rho_k^{(1)}; \rho_k^{(2)}; \rho_k^{(3)}$	$\lambda_k^{(1)}; \lambda_k^{(2)}; \lambda_k^{(3)}$	$\eta_k^{(1)}$	$\eta_k^{(2)}$	$\eta_k^{(3)}$	$\eta_k$	$R_k$ [t/m]
transversal de rive.	6	0,7330	0,8563	0,7799	0,9114	1,0972	0,5549	0,6483	0,5904	1,7936	12555,2
	5	0,7905	0,8767	0,8216	0,8889	1,1250	0,5552	0,6157	0,5770	1,7479	12235,3
	4	0,6006	0,7298	0,6430	2,7794	2,1225	0,3697	0,4503	0,3958	1,2158	8510,6
	3	0,5948	0,6935	0,6255	5,4520	1,0833	2,7633	3,2218	2,9059	8,8910	62237,0
	2	0,3833	0,4440	0,3993	20,00	1,000	7,6660	8,8800	7,9860	24,532	171724,0
	1	0,6645	0,7028	0,6750	19,6194	1,0194	12,5456	13,2682	12,744	38,5576	269903,2

Rigidités totales :

dans chaque sens (x et y)  $R_K = R_{K_1} + R_{K_2} + R_{K_3} = \eta_K R_0$  avec  $\eta_K = \eta_{K_1} + \eta_{K_2} + \eta_{K_3}$   
 (1), (2), (3)  $\rightarrow$  indices des files de poteaux dans le sens considéré.

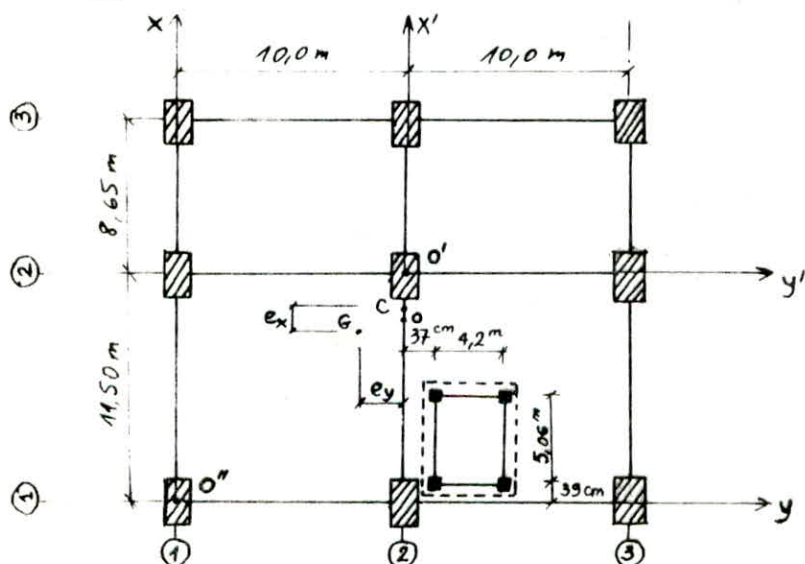
Niveau	sens longitudinal (y)			sens transversal (x)		
	masse totale au niv. $m_K$ [t]	$\eta_K$	$R_{K_y}$ [tf/m]	$m_K$ [t]	$\eta_K$	$R_{K_x}$ [tf/m]
6	489,4	6,2777	19529,9	489,4	6,5002	45501,4
5	515,6	5,8032	18053,8	515,6	6,4412	45088,4
4	601,9	4,8119	14969,8	601,9	4,0841	28588,7
3	855,0	37,9631	118103,2	855,0	29,8061	208642,7
2	799,8	112,8579	351100,9	799,8	80,1510	561057,0
1	835,1	175,6566	546467,7	835,1	126,566	885964,8

Remarques :

. D'après le tableau ci-dessus, on remarque une variation brusque de rigidité entre deux niveaux successifs (variation de plus de 25%).  
 conclusion on ne peut pas appliquer la méthode statique équivalente exposée dans le "RPA 81", on fera donc une étude dynamique approchée :  
 - calcul des périodes de vibration  $\rightarrow$  Méthode HÖLZER transformée  
 - évaluation des charges sismiques  $\rightarrow$  analyse modale simplifiée (RPA 81 Ann.3)

. Pour la détermination des caractéristiques propres de vibration, on néglige l'excentricité, et on modélise notre structure (dans chaque sens) par une console avec 6 masses concentrées à chaque niveau en prenant les rigidités corrigées de chaque niveau, ensuite on calculera l'effort total agissant sur chaque niveau.

III) Centre de torsion - Centre de masse - excentricités :



O : centre géométrique

$x_0 = 10,075 \text{ m}$

$y_0 = 10,00 \text{ m}$

$\hookrightarrow$  repère  $x_0''y_0''$

III.1: Centre de torsion:  $C_k$

niveau	rigidités portiques [ $\frac{t \cdot m}{m}$ ]				rigidités totales		Coordonnées Centres de torsion	
	Port	$R_{Kx}$	Port	$R_{Ky}$	$R_{Kx}$	$R_{Ky}$	$x_c [m]$	$y_c [m]$
6	1	12555,2	1	5208,1	45501,4	19529,9	10,74	10,00
	2	20391,0	2	9113,7				
	3	12555,2	3	5208,1				
5	1	12235,3	1	5269,1	45088,4	18053,8	10,67	10,00
	2	20617,8	2	7515,6				
	3	12235,3	3	5269,1				
4	1	8510,6	1	4361,3	28588,7	14969,8	10,67	10,00
	2	11567,5	2	6247,2				
	3	8510,6	3	4361,3				
3	1	62237,0	1	34487,6	208642,7	118103,2	10,67	10,00
	2	84168,7	2	49128,0				
	3	62237,0	3	34487,6				
2	1	171724,0	1	105521,4	561057,0	351100,9	10,64	10,00
	2	217609,0	2	140058,2				
	3	171724,0	3	105521,4				
1	1	269903,2	1	164311,5	885964,8	546467,7	10,64	10,00
	2	346158,4	2	217844,7				
	3	269903,2	3	164311,5				

repère  $x''y''$

$$x_{c_k} = \frac{\sum_{i=1}^{i=3} R_{Ky}^{(i)} \cdot x_k^{(i)}}{R_{Ky}}$$

$$y_{c_k} = \frac{\sum_{i=1}^{i=3} R_{Kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{Kx}}$$

avec:

$k \rightarrow$  niveau  
 $(i) \rightarrow$  portique  
 $x_k^{(i)}$  et  $y_k^{(i)} \rightarrow$  coordonnées du portique  $(i)$  par rapport aux axes  $0''x$  et  $0''y$ , (coord du centre de torsion du portique  $(i)$  ds niv  $k$ ).

exple:  $x_{c_3} = \frac{34487,6(8,65+11,5) + 49128 \cdot 11,5 + 34487,6 \cdot 0}{118103,2} = 10,67 \text{ m}$

III.2: Centre de masse:  $G_k$

niveau	Element	masse [t]	masse totale [t]	$x_k^{(i)'} [m]$	$y_k^{(i)'} [m]$	$x_{G_k}' [m]$	$y_{G_k}' [m]$
6	acrotère	12,045	489,40	-1,425	0	-1,39	0
	plancher	219,635		-1,425	0		
	poutres second.	48,000		-0,950	0		
	Poutres princip	95,210		-1,425	0		
	poutrelles	42,300		-1,720	0		
	poteaux	11,850		-0,855	0		
	murs ext.	52,335		-1,425	0		
	Surcharge: P/s	8,060		-1,425	0		
5	plancher	212,30	515,60	-1,425	0	-1,38	0
	poutres Sec	48,000		-0,95	0		
	poutres princ.	95,210		-1,425	0		
	poutrelles	42,300		-1,720	0		
	poteaux	24,000		-0,855	0		
	mur ext.	79,400		-1,425	0		
	Surch: P/s	14,104		-1,425	0		

$$x'_{G_k} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} \cdot x_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}}$$

$$y'_{G_k} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} \cdot y_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}}$$

repère  $\rightarrow x'o'y'$   
 $(i) \rightarrow$  élément  
 $k \rightarrow$  niveau



niveau	élément	masse [t]	masse tot.	$x_K^{(i)}$ [m]	$y_K^{(i)}$ [m]	$x'_{GK}$ [m]	$y'_{GK}$ [m]
4	plancher	189,456	601,9 t	- 0,970	- 0,170	- 2,51	- 0,60
	poutres sec.	48,000		- 0,950	0		
	poutres princ.	95,910		- 1,425	0		
	poutrelles	42,597		- 1,740	0		
	poteaux	69,811		- 0,855	0		
	mur ext	90,873		- 6,460	- 5,00		
	Cage d'escalier	47,153		- 8,600	+ 2,670		
	Surch: P/5	18,870		- 0,970	- 0,170		
3	plancher	241,536	855 t	- 0,970	- 0,17	- 2,06	- 0,35
	poutres sec.	51,000		- 0,950	0		
	poutres princ.	99,742		- 1,425	0		
	poutrelles	53,269		- 1,740	0		
	poteaux	87,058		- 0,855	0		
	mur ext	76,516		- 6,460	- 5,00		
	escaliers	57,747		- 8,600	+ 2,67		
	Surch: P/2	188,700		- 0,970	- 0,17		
2	plancher	241,536	799,8 t	- 0,970	- 0,17	- 1,75	- 0,28
	poutres sec.	51,000		- 0,950	0		
	poutres princ.	99,742		- 1,425	0		
	poutrelles	53,269		- 1,740	0		
	poteaux	80,157		- 0,855	0		
	mur ext	49,685		- 6,460	- 5,00		
	escaliers	35,728		- 8,600	+ 2,67		
	Surch: P/2	188,700		- 0,970	- 0,17		
1	plancher	241,536	835,1 t	- 0,970	- 0,17	- 1,77	- 0,30
	poutres sec.	51,000		- 0,950	0		
	poutres princ.	99,742		- 1,425	0		
	poutrelles	53,269		- 1,740	0		
	poteaux	106,89		- 0,855	0		
	mur ext.	56,219		- 6,460	- 5,00		
	escaliers	37,749		- 8,600	+ 2,67		
	Surch: P/2	188,700		- 0,970	- 0,17		

### III.3: Excentricités :

Niveau	Coordonnées du Centre de masse / $x_0y_0$		Coordonnées du Centre de torsion / $x_0y_0$		Excentricités de Calcul		excentricité accidentelle
	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$x_C$ [m]	$y_C$ [m]	$e_x = x_C - x_G$	$e_y = y_C - y_G$	$e_a$ [m]
6	10,11	10,00	10,74	10,00	0,63	0,00	1,04
5	10,12	10,00	10,67	10,00	0,55	0,00	1,04
4	8,99	9,40	10,67	10,00	1,68	0,60	1,05
3	9,44	9,65	10,67	10,00	1,23	0,35	1,05
2	9,75	9,72	10,64	10,00	0,89	0,28	1,07
1	9,73	9,70	10,64	10,00	0,91	0,30	1,07

D'après le "RPA 81 art 3.3.5" :

La résultante des forces horizontales appliquée au centre de masse G (dans chaque sens), a une excentricité par rapport au centre de torsion C égale à la plus grande des deux valeurs :  $\left\{ \begin{array}{l} 5\% \text{ de la plus grande dimension du Bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle } \rightarrow e_a) \\ \text{excentricité théorique résultant des plans } (e_x, e_y). \end{array} \right.$

Conclusion : on prend les excentricités suivantes :

niveau	6	5	4	3	2	1
$e_x$ [m]	1,04	1,04	1,68	1,23	1,07	1,07
$e_y$ [m]	1,04 de part et d'autre de C	1,04 de part et d'autre de C	1,05	1,05	1,07	1,07

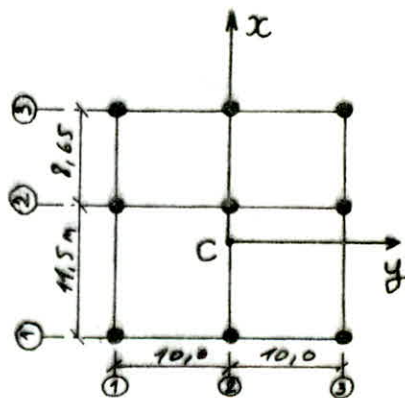
III-4: Calcul des rigidités à la torsion :

Le moment de torsion est équilibré par les portiques transversaux (x) et longitudinaux (y):

$$\Rightarrow R_{k\theta} = \sum_{i=1}^3 R_{xx}^{(i,2,3)} [y_k^{(i,2,3)}]^2 + \sum_{i=1}^3 R_{yy}^{(i,2,3)} [x_k^{(i,2,3)}]^2$$

avec  $i \rightarrow$  portique  
 $k \rightarrow$  niveau  
 $R_{xx}, R_{yy} \rightarrow$  voir (III-1).

niveau (k)	Port (i)	6	5	4	3	2	1
x [m]	1	-10,74	-10,67	-10,67	-10,67	-10,64	-10,64
	2	0,76	0,83	0,83	0,83	0,86	0,86
	3	9,41	9,48	9,48	9,51	9,51	9,51
y [m]	1	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0
	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	3	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
$R_{k\theta}$ [tf.m]		3578213	3525655	2594905	19507034	55937788	87603746



IV) Calcul des périodes de vibration :

• on a  $R_k = \eta_k R_0$  avec  $R_0 = 3111 \text{ tf/m}$  (voir II)

• on prend  $g = 10 \text{ m/s}^2$   
 et  $m_0 = 489,4 \text{ t}$  }  $\Rightarrow m_0 = \frac{489,4}{10} = 48,94 \left[ \frac{\text{tf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right]$

$$\Rightarrow \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} = \sqrt{\frac{48,94}{3111}} = 0,12542 \text{ sec}$$

• formule D'  $\Rightarrow \phi_{k-1} = \phi_k - \left( \frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \varphi_i \right)$

IV-1: Sens longitudinal (sens y):

\* Mode fondamental:

$\varphi_1$	niveau k	$\alpha_k = \frac{m_k}{m_0}$	$\alpha_k \varphi_1$	$\phi_k$	$\alpha_k \phi_k \varphi_1$	$\sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_1$	$\eta_k$	$\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_1$
$\varphi_1 = 0,90$	6	1,0000	0,9000	1,0000	0,9000	0,9000	6,2777	0,1434
	5	1,0535	0,9482	0,8566	0,8122	1,7122	5,8032	0,2950
	4	1,2299	1,1069	0,5616	0,6216	2,3338	4,8119	0,4850
	3	1,7470	1,5723	0,0766	0,1204	2,4542	37,9631	0,0646
	2	1,6342	1,4708	0,0120	0,0176	2,4718	112,8579	0,0219
	1	1,7064	1,5358	-0,0099	-0,0152	2,4566	175,6566	0,0140
	0	/	/	/	-0,0239	/	/	/
$\varphi_1 = 0,87$	6	1,0000	0,8700	1,0000	0,8700	0,8700	6,2777	0,1386
	5	1,0535	0,9165	0,8614	0,7895	1,6595	5,8032	0,2860
	4	1,2299	1,0700	0,5754	0,6157	2,2752	4,8119	0,4788
	3	1,7470	1,5199	0,1026	0,1559	2,4311	37,9631	0,0640
	2	1,6342	1,4218	0,0386	0,0549	2,4860	112,8579	0,0220
	1	1,7064	1,4846	0,0166	0,0246	2,5106	175,6566	0,0143
	0	/	/	/	0,0023	/	/	/
$\varphi_1 = 0,873$	6	1,0000	0,8730	1,0000	0,8730	0,8730	6,2777	0,1391
	5	1,0535	0,9197	0,8609	0,7918	1,6648	5,8032	0,2869
	4	1,2299	1,0737	0,5740	0,6163	2,2811	4,8119	0,4741
	3	1,7470	1,5251	0,0999	0,1524	2,4385	37,9631	0,0641
	2	1,6342	1,4267	0,0358	0,0511	2,4846	112,8579	0,0220
	1	1,7064	1,4897	0,0138	0,0206	2,5052	175,6566	0,0143
	0	/	/	/	-0,0005	/	/	/
$\varphi_1 = 0,8725$	6	1,0000	0,8725	1,0000	0,8725	0,8725	6,2777	0,1390
	5	1,0535	0,9192	0,8610	0,7914	1,6639	5,8032	0,2867
	4	1,2299	1,0731	0,5743	0,6163	2,2802	4,8119	0,4739
	3	1,7470	1,5243	0,1004	0,1530	2,4332	37,9631	0,0641
	2	1,6342	1,4258	0,0363	0,0518	2,4850	112,8579	0,0220
	1	1,7064	1,4888	0,0143	0,0213	2,5063	175,6566	0,0143
	0	/	/	/	0,0000	/	/	/

Explication des étapes de calcul : (mode fondamental)

Afin de trouver la pulsation propre du mode fondamental  $\omega_1$ , on commence le processus itératif avec  $\varphi_1 = 0,900$ ; on applique la relation "D" avec l'ordonnée du dernier niveau "6":

$\phi_6 = +1,000$ , on obtient ds la dernière colonne une valeur = 0,1434 qui représente la différence entre les colonnes  $\phi_6$  et  $\phi_5 \rightarrow \phi_6 - \phi_5 = 0,1434$

on aura donc en 2<sup>e</sup> ligne:  $\phi_5 = \phi_6 - 0,1434 = 1,0 - 0,1434 = 0,8566$ .

on calcule ensuite de la même façon:  $\phi_5 - \phi_4 = 0,295 \rightarrow \phi_4 = \phi_5 - 0,295 \rightarrow \phi_4 = 0,5616$ .

..... ainsi de suite jusqu'à la dernière ligne (niveau 0)

on trouve:  $\phi_1 - \phi_0 = 0,014 \rightarrow \phi_0 = \phi_1 - 0,014 = -0,0099 - 0,014 = -0,0239$ .

le portique étant encastré à la base, on devait donc avoir  $\phi_0 = 0$ , mais comme on a obtenu  $\phi_0 = -0,0239 < 0$ , cela signifie que la valeur de  $\varphi_1$  choisie est plus grande que la valeur réelle

$$\omega^2 = \varphi \frac{R_0}{m_0} \Rightarrow \frac{1}{T} = A \sqrt{\varphi} \text{ avec } A = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{R_0}{m_0}} = \text{cte} \rightarrow$$

$$\phi_0 < 0 \Rightarrow T < T_{\text{réelle}} \Rightarrow \varphi > \varphi_{\text{réel}} \quad (\text{si } \phi_0 > 0 \rightarrow \varphi < \varphi_{\text{réel}})$$

On doit donc refaire le même calcul (2<sup>e</sup> iteration) avec une nouvelle valeur de  $\varphi_1$  plus petite que celle choisie pour la 1<sup>ère</sup> iteration. on continue ainsi les iterations jusqu'à avoir  $\phi_0 \approx 0$ .

Calcul de la periode du mode fondamental:

$$\varphi_1 = 0,8725 ; \omega_1 = \sqrt{\varphi_1} \cdot \sqrt{\frac{R_0}{m_0}} = \frac{\sqrt{\varphi_1}}{\sqrt{\frac{m_0}{R_0}}} = \frac{\sqrt{0,8725}}{0,12542} = 7,4476 \text{ rd/sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \cdot \pi}{7,4476} = 0,8437 \text{ sec} \rightarrow T_1 = 0,8437 \text{ sec}$$

\* 2<sup>e</sup> mode de vibration :

$\varphi_2$	niv "k"	$\alpha_k = \frac{m_k}{m_0}$	$\alpha_k \varphi_2$	$\phi_k$	$\alpha_k \phi_k \varphi_2$	$\sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_2$	$\eta_k$	$\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_2$
$\varphi_2 = 6,30$	6	1,0000	6,3000	1,0000	6,3000	6,3000	6,2777	1,0036
	5	1,0535	6,6371	-0,0036	-0,0239	6,2761	5,8032	1,0815
	4	1,2299	7,7484	-1,0851	-8,4077	-2,1316	4,8119	-0,4430
	3	1,7470	11,0061	-0,6421	-7,0671	-9,1987	37,9631	-0,2423
	2	1,6342	10,2955	-0,3998	-4,1461	-13,3148	112,8579	-0,1180
	1	1,7064	10,7503	-0,2818	-3,0294	-16,3442	175,6566	-0,0930
	0	/	/	-0,1888	/	/	/	/
$\varphi_2 = 7,035$	6	1,0000	7,0350	1,0000	7,0350	7,0350	6,2777	1,1206
	5	1,0535	7,4114	-0,1206	-0,8938	6,1412	5,8032	1,0582
	4	1,2299	8,6523	-1,1788	-10,1993	-4,0581	4,8119	-0,8434
	3	1,7470	12,2901	-0,3354	-4,1227	-8,1808	37,9631	-0,2155
	2	1,6342	11,4966	-0,1199	-1,3785	-9,5593	112,8579	-0,0847
	1	1,7064	12,0045	-0,0352	-0,4226	-9,9819	175,6566	-0,0568
	0	/	/	+0,0216	/	/	/	/
$\varphi_2 = 6,959$	6	1,0000	6,9590	1,0000	6,9590	6,9590	6,2777	1,1085
	5	1,0535	7,3313	-0,1085	-0,7954	6,1636	5,8032	1,0621
	4	1,2299	8,5589	-1,1706	-10,0190	-3,8554	4,8119	-0,8012
	3	1,7470	12,1574	-0,3694	-4,4967	-8,3521	37,9631	-0,2200
	2	1,6342	11,3724	-0,1494	-1,6990	-10,0511	112,8579	-0,0891
	1	1,7064	11,8748	-0,0603	-0,7161	-10,7672	175,6566	-0,0613
	0	/	/	+0,0010	/	/	/	/
$\varphi_2 = 6,955$	6	1,0000	6,9550	1,0000	6,9550	6,9550	6,2777	1,1079
	5	1,0535	7,3271	-0,1079	-0,7906	6,1644	5,8032	1,0622
	4	1,2299	8,5540	-1,1701	-10,0094	-3,8450	4,8119	-0,7991
	3	1,7470	12,1504	-0,3710	-4,5078	-8,3528	37,9631	-0,2200
	2	1,6342	11,3659	-0,1510	-1,7160	-10,0688	112,8579	-0,0892
	1	1,7064	11,8680	-0,0618	-0,7332	-10,8020	175,6566	-0,0615
	0	/	/	-0,0003	/	/	/	/

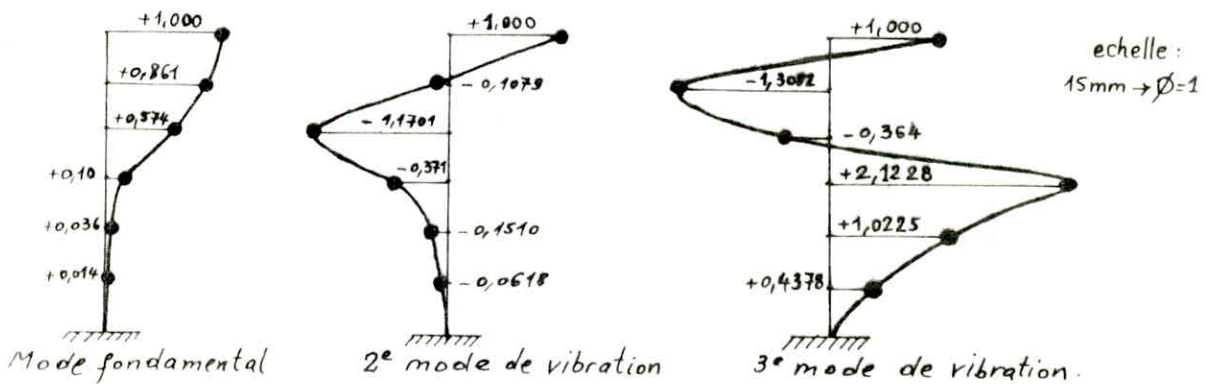
$$\varphi_2 = 6,955 \Rightarrow \omega_2 = \frac{\sqrt{\varphi_2}}{\sqrt{\frac{m_0}{R_0}}} = \frac{\sqrt{6,955}}{0,12542} = 21,0272 \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,2988 \text{ sec} \rightarrow T_2 = 0,2988 \text{ s}$$

\* 3<sup>e</sup> mode de vibration :

$$\varphi_3 = 14,490 \rightarrow \omega_3 = \frac{\sqrt{14,49}}{0,12542} = 30,35 \Rightarrow T_3 = 0,207s$$

$\varphi_3$	Niv "k"	$\alpha_k = \frac{m_k}{m_0}$	$\alpha_k \varphi_3$	$\phi_k$	$\alpha_k \phi_k \varphi_3$	$\sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_3$	$\eta_k$	$\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^6 \alpha_r \phi_r \varphi_3$
$\varphi_3 = 13,310$	6	1,0000	13,3100	1,0000	13,3100	13,3100	6,2777	2,1202
	5	1,0535	14,0221	-1,1202	-15,7076	-2,3976	5,8032	-0,4132
	4	1,2299	16,3700	-0,7070	-11,5744	-13,9720	4,8119	-2,9036
	3	1,7470	23,2526	2,1966	51,0775	37,1055	37,9631	0,9774
	2	1,6342	21,7512	1,2192	26,5189	63,6244	112,8579	0,5638
	1	1,7064	22,7122	0,6554	14,8866	78,5110	175,6566	0,4470
	0	/	/	0,2084	/	/	/	/
$\varphi_3 = 14,400$	6	1,0000	14,4000	1,0000	14,4000	14,4000	6,2777	2,2938
	5	1,0535	15,1704	-1,2938	-19,6280	-5,2280	5,8032	-0,9009
	4	1,2299	17,7106	-0,3929	-6,9589	-12,1869	4,8119	-2,5327
	3	1,7470	25,1568	2,1398	53,8294	41,6425	37,9631	1,0969
	2	1,6342	23,5325	1,0429	24,5416	66,1841	112,8579	0,5864
	1	1,7064	24,5722	0,4565	11,2163	77,4004	175,6566	0,4406
	0	/	/	0,0159	/	/	/	/
$\varphi_3 = 14,490$	6	1,0000	14,4900	1,0000	14,4900	14,4900	6,2777	2,3082
	5	1,0535	15,2652	-1,3082	-19,9695	-5,4795	5,8032	-0,9442
	4	1,2299	17,8213	-0,3640	-6,4867	-11,9662	4,8119	-2,4868
	3	1,7470	25,3140	2,1228	53,7361	41,7699	37,9631	1,1003
	2	1,6342	23,6796	1,0225	24,2129	65,9828	112,8579	0,5847
	1	1,7064	24,7257	0,4378	10,8260	76,8088	175,6566	0,4373
	0	/	/	0,0005	/	/	/	/

Dans les trois tableaux (1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup>, et 3<sup>e</sup> mode), les colonnes " $\phi_k$ " nous donnent les ordonnées des trois premiers modes propres de vibration avec lesquelles on fait les schémas des formes propres.



IV-2: Sens transversal (sens x) :

avec la même méthode appliquée en IV.1, on trouve pour ce sens :

mode fondamental	2 <sup>e</sup> mode	3 <sup>e</sup> mode
$\varphi_1 = 0,773 \rightarrow T_1 = 0,5975s$	$\varphi_2 = 6,590 \rightarrow T_2 = 0,2047s$	$\varphi_3 = 10,700 \rightarrow T_3 = 0,1606s$
$\phi_2 = 1,000; \phi_3 = 0,8811; \phi_4 = 0,6497$ $\phi_5 = 0,1336; \phi_6 = 0,0568; \phi_7 = 0,0274$	$\phi_2 = 1,00; -0,0138; \phi_3 = -1,022$ $\phi_4 = -0,9584; \phi_5 = -0,299; \phi_6 = -0,1524$	$\phi_2 = 1,00; \phi_3 = -0,6461; \phi_4 = -1,177$ $\phi_5 = 1,7772; \phi_6 = 1,0676; \phi_7 = 0,5708$

## - EVALUATION DES FORCES SISMQUES -

On utilisera la méthode approchée du spectre de réponse exposée dans l'Annexe "3" du "RPA 81" (Méthode simplifiée d'Analyse modale). Cette méthode approximative prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs (2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup>) elle consiste en une superposition de réponses des modes aux spectres sismiques.

Procédure de calcul:

- Détermination des périodes et formes propres → Méthode "Holzer"
- Détermination du facteur de contribution de chaque mode
- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour ch. mod.
- Évaluation de la sollicitation max. résultante.

\* Facteur de contribution:  $\Gamma_i$

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki}^2} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} n = \text{nbre total d'étage} \\ i = \text{rang du mode} \\ k = \text{indice de l'étage} \\ \phi_{ki} = \text{composante du vecteur propre} \end{array}$$

\* Facteur d'amplification dynamique moyen:  $D$

à chaque période propre  $T_i$  correspond un facteur d'amplification dynamique  $D_i$  donné par le spectre de réponse du "RPA 81" (fig 4 page 17)

\* Évaluation des forces sismiques de calcul:  $F_{ki}$

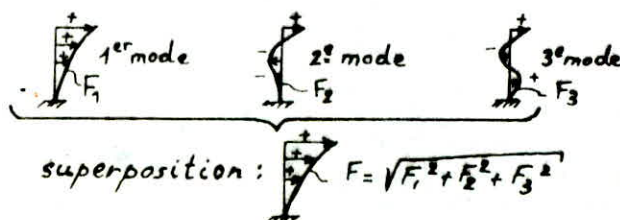
l'effort au niveau  $k$  pour le mode  $i$  →  $F_{ki} = \Gamma_i W_k (A D_i B Q) \phi_{ki}$

\* Sollicitations résultantes: (combinaison des réponses modales)

Tous les modes ne sont pas en phase, et une addition (arithmétique) des différents modes donnerait des valeurs de réponse considérablement élevées; pour tenir compte de cette différence de phase, il faut en général considérer une superposition quadratique:

$$F_K = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2} \quad (i \rightarrow \text{mode})$$

superposition quadratique  
(méthode approchée)



\* Calcul des coef. A, B et Q : (RPA81)

- A: coefficient d'accélération des zones, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone : II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

- B: facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements.

$$\text{portiques autostables} \Rightarrow B = \frac{1}{4} = 0,25.$$

- Q: facteur de qualité (du système de contreventement de la structure) donné en fonction de l'hyperstaticité et de de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

$$(RPA81 \text{ p} 24) \rightsquigarrow Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

où  $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité  $q \rightarrow$  critère observé  $\Rightarrow P_q = 0$   
 $\rightarrow$  critère non obs  $\Rightarrow P_q = 0,1$

dans notre cas:

- 1) condition minimale des files porteuses  $\rightarrow P_q = 0,1$
- 2) Surabondance en plan .....  $\rightarrow P_q = 0,1$
- 3) symétrie en plan .....  $\rightarrow P_q = 0$
- 4) Régularité en élévation .....  $\rightarrow P_q = 0,1$
- 5) Contrôle de la qualité des matériaux  $\rightarrow P_q = 0$
- 6) Contrôle de qualité de la construction  $\rightarrow P_q = 0$

$$\Rightarrow Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0 + 0,1 + 0 + 0 = 1,3 \rightarrow Q = 1,3$$

\* Calcul des efforts sismiques :

① sens longitudinal (sens y) :

- Facteurs d'amplification dynamique:  $D_i$

D'après le spectre de réponse du "RPA81", courbe pour sol ferme on tire les valeurs " $D_i$ " suivantes :

mode	1	2	3
$T_i$ (sec)	0,8437	0,2988	0,2070
$D_i$	1,193	2,00	2,00

• Facteurs de contribution :  $\Gamma_i$

niveau	$W_k$ [tf]	1 <sup>er</sup> mode				2 <sup>e</sup> mode				3 <sup>e</sup> mode			
		$\phi_{k1}$	$\phi_{k1}^2$	$W_k \phi_{k1}$	$W_k \phi_{k1}^2$	$\phi_{k2}$	$\phi_{k2}^2$	$W_k \phi_{k2}$	$W_k \phi_{k2}^2$	$\phi_{k3}$	$\phi_{k3}^2$	$W_k \phi_{k3}$	$W_k \phi_{k3}^2$
6	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4
5	515,6	0,8610	0,7413	443,9	382,2	-0,1079	0,0416	-55,6	6,00	-1,3082	1,7114	-674,5	882,4
4	601,9	0,5743	0,3298	345,7	198,5	-1,1701	1,3691	-704,3	824,1	-0,364	0,1325	-219,1	79,7
3	855,0	0,1004	0,0101	85,8	8,64	-0,371	0,1376	-317,2	117,7	2,1228	4,5063	1815,0	3852,9
2	799,8	0,0363	0,0013	29,0	1,04	-0,151	0,0228	-120,8	18,20	1,0225	1,0455	817,8	836,2
1	835,1	0,0143	0,0002	11,9	0,17	-0,0618	0,0038	-51,6	3,200	0,4378	0,1917	365,6	160,1
$\Sigma$				1405,7	1080			-760,1	1458,6			2594,2	6300,7
$\Gamma_i$		1,302				-0,521				0,412			

• Evaluation des forces sismiques :

niveau	$W_k$ [tf]	1 <sup>er</sup> Mode			2 <sup>e</sup> mode			3 <sup>e</sup> mode			EFFORT RESULTANT $F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$ [tf]
		$ABQD_{11}$	$\phi_{k1}$	$F_{k1}$ [tf]	$ABQD_{22}$	$\phi_{k2}$	$F_{k2}$ [tf]	$ABQD_{33}$	$\phi_{k3}$	$F_{k3}$ [tf]	
6	489,4	0,0757	1,000	37,05	-0,0508	1,000	-24,86	0,0402	1,000	19,67	48,76
5	515,6	0,0757	0,8610	33,60	-0,0508	-0,1079	2,83	0,0402	-1,3082	-27,12	43,27
4	601,9	0,0757	0,5743	26,17	-0,0508	-1,1701	35,78	0,0402	-0,364	-8,81	45,20
3	855,0	0,0757	0,1004	6,50	-0,0508	-0,3710	16,11	0,0402	2,1228	72,96	75,00
2	799,8	0,0757	0,0363	2,20	-0,0508	-0,1510	6,14	0,0402	1,0225	32,88	33,52
1	835,1	0,0757	0,0143	0,90	-0,0508	-0,0618	2,62	0,0402	0,4378	14,70	14,96

Ⓘ Sens transversal (sens x) :

• Facteur d'amplification dynamique:  $D_i$

Spectre de réponse (RPA 81)  $\rightarrow$  sol ferme :

mode	1	2	3
$T_i$ (sec)	0,5975	0,2047	0,1606
$D_i$	1,42	2,00	2,00



• Calcul des facteurs de contribution :  $\Gamma_i$

Niveau	$W_k$ [tf]	1 <sup>er</sup> mode				2 <sup>e</sup> mode				3 <sup>e</sup> mode			
		$\phi_{k1}$	$\phi_{k1}^2$	$W_k \phi_{k1}$	$W_k \phi_{k1}^2$	$\phi_{k2}$	$\phi_{k2}^2$	$W_k \phi_{k2}$	$W_k \phi_{k2}^2$	$\phi_{k3}$	$\phi_{k3}^2$	$W_k \phi_{k3}$	$W_k \phi_{k3}^2$
6	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4	1,000	1,000	489,4	489,4
5	515,6	0,8811	0,7763	454,3	400,3	-0,0138	0,0002	-7,10	0,100	-0,6461	0,4147	-333,1	215,2
4	601,9	0,6497	0,4221	391,1	254,1	-1,022	1,0445	-615,1	628,7	-1,1768	1,3849	-708,3	833,5
3	855,0	0,1336	0,0178	114,2	15,2	-0,5844	0,3415	-499,7	292,0	1,7772	3,1584	1519,5	2700,5
2	799,8	0,0568	0,0032	45,4	2,60	-0,2988	0,0893	-239,0	71,4	1,0676	1,1398	853,9	911,6
1	835,1	0,0274	0,0008	22,9	0,70	-0,1524	0,0232	-127,3	19,4	0,5708	0,3258	476,7	272,1
$\Sigma$				1517,3	1162,3			-998,8	1501			2298,1	5422,3
$\Gamma_i$		1,305				-0,665				0,424			

• Evaluation des forces sismiques :

Niveau	$W_k$ [tf]	1 <sup>er</sup> mode			2 <sup>e</sup> mode			3 <sup>e</sup> mode			EFFORT RESULTANT $F_k = \sqrt{F_{ki}^2}$ [tf]
		ABQD <sub>1</sub> $\Gamma_1$	$\phi_{k1}$	$F_{k1}$ [tf]	ABQD <sub>2</sub> $\Gamma_2$	$\phi_{k2}$	$F_{k2}$ [tf]	ABQD <sub>3</sub> $\Gamma_3$	$\phi_{k3}$	$F_{k3}$ [tf]	
6	489,4	0,0903	1,000	44,190	-0,0648	1,000	-31,70	0,0413	1,000	20,21	58,02
5	515,6	0,0903	0,8811	41,02	-0,0648	-0,0138	0,46	0,0413	-0,6461	-13,82	43,29
4	601,9	0,0903	0,6497	35,31	-0,0648	-1,022	39,91	0,0413	-1,1768	-29,21	60,77
3	855,0	0,0903	0,1336	10,30	-0,0648	-0,5844	32,42	0,0413	1,7772	62,79	71,41
2	799,8	0,0903	0,0568	4,11	-0,0648	-0,2988	15,51	0,0413	1,0676	35,30	38,77
1	835,1	0,0903	0,0274	2,12	-0,0648	-0,1524	8,25	0,0413	0,5708	19,69	21,45

- DEFORMATIONS HORIZONTALES -

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

Déplacements relatifs d'étage :

- le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par  $\left(\frac{1}{2B}\right)$  pour obtenir le déplacement relatif : (Art 337.1 RPA 81).

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \cdot \frac{1}{2B}$$

- $n$  = nombre de niveau.
- $\delta_k$  = déplacement relatif du niv  $k$  / niv  $k-1$
- $\frac{1}{2B} \geq 1$  (ds notre cas  $\frac{1}{2B} = 2$ )
- $T_k$  = effort tranchant du niveau  $k$   $\left[T_k = \sum_{i=k}^{i=n} F_i\right]$
- $R_k$  = rigidité du niveau  $k$ .
- $B$  = facteur de comportement de la struct.  
 $\rightarrow B = \frac{1}{4}$  (structure autostable).

- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage ( $\bar{\delta}_k = 0,0075 h_k$ ) : (RPA 81. 33.7.1).

Niveau	sens transversal (x)				sens longitudinal (y)			
	$T_k$ [tf]	$R_k$ [tf/m]	$\delta_k$ [cm]	$\bar{\delta}_k$ [cm]	$T_k$ [tf]	$R_k$ [tf/m]	$\delta_k$ [cm]	$\bar{\delta}_k$ [cm]
6	58,02	45501,4	0,26	2,96	48,76	19529,9	0,50	2,96
5	101,31	45088,4	0,45	3,04	92,03	18053,8	1,02	3,04
4	162,08	28588,7	1,13	5,74	137,23	14969,8	1,83	5,74
3	233,49	208642,7	0,22	2,93	212,23	118103,2	0,36	2,93
2	272,26	561057,0	0,10	2,70	245,75	351100,9	0,14	2,70
1	293,71	885964,8	0,07	2,75	260,71	546467,7	0,10	2,85

## DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMQUES SUR LES PORTIQUES

(RPA 81 Art 3.3.4)

L'effort sismique total  $\tilde{F}_k$  (du niveau  $k$ ) s'applique au centre de gravité " $G_k$ " de l'étage " $k$ "; et comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion " $C_k$ ",  $\tilde{F}_k$  appliquée en  $G$  est équivalente à [ $\tilde{F}_k$  appliquée en  $C_k$  + un couple de torsion:  $M_k = \tilde{F}_k \cdot e_k$ ]  
( $M_k \rightarrow$  augmentation de l'effort dans les portiques).

- Sous l'action de  $\tilde{F}_{kx}$  (sens transversal) on a un effort de niveau ( $k$ ) sur le portique ( $i$ ) qui sera:

a) dans les portiques transversaux:

$$F_{kx}^{(i)} = \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)}}{R_{k\theta}} + \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kz}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{yk} \quad i = 1, 2, 3$$

b) dans les portiques longitudinaux:

$$F_{ky}^{(j)} = \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)} \cdot x_k^{(j)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{yk} \quad j = 1, 2, 3$$

- Sous l'action de  $\tilde{F}_{ky}$  (sens long) on aura des expressions analogues.

en conclusion: (1) D'après (RPA 81 art 3.3.1): tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure.

(2) on a toujours:

$$\tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)} \cdot x_k^{(j)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{yk} < \tilde{F}_{ky} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)}}{R_{ky}} + \tilde{F}_{ky} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)} \cdot x_k^{(j)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{xk}$$

$$\text{et } \tilde{F}_{ky} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{xk} < \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)}}{R_{kx}} + \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{yk}$$

(1) et (2)  $\Rightarrow$  on aura dans chaque portique un effort de niveau:

• portiques transversaux (x):  $F_{kx}^{(i)} = \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)}}{R_{kx}} + \tilde{F}_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{yk}$

• portiques longitudinaux (y):  $F_{ky}^{(j)} = \tilde{F}_{ky} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)}}{R_{ky}} + \tilde{F}_{ky} \cdot \frac{R_{ky}^{(j)} \cdot x_k^{(j)}}{R_{k\theta}} \cdot e_{xk}$

remarque: dans les expressions de  $F_{xx}^{(i)}$  et  $F_{xy}^{(i)}$ , les termes  $F_{xx} \cdot \frac{R_{Kx}^{(i)} y_k^{(i)}}{R_{K0}} e_{yk}$  et  $F_{xy} \cdot \frac{R_{Ky}^{(i)} x_k^{(i)}}{R_{K0}} e_{xk}$  ne sont pris en compte que s'ils sont positifs (négligés s'ils sont négatifs).

\* Portiques longitudinaux (y):

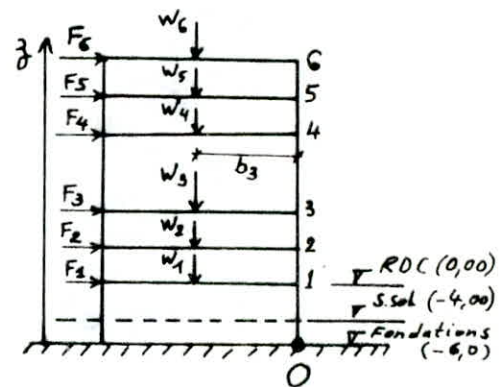
Niveau	$F_{xy}$ [tf]	$R_{Ky}$ [tf/m]	$R_{K0}$ [tfm]	$e_{xk}$ [m]	Portique	$R_{Ky}^{(i)}$ [tf/m]	$x_k^{(i)}$ [m]	$F_{Ky}^{(i)}$ [tf]
6	48,76	19529,9	3578213	-1,04	1	5208,1	-10,74	13,80
					2	9113,7	0,76	22,75
					3	5208,1	9,41	13,00
5	43,27	18053,8	3525655	-1,04	1	5269,1	-10,76	13,35
					2	7515,6	0,83	18,01
					3	5269,1	9,48	12,63
4	45,20	14969,8	2594905	-1,68	1	4361,3	-10,76	14,53
					2	6247,2	0,83	18,86
					3	4361,3	9,48	13,17
3	75,00	118103,2	19507034	-1,23	1	34487,6	-10,76	23,64
					2	49128	0,83	31,20
					3	34487,6	9,48	21,90
2	33,52	351100,9	55937788	-1,07	1	105521,4	-10,64	10,79
					2	140058,2	0,86	13,37
					3	105521,4	9,51	10,07
1	14,96	546467,7	87603746	-1,07	1	164311,5	-10,64	4,82
					2	217844,7	0,86	5,96
					3	164311,5	9,51	4,50

\* Portiques transversaux (x):

Niveau	$F_{xz}$ [tf]	$R_{Kx}$ [tf/m]	$R_{K0}$ [tfm]	$e_{yk}$ [m]	Portique	$R_{Kx}^{(i)}$ [tf/m]	$y_k^{(i)}$ [m]	$F_{Kx}^{(i)}$ [tf]
6	58,02	45501,4	3578213	-1,04	1	12555,2	-10	18,13
					2	20391	0	26,00
					3	12555,2	10	16,00
5	43,29	45088,4	3525655	-1,04	1	12235,3	-10	13,31
					2	20617,8	0	19,80
					3	12235,3	10	11,75
4	60,77	28588,7	2594905	-1,05	1	8510,6	-10	20,18
					2	11567,5	0	24,59
					3	8510,6	10	18,09
3	71,41	208642,7	19507034	-1,05	1	62237	-10	23,69
					2	84168,7	0	28,81
					3	62237	10	21,30
2	38,77	56105,7	55937788	-1,07	1	171724	-10	13,14
					2	217609	0	15,04
					3	171724	10	11,87
1	21,45	885964,8	87603746	-1,07	1	269903,2	-10	7,24
					2	346158,4	0	8,38
					3	269903,2	10	6,53

## - VERIFICATION AU RENVERSEMENT -

On vérifie notre structure au renversement, qui peut être causé par les efforts sismiques :



- Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^{i=6} F_i \cdot Z_i \quad (i \rightarrow \text{niveau})$$

- Moment résistant :  $M_{resistant} = \sum_{i=1}^{i=6} W_i \cdot b_i$

remarque: on prend dans chaque sens le cas le plus défavorable, c'est à dire le sens des  $F_i$  qui correspond à la plus petite valeur des bras de levier  $b_i$  des poids  $W_i \rightarrow (M_{resistant} \text{ min})$

\* Sens longitudinal :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^6 F_i \cdot Z_i = 48,76 \cdot 28,95 + 43,27 \cdot 25 + 45,2 \cdot 20,95 + 75 \cdot 13,3 + 33,52 \cdot 9,4 + 14,96 \cdot 5,8 = 4839,65 \text{ tf.m}$$

$$M_{resistant} = \sum_{i=1}^6 W_i \cdot b_i = 489,4 \cdot 10,5 + 515,6 \cdot 10,5 + 601,9 \cdot 9,9 + 855 \cdot 10,15 + 799,8 \cdot 10,22 + 835,1 \cdot 10,2 = 41881,54 \text{ tf.m}$$

on doit vérifier que  $\frac{M_{resistant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$

$$\frac{M_{resistant}}{M_{renvers}} = \frac{41881,54}{4839,65} = 8,65 \gg 1,5 \Rightarrow \text{dans ce sens notre bât. est très stable vis à vis du renversement.}$$

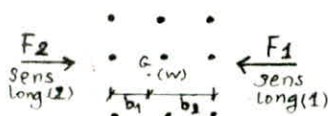
\* Sens transversal :

$$M_{renv} = 21,45 \cdot 5,67 + 38,77 \cdot 9,27 + 71,41 \cdot 13,17 + 60,77 \cdot 20,82 + 43,29 \cdot 24,87 + 58,02 \cdot 28,82 = 5435,48 \text{ tf.m}$$

$$M_{resist} = 489,4 \cdot 10,71 + 516,6 \cdot 10,72 + 601,9 \cdot 9,59 + 855,0 \cdot 10,04 + 799 \cdot 10,35 + 835,1 \cdot 10,33 = 42029,64 \text{ tf.m}$$

$$\frac{M_{resistant}}{M_{renversement}} = \frac{42029,64}{5435,48} = 7,73 \gg 1,5 \Rightarrow \text{le renversement est vérifié.}$$

• exple pour expliquer la remarque ci-dessus :



$\Rightarrow$  on considère le sens long.(1) qui correspond à un  $M_{resistant} \text{ min}$  ( $M_{resist} = \sum W_i^{(i)} b_i^{(i)}$ ) ( $b_1 < b_2$ )

# CHARGES HORIZONTALES

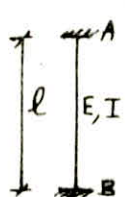
- EXPOSE DE LA METHODE "CROSS-COCCHI" -

La méthode "Cross-Cocchi" prend comme inconnues auxiliaires les rotations des noeuds, et elle permet de traiter en une seule phase le cas où les noeuds subissent des déplacements.

Cette méthode est intéressante lorsqu'on a un nombre d'étages important à considérer puisqu'on évite la résolution d'un nombre élevé d'équations.

Comme cette méthode n'est qu'une variante de la méthode "Cross" proprement dite, le principe reste le même (on fait des tours des noeuds en débloquent successivement chacun des noeuds), et la base des formules utilisées reste toujours celle des formules de Cross tirées des formules générales de Bress.

Exposé de la méthode: (livre de M. CHARON: Méthode de Cross)



• soit la barre AB dont l'extrémité A subit une rotation  $\alpha_A$ , l'extrémité B une rotation  $\alpha_B$ , et telle que B prenne un déplacement relatif  $\Delta$  par rapport à A.

• soient  $m_{AB}$  et  $m_{BA}$  les moments d'encastrement parfait dus aux charges extérieures (avec signe de Cross)

$\curvearrowright$  ( $M > 0 \rightarrow$  sens des aiguilles d'une montre).

• les moments aux extrémités A et B sont donnés par:

$$M_{AB} = m_{AB} - \frac{2EI}{l} (2\alpha_A + \alpha_B) + Z \cdot \Delta$$

$$M_{BA} = m_{BA} - \frac{2EI}{l} (\alpha_A + 2\alpha_B) + Z \cdot \Delta$$

en raison de simplification pratique des calculs on peut faire abstraction du facteur E: ( $\alpha = f(\frac{1}{E})$ ;  $Z = f(E)$ ;  $\Delta = f(\frac{1}{E})$ ).

• on utilisera les formules suivantes:

• moments aux extrémités des barres: 
$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= m_{AB} - \frac{2I}{l} (2\alpha_A + \alpha_B) + Z \cdot \Delta \\ M_{BA} &= m_{BA} - \frac{2I}{l} (\alpha_A + 2\alpha_B) + Z \cdot \Delta \end{aligned} \right\} \textcircled{I}$$

avec  $\Delta = \Delta_\alpha + \Delta_H$

• pour chaque noeud:  $Z = \frac{6I}{h_i^2} = \frac{6}{h_i} \cdot \frac{I}{h_i}$  ( $h_i \rightarrow$  barre au dessous du noeud)

• pour chaque étage:  $S = \frac{12 \sum_i (I/R)}{h_i^2}$  ( $\sum_i \rightarrow$  (toutes les barres verticales au dessous de l'étage considéré.)

• pour chaque noeud:  $\delta = \frac{Z}{S}$

• pour chaque noeud:  $R = 4 \cdot \sum \frac{I}{l} - \frac{3 \left(\frac{I}{h}\right)_s^2}{\sum_s \left(\frac{I}{h}\right)} - \frac{3 \cdot \left(\frac{I}{h}\right)_i^2}{\sum_i \left(\frac{I}{h}\right)}$

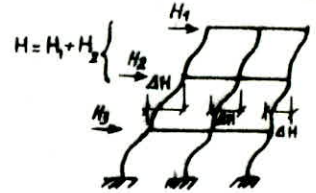
$\Sigma$ : s'applique à toutes les barres aboutissant au noeud

$\Sigma_s$ : s'applique à toutes les barres verticales de l'étage situé au dessus du noeud

$\Sigma_i$ : " " " " " " " au dessous "

- Moment transmis:  $M_t = -2 \cdot \frac{I}{L} \alpha$  ( $\alpha$ : A fixe, B( $\alpha$ )  $\Rightarrow M_{AB} = \frac{M_{BA}}{2} = -2 \frac{I_{AB}}{L_{AB}} \alpha$ )
- Moment provenant d'un déplacement  $\Delta$ :  $M_d = Z \cdot \Delta$  (exple:  $\Delta_B$  relatif/A  
 $M_{AB} = M_{BA} = 6 \frac{I_{AB}}{L_{AB}} \Delta = Z \cdot \Delta$ )
- Moment provenant d'une rotation  $\alpha$ :  $M_\alpha = R \cdot \alpha$  ( $M_\alpha \rightarrow$  appliqué en 1 noeud  
 $\Rightarrow \alpha$  noeud tourne de  $\alpha$   
 $\Rightarrow M_\alpha = R \cdot \alpha$ )
- Déplacement provenant des forces horizontales:

$\Delta_H = \frac{H}{S}$  (déplacement relatif de l'étage d'un portique dont les noeuds ne peuvent tourner mais peuvent se déplacer)



- Déplacement provenant d'une rotation:  $\Delta_\alpha = \delta \cdot \alpha$

$\Delta_\alpha = \delta_i$  ou  $\delta_s$  (donné par les tableaux "Cocchi")

$M_\alpha = R \cdot \alpha \Rightarrow M_\alpha$  appliqué en un noeud, le noeud tourne de  $\alpha$ , l'autre noeud se déplace de  $\Delta_\alpha$  ( $\delta_i$  ou  $\delta_s$ )

### Etapas de calcul:

- 1) Calcul des quantités qui ne dépendent que des caractéristiques géométriques de la construction (indépendantes des charges)
  - pour chaque étage  $\rightarrow S$
  - pour chaque noeud  $\rightarrow Z, \delta, R$

- 2) Calcul des quantités qui dépendent des charges:

- pour chaque étage:  $\Delta_H = \frac{H}{S}$
- pour chaque noeud:

• les moments provenant des déplacements  $\Delta_H$   
 produits par les forces horizontales:  $M_{dH} = Z \cdot \Delta_H$   
 • moments d'encastrement parfait:  $m$

} moment à considérer à l'origine:  $M_{dH} + m$

- 3) Dresser le tableau de "Cocchi"  $\rightarrow$  nous donne les déplacements  $\delta_i$  et  $\delta_s$ , et la rotation  $\alpha$  de chaque noeud.  
 (la méthode de calcul sera donnée dans l'exple qui sera traité pour le portique transversal central)

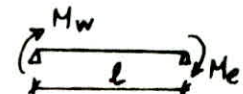
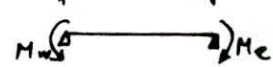
- 4) Calcul des moments aux extrémités de chaque barre (en utilisant les formules ① et les résultats des tableaux de "Cocchi")

### remarque:

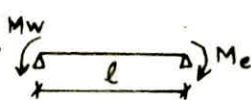

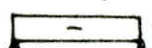
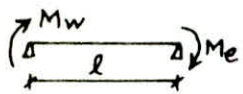
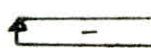
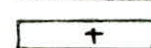
- Dans les tableaux de "Cocchi", après plusieurs tours et lorsque les moments deviennent négligeables, on ajoute les valeurs partielles obtenues dans les colonnes de  $\alpha$  et on applique les formules ① pour trouver les moments dans les barres.
- Dans notre cas:  $m_{ij} = 0$ ;  $\delta_i = \delta_s = \delta_{15} = 0$ ;  $Z \cdot \Delta = 0$  pour les poutres.



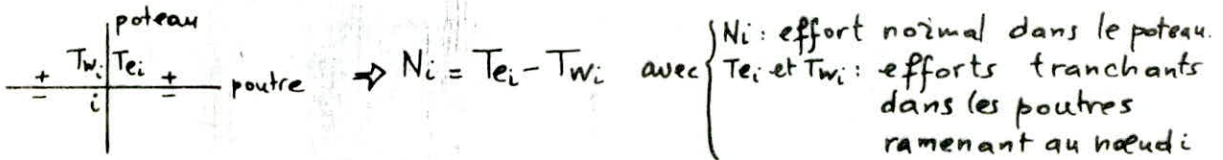
\* Moments en travée dans les poutres:

- si  $M_e$  et  $M_w$  de signe contraire:   $\Rightarrow M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$
- si  $M_e$  et  $M_w$  de même signe:   $\Rightarrow M_t = \frac{M_e + M_w}{2}$

\* Efforts tranchants:

-   $\Rightarrow T_e = T_w = \left| \frac{M_e - M_w}{l} \right|$ 
  - $M_e > M_w \rightarrow$    $T_e = T_w$
  - $M_e < M_w \rightarrow$    $T_e = T_w$
- (a)   $\left. \begin{array}{l} (a) \\ (b) \end{array} \right\} \Rightarrow T_e = T_w = \frac{M_e + M_w}{l}$ 
  - (a)   $T_e = T_w$
  - (b)   $T_e = T_w$

\* Efforts normaux dans les poteaux:

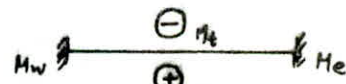


$T_e$  et  $T_w$  sont en valeurs algébriques  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{si } N_i < 0 \Rightarrow \text{traction} \\ \text{si } N_i > 0 \Rightarrow \text{compression} \end{array} \right.$

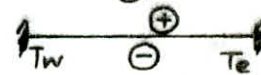
\* Convention de signe:

après avoir calculé les moments avec les signes de Cross, on les note dans les tableaux avec les signes de la "R.D.M": la convention de signe "RDM" adoptée est la suivante:

poutres: moments flechissants:

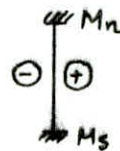


Efforts tranchants:

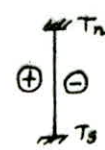


poteaux:

moments flechissants:



Efforts tranchants:

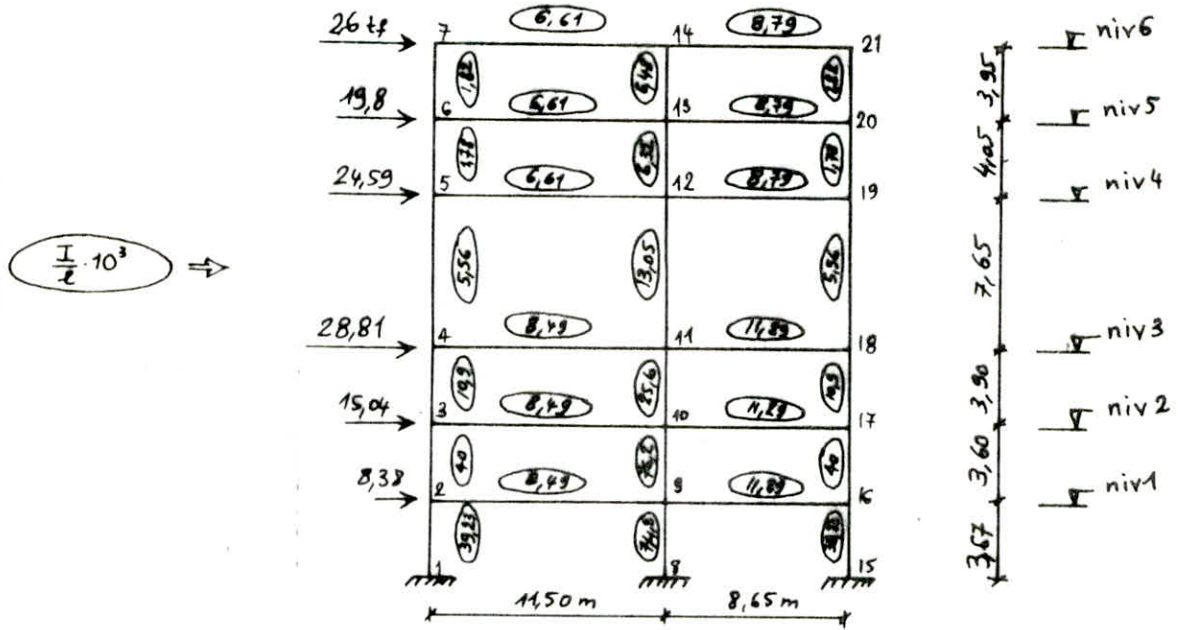


Efforts normaux: Compression (+)  
traction (-)



- SOLLICITATIONS DANS LES PORTIQUES -

① PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL :



Niveau	6			5			4		
S	7,7884 · 10 <sup>-3</sup>			7,2257 · 10 <sup>-3</sup>			4,9553 · 10 <sup>-3</sup>		
H	26,00			45,80			70,39		
Δ = H/S	3338,3			6338,5			14205		
Noeud	7	14	21	6	13	20	5	12	19
Z	2,77 · 10 <sup>-3</sup>	9,84 · 10 <sup>-3</sup>	2,77 · 10 <sup>-3</sup>	2,63 · 10 <sup>-3</sup>	9,36 · 10 <sup>-3</sup>	2,63 · 10 <sup>-3</sup>	4,36 · 10 <sup>-3</sup>	10,23 · 10 <sup>-3</sup>	4,36 · 10 <sup>-3</sup>
δ = Z/S	0,3557	1,2634	0,3557	0,3645	1,2960	0,3645	0,8798	2,0654	0,8798
R	32,76 · 10 <sup>-3</sup>	75,095 · 10 <sup>-3</sup>	41,47 · 10 <sup>-3</sup>	38,9 · 10 <sup>-3</sup>	88,24 · 10 <sup>-3</sup>	47,6 · 10 <sup>-3</sup>	51 · 10 <sup>-3</sup>	105,82 · 10 <sup>-3</sup>	59,72 · 10 <sup>-3</sup>
M <sub>Δ</sub> = Z · Δ	9,247	32,849	9,247	16,694	59,356	16,694	61,931	145,381	61,931
Niveau	3			2			1		
S	37,3994 · 10 <sup>-3</sup>			144,6502 · 10 <sup>-3</sup>			136,5302 · 10 <sup>-3</sup>		
H	99,20			114,24			122,62		
Δ = H/S	2652,4			789,8			898,1		
Noeud	4	11	18	3	10	17	2	9	16
Z	16,77 · 10 <sup>-3</sup>	39,38 · 10 <sup>-3</sup>	16,77 · 10 <sup>-3</sup>	66,67 · 10 <sup>-3</sup>	127,04 · 10 <sup>-3</sup>	66,67 · 10 <sup>-3</sup>	64,15 · 10 <sup>-3</sup>	122,24 · 10 <sup>-3</sup>	64,15 · 10 <sup>-3</sup>
δ = Z/S	0,4485	1,0529	0,4485	0,4609	0,8782	0,4609	0,4698	0,8953	0,4698
R	88,46 · 10 <sup>-3</sup>	171,1 · 10 <sup>-3</sup>	99,65 · 10 <sup>-3</sup>	199,3 · 10 <sup>-3</sup>	333,4 · 10 <sup>-3</sup>	210,5 · 10 <sup>-3</sup>	290,05 · 10 <sup>-3</sup>	442,1 · 10 <sup>-3</sup>	301,2 · 10 <sup>-3</sup>
M <sub>Δ</sub> = Z · Δ	44,494	104,448	44,494	52,653	100,334	52,653	57,611	109,781	57,611

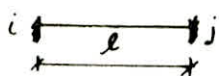
\* Moments aux noeuds à l'origine (dûs à la translation) :  
(avec lesquels on démarre les itérations) → en t.m

$M_7 = M_{76} = 9,247 \text{ t.m}$  ;  $M_{14} = M_{14-13} = 32,849 \text{ t.m}$  ;  $M_{21-20} = M_{21} = 9,247$  ;  
 $M_6 = M_{67} + M_{6-5} = 25,941$  ;  $M_{13} = M_{13-14} + M_{13-12} = 92,205$  ;  $M_{20} = M_{20-21} + M_{20-19} = 25,941$   
 $M_5 = M_{5-6} + M_{5-4} = 78,625$  ;  $M_{12} = M_{12-13} + M_{12-11} = 204,737$  ;  $M_{19} = M_{19-20} + M_{19-18} = 78,625$   
 $M_4 = M_{4-5} + M_{4-3} = 106,425$  ;  $M_{11} = M_{11-12} + M_{11-10} = 249,829$  ;  $M_{18} = M_{18-19} + M_{18-17} = 106,425$   
 $M_3 = M_{3-4} + M_{3-2} = 97,147$  ;  $M_{10} = M_{10-11} + M_{10-9} = 204,782$  ;  $M_{17} = M_{17-18} + M_{17-16} = 97,147$   
 $M_2 = M_{2-3} + M_{2-1} = 110,264$  ;  $M_9 = M_{9-10} + M_{9-8} = 210,115$  ;  $M_{16} = M_{16-17} + M_{16-15} = 110,264$   
 $= 52,653 + 57,611$  ;  $= 100,334 + 109,781$  ;  $= 52,653 + 57,611$

Tableau de "Cocchi":

7				14				21			
M <sub>7</sub>	α <sub>7</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>14</sub>	α <sub>14</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>21</sub>	α <sub>21</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>
9,247	282,3		100,4	32,849 -3,733 0,988 30,104	400,9		100,4 506,5 606,9	9,247 -7,049 1,681 3,879	93,5		606,9 33,3 640,2
-5,302 -2,501 6,036 -1,767	-53,9		2279,6 -19,2 2260,4	-1,644 -13,042 0,713 16,271 <del>2,277</del>	30,6		2260,4 38,7 2299,1	-1,372 -0,538 4,595 2,685	64,7		2299,1 23 2322,1
-0,405 0,138 0,420 0,153	4,7		2412 1,7 2413,7	-1,138 -0,761 -0,062 1,128 -0,833	-11,1		2413,7 -14 2399,7	-0,300 0,195 0,215 0,110	2,7		2399,7 1,0 2400,7
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
0,000 0,000 0,000 0,000	0,0		2411,8 0,0 2411,8	0,000 0,000 0,000 0,000 0,000	0,0		2411,8 0,0 2411,8	0,000 0,000 0,000 0,000	0,0		2411,8 0,0 2411,8
6				13				20			
M <sub>6</sub>	α <sub>6</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>13</sub>	α <sub>13</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>20</sub>	α <sub>20</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>
25,941 -1,029 1,773 26,685	685,9	640,2 234,4 874,6	240,2	92,205 -3,196 -3,071 8,606 2,249 88,783 <del>2,249</del>	1006,2	874,6 1271,2 2145,8	240,2 1304,0 1544,2	25,941 -0,341 -0,341 5,944 4,067 77,320	376,3	2145,8 133,8 2279,6	1544,2 137,2 1681,4
-13,307 -5,620 0,196 4,010 13,247 -1,474	-37,9	2322,1 -13,5 2308,6	5270 -13,8 5256,2	-2,416 -24,668 -0,397 -0,501 1,602 3,787 5,783	58,7	2308,6 74,2 2382,8	5256,2 76,1 5332,3	-4,717 -0,236 -1,032 0,286 9,616 3,917	82,2	2322,8 29,2 2412	5332,3 30 5362,3
-0,736 -1,091 -0,017 0,235 1,055 -0,574	-14,8	24097 -5,3 2395,4	5656,8 -5,4 5651,4	-1,445 -1,154 0,144 0,134 0,134 2,238 0,843	9,6	2395,4 12,1 2407,5	5651,4 12,4 5663,8	-0,518 -0,010 -0,163 -0,012 0,434 -0,012	-0,3	2407,5 -0,1 2407,4	5663,8 -0,1 5663,7
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
0,000 0,000 0,000 0,000 -1,001 0,000	0,0	2411,8 0,0 2411,8	5753,6 0,0 5753,6	8,888 -0,001 0,000 0,000 0,000 0,002 0,001	0,0	2411,8 0,0 2411,8	5753,6 0,0 5753,6	-0,000 0,000 0,000 0,000 0,001 0,001	0,0	2411,8 0,0 2411,8	5753,6 0,0 5753,6
5				12				19			
M <sub>5</sub>	α <sub>5</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>12</sub>	α <sub>12</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>	M <sub>19</sub>	α <sub>19</sub>	Δ <sub>s</sub>	Δ <sub>i</sub>
78,615 -2,139 4,428 80,614 -25,806 -14,778 0,135 8,177 47,923 15,651	7580,7	1681,4 576,2 2257,6	1390,7	206,737 -12,720 -20,805 21,141 14,233 206,486	1951,3	2257,6 2528,9 4786,5	1390,7 4030,2 5420,9	78,615 -1,538 -34,809 12,607 23,639 73,819	1326,6	4786,5 483,5 5270	5420,9 6588
-12,218 -5,502 0,053 0,499 5,615 -0,553	306,9	5362,3 111,9 5474,2	12382,7 270 12652,7	-23,325 -42,584 -0,792 -4,053 2,440 74,014 9,744	92,1	5474,2 119,4 5593,6	12652,7 190,2 12842,9	-15,861 -0,282 -1,619 0,852 27,270 10,350	173,3	5593,6 63,2 5656,8	12802,9 152,5 12995,4
-1,218 -5,502 0,053 0,499 5,615 -0,553	-10,8	5663,7 -3,9 5659,8	13940,6 -9,5 13931,1	-3,047 -4,912 -0,121 0,143 0,420 11,137 3,815	36,1	5659,8 46,8 5706,6	13931,1 74,6 14005,7	-1,585 0,007 0,635 0,131 4,405 3,377	39,8	5706,6 14,5 5721,1	14005,7 35,0 14040,7
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
-0,001 -0,006 0,000 0,000 0,000 0,000	0,0	5753,6 0,0 5753,6	14609,2 0,00 14609,2	-0,002 -0,008 0,000 0,000 0,000 0,015 0,005	0,0	5753,6 0,0 5753,6	14609,2 0,0 14609,2	-0,006 0,000 0,000 0,000 0,000 0,006	0,0	5753,6 0,0 5753,6	14609,2 0,0 14609,2
4				11				18			

4				11				18			
$M_4$	$\alpha_4$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_{11}$	$\alpha_{11}$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_{18}$	$\alpha_{18}$	$\Delta s$	$\Delta i$
106,425 -17,574 28,722 117,60	1329,2	6588,0 1169,4 7757,4	596,1	249,829 -50,925 -22,575 73,393 23,447 279,20	1631,7	7757,4 3370,1 11127,5	596,1 1748,0 2314,1	106,425 -14,709 -36,843 48,514 38,813 72,20	1426,7	11127,5 1255,2 12382,7	2314,1 239,9 2954,0
-27,712 -12,877 -3,412 28,837 64,943 43,779	494,9	12995,4 435,4 13430,8	4467,5 222,0 4689,5	-38,214 -41,855 -2,404 -8,405 23,523 88,540 31,335	188,4	13430,8 399,1 13819,9	4689,5 198,4 4887,9	-18,855 -4,827 -4,254 4,266 32,441 73,677	137,2	13819,9 120,7 13940,6	4887,9 61,5 4949,4
-3,200 -12,661 0,120 2,659 18,501 5,419	61,3	14040,7 53,9 14094,6	5792,4 27,5 5819,9	-3,038 -21,245 -0,302 -1,041 2,811 26,701 13,186	77,1	14094,6 159,2 14253,8	5819,9 81,2 5901,1	-3,038 -0,442 -1,744 1,345 15,965 8,068	81,0	14253,8 71,3 14325,1	5901,1 36,3 5937,4
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
-0,005 -0,031 0,000 0,004 0,045 0,013	0,20	14609,2 0,2 14609,4	6710,5 0,1 6710,6	-0,077 -0,056 -0,003 0,000 0,006 0,038 0,034	0,20	14609,4 0,4 14609,8	6710,6 0,2 6710,8	-0,022 0,000 -0,005 0,003 0,042 0,018	0,20	14609,8 0,2 14610	6710,8 0,1 6710,9
3				10				17			
$M_3$	$\alpha_3$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_{10}$	$\alpha_{10}$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_{17}$	$\alpha_{17}$	$\Delta s$	$\Delta i$
97,147 -28,987 49,554 117,7	590,5	2954,0 264,8 3218,8	272,2	204,782 -83,531 -10,029 126,752 34,579 72,353	817,6	3218,8 860,9 4079,7	272,2 718 990,8	97,147 -31,113 -18,461 68,437 68,018 78,028	864,6	4079,7 387,8 4467,5	990,2 359,5 1388,7
-13,286 -48,920 -10,793 29,031 154,253 115,725	580,6	4949,4 260,4 5209,8	-586,6 267,6 -318,9	-19,522 -10,381 -9,445 -2,186 14,002 236,597 72,353	415,0	5209,8 437 5646,8	2854,2 364 3218,7	-61,080 -2,992 -3,370 13,783 128,000 68,341	324,6	5646,8 145,6 5792,4	3218,7 149,6 3368,3
-7,048 -32,992 -1,333 12,206 74,000 44,829	224,9	5937,4 100,9 6038,3	3964,2 103,7 4067,9	-7,329 -47,889 -3,347 -3,419 3,419 107,220 59,312	177,9	6038,3 187,3 6225,6	4067,9 156,2 4224,1	-21,860 -1,766 -4,012 7,267 87,053 36,977	175,6	6225,6 78,8 6304,4	4224,1 80,9 4305,0
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
-0,019 -0,072 0,004 0,034 0,187 0,126	0,60	6710,9 0,30 6711,2	4992,1 0,30 4992,4	-0,033 -0,102 -0,010 -0,010 0,043 0,267 0,160	0,50	6711,20 0,5 6711,7	4992,4 0,4 4992,8	-0,048 -0,004 -0,011 0,020 0,133 0,030	0,40	6711,7 0,8 6711,9	4992,8 0,2 4993,0
2				9				16			
$M_2$	$\alpha_2$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_9$	$\alpha_9$	$\Delta s$	$\Delta i$	$M_{16}$	$\alpha_{16}$	$\Delta s$	$\Delta i$
110,264 -47,240 92,580 155,604	536,5	1388,7 247,3 1636,0	252,0	210,175 -124,638 -9,112 207,832 30,204 378,00	681,7	1636,0 598,7 2234,7	252,0 610,3 862,3	110,264 -69,169 -15,392 148,880 55,315 230,00	763,5	2234,7 351,9 2586,6	862,3 358,7 1224,0
-11,578 -46,448 115,487 62,159 119,620	412,4	3368,3 190,1 3558,4	1221,0 193,7 1414,7	-17,239 -49,264 -7,004 169,159 67,524 148,176	320,7	3558,4 281,6 3840,0	1414,7 287,1 1701,8	-25,968 -7,241 83,560 30,842 81,193	269,5	3840,0 124,2 3964,2	1701,8 126,6 1828,4
-5,447 -77,992 49,773 26,538 52,872	182,3	4305,0 84,0 4389,0	1828,4 85,6 1914,0	-6,085 -27,12 -3,036 69,743 25,839 39,387	128,5	4389,0 112,8 4501,8	1914,0 115,0 2029,0	-14,048 -2,901 35,840 12,868 37,759	105,4	4501,8 48,6 4550,4	2029,0 49,5 2078,5
6 itérations				6 itérations				6 itérations			
-0,012 -0,048 0,120 0,058 0,118	0,40	4993,0 0,20 4993,2	2255,0 0,20 2255,2	-0,014 -0,076 0,007 0,178 0,061 0,142	0,30	4993,2 0,30 4993,5	2255,2 0,30 2255,3	-0,032 -0,007 0,093 0,018 0,073	0,20	4993,5 0,10 4993,6	2255,3 0,10 2255,4



$$M_{ij} = -2 \frac{I}{l} (2\alpha_i + \alpha_j) + \bar{z} \cdot \Delta \quad \text{avec} \quad \Delta = \Delta_\alpha + \Delta_H$$

( $\Delta_\alpha = \Delta_S$  ou  $\Delta_i$ )

Niveau	Noeud	$\alpha_i$	$\Delta_\alpha$		$\Delta_H$	$Z$
			$\Delta_i$	$\Delta_S$		
6	7	239,3	2411,8	/	3338,3	$2,77 \cdot 10^{-3}$
	14	418,2	2411,8	/	"	$9,84 \cdot 10^{-3}$
	21	162,3	2411,8	/	"	$2,77 \cdot 10^{-3}$
5	6	635,5	5753,6	2411,8	6338,5	$2,63 \cdot 10^{-3}$
	13	1076,8	"	"	"	$9,36 \cdot 10^{-3}$
	20	458,4	"	"	"	$2,63 \cdot 10^{-3}$
4	5	1898,8	14610	5753,6	14205,0	$4,36 \cdot 10^{-3}$
	12	2091,7	"	"	"	$10,23 \cdot 10^{-3}$
	19	1553,1	"	"	"	$4,36 \cdot 10^{-3}$
3	4	1944,3	6711,9	14610	2652,4	$16,78 \cdot 10^{-3}$
	11	1959,9	"	"	"	$39,38 \cdot 10^{-3}$
	18	1697,9	"	"	"	$16,78 \cdot 10^{-3}$
2	3	1570,6	4993,6	6711,9	789,8	$66,67 \cdot 10^{-3}$
	10	1554,9	"	"	"	$127,04 \cdot 10^{-3}$
	17	1500,2	"	"	"	$66,67 \cdot 10^{-3}$
1	2	1257,9	2255,4	4993,6	898,1	$64,15 \cdot 10^{-3}$
	9	1221,4	"	"	"	$122,24 \cdot 10^{-3}$
	16	1215,8	"	"	"	$64,15 \cdot 10^{-3}$

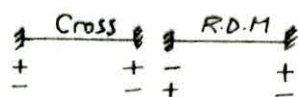
Exple de calcul des moments:

poteau 3-4: tableau de Cocchi  $\rightarrow \alpha_3 = 590,5 + 580,6 + 224,9 + \dots + 0,6 = 1570,6$   
 $\alpha_4 = 1329,2 + 494,9 + 61,3 + \dots + 0,2 = 1944,3$

$$\Rightarrow M_{3-4} = -2 \cdot 10^{-3} \cdot 10,9038 (2 \cdot 1570,6 + 1944,3) + 16,78 \cdot 10^{-3} (2652,4 + 6711,9) = 46,185 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{4-3} = -2 \cdot 10^{-3} \cdot 10,9038 (2 \cdot 1944,3 + 1570,6) + 16,78 \cdot 10^{-3} (2652,4 + 6711,9) = 38,035 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Remarque: les valeurs des moments trouvés avec sont directement repris dans les tableaux avec signe "RDM":



Efforts dans le portique transversal central (SI) :

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutre	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	Te=Tw =T (t)	Poteau	Mn (t.m)	Ms (t.m)	Ts=Tr =T (t)	N (t)	Ncum (t)
6	7-14	12,787	-16,556	-1,885	-2,552	7-6	12,787	-11,256	6,087	-2,552	-2,552
	14-21	15,294	-12,193	1,551	-3,178	14-13	31,85	-23,428	13,994	-0,626	-0,626
						21-20	12,193	-11,187	5,919	3,178	3,178
5	6-13	32,608	-39,412	-3,402	-6,262	6-5	21,353	-16,846	9,432	-6,262	-8,814
	13-20	43,328	-33,66	4,834	-8,900	13-12	59,313	-46,193	26,193	-2,638	-3,264
						20-19	22,473	-18,737	10,175	8,900	12,078
4	5-12	79,647	-82,813	-1,583	-14,127	5-4	62,801	-62,513	16,381	-14,127	-22,941
	12-19	98,074	-89,433	4,321	-21,677	12-11	134,12	-138,55	35,643	-7,550	-10,814
						19-18	70,695	-69,808	18,366	21,677	33,755
3	4-11	101,25	-102,0	-0,373	-17,674	4-3	38,035	-46,185	22,048	-17,674	-40,615
	11-18	124,08	-118,61	2,735	-28,056	11-10	87,526	-110,02	50,653	-10,383	-21,197
						18-17	48,801	-54,544	26,499	28,056	51,811
2	3-10	81,249	-81,165	-0,042	-14,123	3-2	33,997	-60,98	26,382	-14,123	-54,738
	10-17	101,92	-100,43	0,747	-23,393	10-9	73,065	-127,27	55,649	-9,270	-30,467
						17-16	45,884	-70,069	32,209	23,393	85,204
1	2-9	63,471	-62,851	-0,197	-11,128	2-1	3,204	-103,43	29,055	-11,128	-65,866
	9-16	81,541	-81,251	0,145	-18,816	9-8	18,060	-205,57	60,934	-7,692	-38,159
						16-15	11,472	-108,57	32,631	18,816	104,02

② Portique transversal de rive : (SI)

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutre	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	Te=Tw =T (t)	Poteau	Mn (t.m)	Ms (t.m)	Ts=Tr =T (t)	N (t)	Ncum (t)
6	7-14	11,592	-8,996	1,298	-1,790	7-6	11,592	-9,507	5,342	-1,790	-1,790
	14-21	6,237	-11,177	-2,47	-2,013	14-13	15,234	-14,553	7,541	-0,223	-0,223
						21-20	11,177	-9,551	5,248	2,013	2,013
5	6-13	-29,273	-21,585	3,844	-4,422	6-5	19,766	-15,689	8,754	-4,423	-6,213
	13-20	20,865	-30,361	-4,748	-5,922	13-12	27,897	-25,820	13,264	-1,499	-1,722
						20-19	20,811	-17,349	9,422	5,922	7,935
4	5-12	67,568	-52,444	7,562	-10,436	5-4	51,879	-54,048	13,847	-10,436	-16,649
	12-19	59,497	-75,835	-8,17	-15,646	12-11	86,121	-84,302	22,278	-5,210	-6,932
						19-18	58,488	-60,054	15,496	15,646	23,581
3	4-11	83,528	-70,184	6,672	-13,366	4-3	29,480	-40,971	18,064	-13,366	-30,015
	11-18	83,596	-97,722	-7,063	-20,962	11-10	69,478	-69,136	35,542	-7,596	-14,528
						18-17	37,668	-46,976	21,703	20,962	44,543
2	3-10	66,302	-62,183	2,060	-11,173	3-2	25,331	-48,138	20,408	-11,173	-41,187
	10-17	77,522	-81,646	-2,062	-18,401	10-9	70,589	-84,59	43,100	-7,228	-21,756
						17-16	34,671	-55,123	24,943	18,401	62,944
1	2-9	53,894	-51,641	1,127	-9,177	2-1	5,757	-92,66	26,813	-9,177	-50,364
	9-16	65,819	-68,128	-1,154	-15,485	9-8	32,87	-109,37	38,757	-6,308	-28,064
						16-15	13,005	-97,522	30,116	15,485	78,429

III) Portique longitudinal central (SI) :

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutre	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	Te=Tw =T (t)	Poteau	Mn (t.m)	Ms (t.m)	Ts=Th =T (t)	N (t)	Ncum (t)
6	7-14	11,498	-14,997	-1,749	-2,650	7-6	11,498	-10,002	5,443	-2,650	-2,650
						14-13	29,993	-16,868	11,864	0,000	0,000
	14-21	14,997	-11,498	+1,749	-2,650	21-20	11,498	-10,002	5,443	2,650	2,650
5	6-13	29,282	-37,044	-3,881	-6,633	6-5	19,280	-14,429	8,323	-6,633	-9,282
						13-12	57,219	-40,44	24,113	0,000	0,000
	13-20	37,044	-29,282	+3,881	-6,633	20-19	19,280	-14,429	8,323	6,633	9,282
4	5-12	70,814	-75,124	-2,155	-14,594	5-4	56,384	-56,647	14,775	-14,594	-23,876
						12-11	109,81	-120,22	30,069	0,000	0,000
	12-19	75,124	-70,814	+2,155	-14,594	19-18	56,384	-56,647	14,775	14,594	23,876
3	4-11	90,127	-95,322	-1,098	-18,845	4-3	36,479	-49,423	22,026	-18,845	-42,721
						11-10	70,422	-111,97	46,767	0,000	0,000
	11-18	95,322	-93,127	+1,098	-18,845	18-17	36,479	-49,423	22,026	18,845	42,721
2	3-10	72,495	-73,154	-0,329	-14,565	3-2	23,072	-73,691	26,879	-14,565	-57,286
						10-9	34,338	-147,22	50,432	0,000	0,000
	10-17	73,154	-72,495	+0,329	-14,565	17-16	23,072	-73,691	26,879	14,565	57,286
1	2-9	53,990	-54,005	-0,007	-10,799	2-1	-19,702	-123,62	27,346	-10,799	-68,085
						9-8	-39,21	-249,93	55,458	0,000	0,000
	9-16	54,005	-53,990	+0,007	-10,799	16-15	-19,702	-123,62	27,346	10,799	68,085

IV) Portique longitudinal de rive (SI) :

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutre	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	Te=Tw =T (t)	Poteau	Mn (t.m)	Ms (t.m)	Ts=Th =T (t)	N (t)	Ncum (t)
6	7-14	8,706	-6,218	1,244	-1,493	7-6	8,706	-6,562	3,865	-1,493	-1,493
						14-13	12,436	-11,573	6,059	0,000	0,000
	14-21	6,218	-8,706	-1,244	-1,493	21-20	8,706	-6,562	3,865	1,493	1,493
5	6-13	24,304	-18,081	3,112	-4,239	6-5	17,742	-14,055	7,851	-4,239	-5,732
						13-12	24,625	-21,737	11,447	0,000	0,000
	13-20	18,081	-24,304	-3,112	-4,239	20-19	17,742	-14,055	7,851	4,239	5,732
4	5-12	56,010	-47,331	4,340	-10,334	5-4	41,955	-45,316	11,408	-10,334	-16,066
						12-11	72,926	-71,584	18,864	0,000	0,000
	12-19	47,331	-56,01	-4,340	-10,334	19-18	41,955	-45,316	11,408	10,334	16,066
3	4-11	72,011	-64,976	3,517	-13,699	4-3	26,695	-40,521	17,235	-13,699	-29,765
						11-10	58,568	-61,748	30,850	0,000	0,000
	11-18	64,976	-72,011	-3,517	-13,699	18-17	26,695	-40,521	17,235	13,699	29,765
2	3-10	56,798	-55,144	0,827	-11,194	3-2	16,277	-55,962	20,066	-11,194	-40,959
						10-9	48,540	-80,978	35,977	0,000	0,000
	10-17	55,144	-56,798	-0,827	-11,194	17-16	16,277	-55,962	20,066	11,194	40,959
1	2-9	43,640	-42,855	0,393	-8,650	2-1	-12,321	-105,53	24,530	-8,650	-49,609
						9-8	4,731	-116,38	31,871	0,000	0,000
	9-16	42,855	-43,64	-0,393	-8,650	16-15	-12,321	-105,53	24,530	8,650	49,609

SUPERPOSITION

DES

SOLLICITATIONS



- METHODES DE SUPERPOSITION -

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges verticales et des Charges sismiques données ci-dessous, sur la base du règlement parasismique en vigueur (RPA81).

Poutres:  $G+P + \overset{\leftarrow}{SI}$  ; Poteaux:  $0,8G + \overset{\leftarrow}{SI}$   
 $0,8G + \overset{\rightarrow}{SI}$  ;  $G+P + 1,2 \overset{\leftarrow}{SI}$

où: G: Sollicitation due à la charge permanente.  
 P: Sollicitation due à la surcharge d'exploitation.  
 SI: Sollicitation due au seisme.

① Poutres:

• Moment en travée des poutres (sous charges verticales):

"CCBA 68: A12":

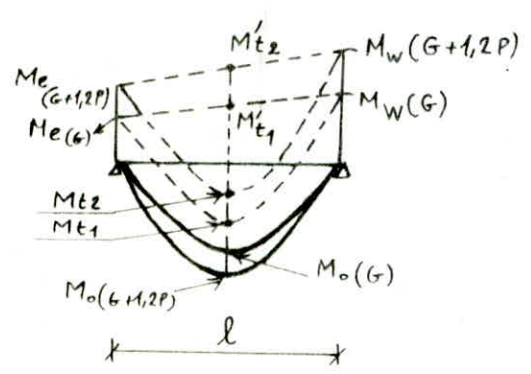
pour déterminer les moments en travée sous charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $l$  (et non  $l'$ ) avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et surcharges.

on prend comme ligne de fermeture:

- pour les moments positifs: Celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

exemple: calcul du moment en travée sous:  $G+1,2P$



$$M'_{t1} = \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M'_{t2} = \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$

$$M_{t1} = M_o(G+1,2P) - M'_{t1}$$

$$M_{t2} = M_o(G) - M'_{t2}$$

avec:  $M_o, M_e, M_w$  en valeur absolue

$M_o \rightarrow$  moment isostatique:  
 exple de charge uniforme:

$$M_o(G+1,2P) = (G+1,2P) \frac{l^2}{8} = M_o(G) + 1,2M_o(P)$$

$$= G \frac{l^2}{8} + 1,2 \frac{Pl^2}{8}$$

• Combinaisons:  $(M_w, T_w) \xrightarrow{\text{"M}_t"} (M_e, T_e)$   
 "M<sub>a</sub>" "M<sub>a</sub>"

\* Moments en travée: "M<sub>t</sub>"

$$\text{Sous } (G+1,2P) : M_t = M_o(G+1,2P) + \frac{M_w(G)+M_e(G)}{2}$$

$$\text{Sous } (G+P+\overleftrightarrow{SI}) : M_t = M_o(G+P) + \frac{M_w(G)+M_e(G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI})$$

$$\text{Sous } (0,8G+\overleftrightarrow{SI}) : M_t = 0,8 \left[ M_o(G) + \frac{M_w(G)+M_e(G)}{2} \right] + M_t(\overleftrightarrow{SI})$$

\* Moments aux appuis: "M<sub>a</sub> = M<sub>e</sub> ou M<sub>w</sub>"

$$\text{Sous } (G+1,2P) : M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$$

$$\text{Sous } (G+P+\overleftrightarrow{SI}) : M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$$

$$\text{Sous } (0,8G+\overleftrightarrow{SI}) : M_a = 0,8 M_a(G) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$$

\* Efforts tranchants: "T = T<sub>e</sub> ou T<sub>w</sub>"

$$\text{Sous } (G+1,2P) : T = T(G) + 1,2 T(P)$$

$$\text{Sous } (G+P+\overleftrightarrow{SI}) : T = T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI})$$

$$\text{Sous } (0,8G+\overleftrightarrow{SI}) : T = 0,8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SI})$$

• Remarques:

1) on doit considérer les deux cas possibles des sollicitations dues aux charges horizontales, du fait que le seisme peut agir dans un sens ( $\overleftrightarrow{SI}$ ) ou dans l'autre ( $\overleftarrow{SI}$ ), donc pour ( $\overleftarrow{SI}$ ) on prendra les mêmes sollicitations que ( $\overleftrightarrow{SI}$ ) mais avec signe contraire.

2) Dans les formules de combinaisons exposées ci-dessus, les différents efforts sont en valeur algébrique avec convention "RDM" exposée dans le chapitre précédent.

② Poteaux :

les poteaux sont dimensionnés pour les combinaisons suivantes :

$$G+1,2P ; G+P+1,2 \overleftrightarrow{SI}_l ; G+P+1,2 \overleftrightarrow{SI}_t ; 0,8G+\overleftrightarrow{SI}_l ; 0,8G+\overleftrightarrow{SI}_t$$

G : sollicitation due à la charge permanente.

P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation.

$\overleftrightarrow{SI}_l$  : sollicitation due au seisme agissant suivant la direction longitudinale

$\overleftrightarrow{SI}_t$  : sollicitation due au seisme agissant suivant la direction transversale

\* Efforts normaux : 
$$N_G = N_{Gt} + N_{Gl}$$

$$N_P = N_{Pt} + N_{Pl}$$

$N_{Gl}$  : l'effort normal sous G dans le poteau, provenant du portique longitudinal.  
 $N_{Gt}$  : " " " " " " " transversal.  
 $N_{Pl}$  : " " sous P " " " longitudinal.  
 $N_{Pt}$  : " " " " " " " transversal.

$N_{\overleftrightarrow{SI}_l}$ ,  $N_{\overleftrightarrow{SI}_l}^+$ ,  $N_{\overleftrightarrow{SI}_t}$  et  $N_{\overleftrightarrow{SI}_t}^+$  : efforts normaux dans le poteau, qui sont dus à l'action sismique.

\* Moments flechissants :

$M_G$  : moment sous G

$M_P$  : moment sous P

$M_{\overleftrightarrow{SI}_l}$ ,  $M_{\overleftrightarrow{SI}_l}^+$ ,  $M_{\overleftrightarrow{SI}_t}$  et  $M_{\overleftrightarrow{SI}_t}^+$  : moments dus au seisme.

Chaque moment a deux composantes  $M_x$  et  $M_y$

$M_x$  : moment dans le poteau/axe xy (obtenu en considérant le portique transversal)

$M_y$  : moment dans le poteau/axe x-x (obtenu en considérant le portique longitudinal)

$$M_G \begin{vmatrix} M_{Gx} \\ M_{Gy} \end{vmatrix} ; M_P \begin{vmatrix} M_{Px} \\ M_{Py} \end{vmatrix} ; M_{\overleftrightarrow{SI}_l} \begin{vmatrix} 0 \\ M_{\overleftrightarrow{SI}_l} \end{vmatrix} ; M_{\overleftrightarrow{SI}_l}^+ \begin{vmatrix} 0 \\ M_{\overleftrightarrow{SI}_l}^+ \end{vmatrix} ; M_{\overleftrightarrow{SI}_t} \begin{vmatrix} M_{\overleftrightarrow{SI}_t} \\ 0 \end{vmatrix} ; M_{\overleftrightarrow{SI}_t}^+ \begin{vmatrix} M_{\overleftrightarrow{SI}_t}^+ \\ 0 \end{vmatrix}$$

\* Remarques :

- 1) les moments dus au seisme ont toujours une composante nulle puisque l'action sismique n'est pas simultanée suivant les 2 directions perpendiculaires.
- 2) chaque combinaison sera faite pour les deux composantes du moment :  
 exemple : 
$$M_G + 1,2 M_P \rightarrow \begin{cases} M_{Gx} + 1,2 M_{Px} \\ M_{Gy} + 1,2 M_{Py} \end{cases}$$
- 3) Les valeurs des moments seront portées dans les tableaux sans signe, parce que le ferrailage qu'on adoptera pour les poteaux sera symétrique.

## - SUPERPOSITIONS -

① Poutres :

I.1: PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL

Moments en travée sous charges verticales :

Niveau	travée	$l$ [m]	$\frac{M_e + M_w}{2}$ (sous G) [t.m]	$M_0$ (t.m)		$M_{t_1}$ (t.m)			$M_{t_2}$ (t.m)	
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P
6	7-14	10,8	63,49	143,31	17,30	100,58	97,12	63,86	70,68	72,20
	14-21	7,95	46,41	71,43	8,49	35,21	33,51	20,02	18,34	19,45
5	6-13	10,8	65,92	143,31	30,28	113,73	107,68	61,92	60,75	63,52
	13-20	7,95	44,02	71,43	14,86	45,25	42,28	21,93	16,02	17,92
4	5-12	10,5	57,37	125,84	35,76	111,38	104,23	54,78	48,87	52,14
	12-19	7,65	38,83	67,00	19,96	52,13	48,14	22,54	13,86	16,25
3	4-11	10,5	69,68	148,42	146,58	254,64	225,33	63,00	-3,55	10,17
	11-18	7,65	45,34	81,39	83,82	136,63	119,87	28,84	-20,00	-10,66
2	3-10	10,2	73,83	141,79	140,24	236,25	208,21	54,37	-18,85	-4,38
	10-17	7,35	46,70	76,09	78,52	123,61	107,91	23,51	-27,46	-17,99
1	2-9	10,2	75,06	141,79	140,24	235,02	206,97	53,38	-21,49	-6,79
	9-16	7,35	47,25	76,09	78,52	123,06	107,36	23,07	-28,71	-19,12

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL - MOMENTS DANS LES POUTRES (en t.m)

Niveau	travée	G + 1,2 P				G + P + $\vec{S}I$				G + P + $\vec{S}I$				0,8 G + $\vec{S}I$			0,8 G + $\vec{S}I$		
		M <sub>w</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>t2</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>t2</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>t2</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>e</sub>
6	7-14	-24,87	100,58	70,68	-120,4	-11,56	95,24	70,31	-134,43	-37,14	99,01	74,09	-101,31	-4,61	61,98	-100,74	-30,19	65,75	-67,63
	14-21	-95,63	35,21	18,34	-10,55	-78,33	35,06	21,00	-22,52	-108,91	31,96	17,90	1,86	-51,58	21,57	-19,58	-82,17	18,47	4,81
5	6-13	-41,10	113,73	60,75	-124,02	-7,122	104,28	60,12	-159,25	-72,34	111,08	66,93	-80,43	6,31	58,52	-118,58	-58,91	65,32	-39,76
	13-20	-92,05	45,25	16,02	-18,78	-45,63	47,11	22,75	-51,73	-132,29	37,45	13,08	15,59	-15,49	26,76	-45,27	-102,14	17,10	22,05
4	5-12	-45,81	111,38	48,87	-108,12	35,72	102,65	50,56	-186,28	-123,58	105,81	53,72	-20,66	52,02	53,20	-146,97	-107,28	56,36	18,65
	12-19	-85,68	52,13	13,86	-20,59	16,15	52,46	20,57	-109,01	-180,0	43,82	11,93	69,85	47,56	26,86	-101,04	-148,59	18,22	77,83
3	4-11	-109,55	254,64	-3,55	-194,38	1,42	224,96	9,80	-278,67	-201,08	225,7	10,54	-74,67	60,27	62,63	-172,5	-142,23	63,37	31,50
	11-18	-130,76	136,63	-20,0	-72,02	5,36	122,61	-7,92	-183,98	-242,8	117,14	-13,39	53,24	77,25	31,58	-144,32	-170,91	26,11	92,90
2	3-10	-129,56	236,25	-18,85	-191,72	-36,83	208,25	-4,34	-255,43	-199,33	208,17	-4,42	-93,10	32,71	54,41	-150,74	-129,79	54,33	11,59
	10-17	-116,89	123,61	-27,46	-90,21	-4,35	108,66	-17,24	-182,31	-208,19	107,16	-18,73	18,55	59,37	24,26	-132,6	-144,47	22,76	68,26
1	2-9	-133,79	235,02	-21,49	-192,77	-58,47	207,17	-6,59	-238,07	-185,41	206,77	-6,99	-112,37	13,33	53,58	-132,81	-113,61	53,18	-7,11
	9-16	-115,41	123,06	-28,71	-94,18	-23,39	107,51	-18,97	-166,73	-186,47	107,22	-19,26	-4,23	39,53	23,22	-114,84	-123,56	22,93	47,67

PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL  
EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES (en t)

Niveau	travée	G + 1,2 P		G + P + $\vec{S}_I$		G + P + $\overleftarrow{S}_I$		0,8G + $\vec{S}_I$		0,8G + $\overleftarrow{S}_I$	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
6	7-14	40,29	- 58,70	36,93	- 60,05	42,03	- 54,95	25,78	- 43,74	30,88	- 38,64
	14-21	44,76	- 22,71	40,67	- 25,45	47,03	- 19,09	28,27	- 19,12	34,63	- 12,86
5	6-13	45,95	- 62,11	38,20	- 66,33	50,72	- 53,81	23,35	- 46,17	35,88	- 33,64
	13-20	46,36	- 27,20	35,96	- 35,23	53,76	- 17,43	21,00	- 26,48	38,80	- 8,68
4	5-12	38,83	- 61,28	23,17	- 72,82	51,43	- 44,56	9,58	- 50,73	37,83	- 22,47
	12-19	48,44	- 30,60	24,69	- 50,97	68,05	- 7,613	7,16	- 39,88	50,51	- 3,48
3	4-11	75,48	- 114,97	51,24	- 122,26	86,58	- 26,92	11,19	- 59,83	46,54	- 24,49
	11-18	86,52	- 69,40	50,59	- 91,17	106,71	- 35,05	3,38	- 53,40	59,50	- 2,71
2	3-10	76,71	- 112,91	55,90	- 116,81	84,14	- 88,57	15,13	- 55,40	43,38	- 27,16
	10-17	82,09	- 73,00	51,24	- 89,73	98,02	- 42,95	6,47	- 49,83	53,26	- 3,04
1	2-9	76,02	- 113,60	58,17	- 114,54	80,43	- 92,28	17,44	- 53,10	39,70	- 30,84
	9-16	81,35	- 73,75	55,14	- 85,84	92,78	- 48,20	10,78	- 45,52	48,42	- 7,89

## I2. PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE:

Moments en travée sous charges verticales:

Niveau	travée	$l$ [m]	$\frac{M_G + M_w}{2}$ (sous G) [t.m]	$M_0$ (t.m)		$M_{t_1}$ (t.m)			$M_{t_2}$ (t.m)	
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P
6	7-14	10,9	30,59	71,85	5,91	48,35	47,17	33,01	38,31	38,81
	14-21	8,05	25,29	36,82	2,89	15,00	14,43	9,23	9,10	9,51
5	6-13	10,9	37,21	83,34	10,35	58,56	56,49	36,91	40,73	41,64
	13-20	8,05	28,3	43,09	5,05	20,85	19,84	11,83	10,69	11,38
4	5-12	10,6	35,41	79,34	14,15	60,92	58,09	35,15	36,57	37,80
	12-19	7,75	24,59	40,50	6,80	24,07	22,71	12,73	10,83	11,68
3	4-11	10,6	49,27	103,86	57,25	123,30	111,85	43,68	22,98	28,25
	11-18	7,75	30,19	52,07	28,96	56,64	50,85	17,51	1,70	5,06
2	3-10	10,3	44,53	82,25	54,61	103,25	92,33	30,18	3,23	8,98
	10-17	7,45	24,20	39,91	27,19	48,34	42,90	12,57	-4,34	-1,00
1	2-9	10,3	45,02	80,94	54,61	101,45	90,53	28,74	1,05	6,86
	9-16	7,45	23,96	39,22	46,68	71,28	61,95	12,21	-4,92	-1,56

PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE - MOMENTS DANS LES POUTRES (en t.m)

Niveau	travée	G + 1,2 P				G + P + $\vec{S}I$				G + P + $\vec{S}I$				0,8 G + $\vec{S}I$			0,8 G + $\vec{S}I$		
		Mw	Mt <sub>1</sub>	Mt <sub>2</sub>	Me	Mw	Mt <sub>1</sub>	Mt <sub>2</sub>	Me	Mw	Mt <sub>1</sub>	Mt <sub>2</sub>	Me	Mw	Mt <sub>1</sub>	Me	Mw	Mt <sub>1</sub>	Me
6	7-14	-12,35	48,35	38,31	-54,72	-0,58	48,47	40,10	-62,92	-23,76	45,87	37,51	-44,92	2,58	34,31	-48,92	-20,61	31,71	-30,93
	14-21	-50,13	15,00	9,10	-5,31	-43,16	11,96	7,04	-16,41	-55,64	16,90	11,98	5,95	-30,35	6,76	-15,05	-42,82	11,70	7,31
5	6-13	-22,58	58,56	40,73	-62,63	-51,38	60,33	45,78	-82,88	7,16	52,65	37,79	-39,72	-45,07	40,75	-65,32	13,48	33,07	-22,15
	13-20	-54,71	20,85	10,69	-10,09	-32,69	15,09	6,63	-40,24	-74,42	24,59	16,12	20,48	-17,35	7,08	-37,43	-59,08	16,58	23,30
4	5-12	-32,15	60,92	36,57	-53,40	36,36	27,40	45,36	-104,32	-98,78	50,53	30,23	0,56	46,34	42,71	-87,87	-88,79	27,59	17,02
	12-19	-44,92	24,07	10,83	-14,42	15,86	14,54	3,51	-89,46	-103,14	30,88	19,84	61,83	29,72	4,56	-85,40	-89,27	20,90	66,27
3	4-11	-73,27	123,3	22,98	-88,49	15,03	118,52	34,92	-152,9	-152,03	105,18	21,58	-12,54	47,81	50,35	-113,29	-119,25	37,01	27,08
	11-18	-66,20	56,64	1,70	-34,55	21,80	43,79	-2,00	-129,94	-145,40	57,91	12,12	65,50	58,74	10,45	-104,16	-115,45	24,57	81,28
2	3-10	-79,56	103,25	3,23	-78,48	-7,49	94,39	11,03	-134,94	-110,05	94,27	6,92	-10,58	30,37	32,24	-98,50	-102,24	28,12	26,87
	10-17	-49,94	48,34	-4,34	-38,56	31,34	40,84	-3,06	-145,28	-123,70	44,96	1,07	46,02	55,60	10,51	-90,45	-99,44	14,63	69,85
1	9-9	-80,50	101,45	1,05	-79,28	-20,71	90,66	7,99	-125,14	-128,55	89,40	5,73	-24,86	17,53	29,87	-87,31	-90,25	27,61	15,97
	9-16	-48,42	71,28	-4,92	-39,86	21,08	60,80	-2,71	-104,94	-110,56	63,10	-0,40	34,32	44,73	11,06	-85,37	-86,91	13,36	50,89



PORTIQUE TRANSYERSAL DE RIVE  
EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES (en t)

Niveau	travée	G + 1,2 P		G + P + $\vec{S}I$		G + P + $\overleftarrow{S}I$		0,8G + $\vec{S}I$		0,8G + $\overleftarrow{S}I$	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
6	7-14	20,95	- 28,72	18,88	- 30,12	22,46	- 26,54	13,64	- 22,89	17,22	- 19,31
	14-21	22,93	- 11,79	20,62	- 13,66	24,64	- 9,64	14,88	- 10,77	18,90	- 6,75
5	6-13	26,87	- 34,22	21,95	- 37,98	30,79	- 29,14	14,66	- 28,63	23,50	- 19,79
	13-20	27,02	- 15,94	20,59	- 21,59	32,43	- 9,75	13,26	- 17,37	25,11	- 5,53
4	5-12	30,97	- 33,73	19,69	- 43,28	40,57	- 22,40	10,31	- 33,16	31,18	- 12,28
	12-19	26,12	- 18,24	9,80	- 33,45	41,10	- 2,15	2,04	- 28,12	33,33	3,17
3	4-11	56,76	- 57,16	39,88	- 67,00	66,62	- 40,26	15,21	- 42,17	41,94	- 15,43
	11-18	42,88	- 34,71	19,29	- 53,57	61,21	- 11,65	0,72	- 38,66	42,64	3,27
2	3-10	51,39	- 48,67	36,61	- 56,42	58,95	- 34,08	12,62	- 33,68	34,97	- 11,33
	10-17	35,13	- 32,06	14,25	- 48,21	51,05	- 14,41	- 2,19	- 33,24	34,62	3,56
1	2-9	50,90	- 48,15	38,11	- 53,91	56,47	- 35,55	14,22	- 31,27	32,57	- 12,91
	9-16	34,38	- 32,08	16,45	- 45,29	47,42	- 14,32	0,27	- 30,21	31,24	0,77

## I.3: Portiques longitudinaux :

Moments en travée sous charges verticales :

## PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL

Niveau	travée	l [m]	$\frac{M_e + M_w}{2}$ (sous G) (t.m)	M <sub>o</sub> (t.m)		M <sub>t</sub> = M <sub>t1</sub> (t.m)		
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G
6	7-14	9,5	-13,80	27,165	3,328	17,360	16,694	10,693
	14-21	9,5	-13,80	27,165	3,328	17,360	16,694	10,693
5	6-13	9,5	-13,86	27,165	5,821	20,288	19,124	10,642
	13-20	9,5	-13,86	27,165	5,821	20,288	19,124	10,642
4	5-12	9,2	-12,64	25,477	7,808	22,206	20,644	10,269
	12-19	9,2	-12,64	25,477	7,808	22,206	20,644	10,269
3	4-11	9,2	-15,52	28,968	31,211	50,905	44,663	10,762
	11-18	9,2	-15,52	28,968	31,211	50,905	44,663	10,762
2	3-10	8,9	-15,73	27,109	29,208	46,428	40,586	9,102
	10-17	8,9	-15,73	27,109	29,208	46,428	40,586	9,102
1	2-9	8,9	-15,91	27,109	29,208	46,251	40,409	8,961
	9-16	8,9	-15,91	27,109	29,208	46,251	40,409	8,961

## PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE

Niveau	travée	l [m]	$\frac{M_e + M_w}{2}$ (sous G) (t.m)	M <sub>o</sub> (t.m)		M <sub>t</sub> = M <sub>t1</sub> (t.m)		
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G
6	7-14	9,6	-10,91	21,460	1,820	12,734	12,370	8,440
	14-21	9,6	-10,91	21,460	1,820	12,734	12,370	8,440
5	6-13	9,6	-15,50	30,378	2,868	18,317	17,743	11,900
	13-20	9,6	-15,50	30,378	2,868	18,317	17,743	11,900
4	5-12	9,3	-14,34	28,863	3,848	19,140	18,370	11,618
	12-19	9,3	-14,34	28,863	3,848	19,140	18,370	11,618
3	4-11	9,3	-11,14	20,777	18,107	31,366	27,745	7,710
	11-18	9,3	-11,14	20,777	18,107	31,366	27,745	7,710
2	3-10	9,0	-6,75	19,460	16,959	33,058	29,666	10,166
	10-17	9,0	-6,75	19,460	16,959	33,058	29,666	10,166
1	2-9	9,0	-6,77	19,460	16,959	33,037	29,645	10,149
	9-16	9,0	-6,77	19,460	16,959	33,037	29,645	10,149

remarque: dans le sens longitudinal, les moments "M<sub>2</sub>" (<0) sont négligeables, et seront repris par les armatures supérieures de montage.

PORTIQUES LONGITUDINAUX - MOMENTS DANS LES POUTRES

portique	Niveau	travée	G - 120			G - 0 - $\vec{SI}$			G - 0 - $\vec{SI}$			0,8G - $\vec{SI}$			0,8G - $\vec{SI}$		
			Mw	Mt <sub>i</sub>	Me	Mw	Mt <sub>i</sub>	Me	Mw	Mt <sub>i</sub>	Me	Mw	Mt <sub>i</sub>	Me	Mw	Mt <sub>i</sub>	Me
portique longitudinal central	6	7-14	-5,45	17,36	-26,20	6,16	14,95	-40,64	-16,83	28,44	-10,65	7,70	8,94	-33,27	-15,30	12,44	-3,28
		14-21	-26,20	17,36	-5,45	-10,65	18,44	-16,83	-40,64	14,945	6,16	-3,28	12,44	-15,30	-33,27	8,94	7,70
	5	6-13	-8,88	20,29	-25,97	20,71	15,24	-62,13	-37,86	23,00	11,96	23,63	6,76	-53,57	-34,93	14,52	20,52
		13-20	-25,97	20,29	-8,88	11,96	23,00	-37,86	-62,13	15,24	20,71	20,52	14,52	-34,93	-53,57	6,76	23,63
	4	5-12	-13,59	22,21	-20,99	57,83	18,49	-95,17	-83,80	22,80	55,08	62,87	8,11	-87,40	-78,76	12,42	62,85
		12-19	-20,99	22,21	-13,59	55,075	22,80	-83,80	-95,17	18,49	57,83	62,85	12,42	-78,76	-87,40	8,11	62,87
	3	4-11	-31,14	50,91	-40,01	64,91	43,57	-131,57	-124,34	45,76	59,07	82,26	9,66	-109,28	-103,99	11,86	81,36
		11-18	-40,01	50,91	-31,14	59,07	45,76	-124,34	-131,57	43,57	64,91	81,36	11,86	-103,99	-109,28	9,66	82,26
	2	3-10	-34,70	46,43	-37,44	41,06	40,26	-107,08	-103,93	40,92	39,23	60,39	8,77	-86,22	-84,60	9,43	60,09
		10-17	-37,44	46,43	-34,70	39,23	40,92	-103,93	-107,08	40,26	41,06	60,09	9,43	-84,60	-86,22	8,77	60,39
	1	2-9	-35,51	46,25	-37,44	21,82	40,40	-87,93	-86,16	40,42	20,08	41,60	8,95	-67,07	-66,38	8,97	40,94
		9-16	-37,44	46,25	-35,51	20,08	40,42	-86,16	-87,93	40,40	21,82	40,94	8,97	-66,38	-67,07	8,95	41,60
portique longitudinal de rive	6	7-14	-4,17	12,73	-19,87	4,60	13,61	-25,78	-12,82	11,13	-13,34	5,68	9,68	-20,64	-11,74	7,20	-8,21
		14-21	-19,87	12,73	-4,17	-13,34	11,13	-12,82	-25,78	13,61	4,60	-8,21	7,20	-11,74	-20,64	9,68	5,68
	5	6-13	-8,86	18,32	-25,66	15,60	20,86	-43,31	-33,01	14,63	-7,15	17,94	15,01	-36,52	-30,67	8,79	-0,36
		13-20	-25,66	18,32	-8,86	-7,15	14,63	-33,01	-43,31	20,86	15,60	-0,36	8,79	-30,67	-36,52	15,01	17,94
	4	5-12	-13,10	19,14	-20,17	43,21	22,71	-67,04	-68,81	14,03	27,63	46,98	15,96	-61,24	-65,05	7,28	33,42
		12-19	-20,17	19,14	-13,10	27,63	14,03	-68,81	-67,04	22,71	43,21	33,42	7,28	-65,05	-61,24	15,96	46,98
	3	4-11	-19,97	31,37	-25,61	53,74	31,26	-88,40	-90,28	24,23	41,55	64,20	11,23	-74,99	-79,82	4,19	54,96
		11-18	-25,61	31,37	-19,97	41,55	24,23	-90,28	-88,40	31,26	53,74	54,96	4,19	-74,99	-79,82	11,23	64,20
	2	3-10	-13,15	33,06	-23,98	45,54	30,49	-77,08	-68,06	28,84	33,21	55,37	10,99	-64,52	-58,22	9,34	45,77
		10-17	-23,98	33,06	-13,15	33,21	28,84	-68,06	-77,08	30,49	45,21	45,77	9,34	-58,22	-64,52	10,99	55,37
	1	2-9	-13,46	33,04	-23,98	32,12	30,04	-64,79	-55,16	29,25	20,92	42,18	10,54	-52,23	-45,10	9,76	33,48
		9-16	-23,98	33,04	-13,46	20,92	29,25	-55,16	-64,79	30,04	32,12	33,48	9,76	-45,10	-52,23	10,54	42,18

PORTIQUES LONGITUDINAUX - EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES  
(en t)

Portique	Niveau	travée	G + 1,2 P		G + P + $\vec{S}I$		G + P + $\overleftarrow{S}I$		0,8 G + $\vec{S}I$		0,8 G + $\overleftarrow{S}I$	
			Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
Portique longitudinal central	6	7-14	10,93	- 15,30	8,05	- 17,62	13,35	- 12,32	4,97	- 13,52	10,27	- 8,02
		14-21	15,30	- 10,93	12,32	- 13,35	17,62	- 8,05	8,02	- 10,27	13,32	- 4,97
	5	6-13	12,57	- 16,18	5,51	- 22,26	18,77	- 9,00	1,37	- 16,93	14,63	- 3,66
		13-20	16,18	- 12,57	9,00	- 18,77	22,26	- 5,51	3,66	- 14,63	16,93	- 1,37
	4	5-12	14,34	- 15,96	- 0,89	- 29,84	28,29	- 0,66	- 6,20	- 23,94	22,99	5,25
		12-19	15,96	- 14,34	0,66	- 28,29	29,84	- 0,89	- 5,25	- 22,99	23,94	6,20
	3	4-11	27,91	- 29,83	6,45	- 45,88	44,14	- 8,19	- 9,11	- 29,25	28,58	8,44
		11-18	29,83	- 27,91	8,19	- 44,14	45,88	- 6,45	- 8,44	- 28,58	29,25	9,11
	2	3-10	27,63	- 28,24	10,47	- 40,16	39,60	- 11,03	- 4,93	- 24,42	24,21	4,71
		10-17	28,24	- 27,63	11,03	- 39,60	40,16	- 10,47	- 4,71	- 24,21	24,42	4,93
1	2-9	27,71	- 28,16	14,31	- 36,31	35,91	- 14,71	- 1,13	- 20,62	20,47	0,98	
	9-16	28,16	- 27,71	14,71	- 35,91	36,31	- 14,31	- 0,98	- 20,47	20,62	1,13	
Portique longitudinal de rive	6	7-14	8,22	- 11,49	6,60	- 12,80	9,58	- 9,82	4,48	- 9,84	7,46	- 6,85
		14-21	11,49	- 8,22	9,82	- 9,58	12,80	- 6,60	6,85	- 7,46	9,84	- 4,48
	5	6-13	12,34	- 15,84	7,89	- 19,81	16,37	- 11,33	4,63	- 15,62	13,10	- 7,15
		13-20	15,84	- 12,34	11,33	- 16,37	19,81	- 7,89	7,15	- 13,10	15,62	- 4,63
	4	5-12	13,64	- 15,16	3,00	- 25,14	23,66	- 4,48	- 0,93	- 20,79	19,74	- 0,12
		12-19	15,16	- 13,64	4,48	- 23,66	25,14	- 3,00	0,12	- 19,74	20,79	0,93
	3	4-11	17,68	- 18,89	2,47	- 30,98	29,87	- 3,58	- 6,79	- 21,08	20,61	6,32
		11-18	18,89	- 17,68	3,58	- 29,87	30,98	- 2,47	- 6,32	- 20,61	21,08	6,79
	2	3-10	16,48	- 18,89	3,80	- 28,56	26,18	- 6,18	- 5,16	- 18,99	17,23	3,39
		10-17	18,89	- 16,48	6,18	- 26,18	28,56	- 3,80	- 3,39	- 17,23	18,99	5,16
	1	2-9	16,53	- 18,86	6,38	- 25,99	23,68	- 8,69	- 2,61	- 16,45	14,69	0,85
		9-16	18,86	- 16,53	8,69	- 23,68	25,99	- 6,38	- 0,85	- 14,69	16,45	2,61

II POTEAUX

( $M_x$  et  $M_y$  en t.m ;  $N = N_{cum}$  en t)

Niveau	Section	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$		
		$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N
6	T	24,78	0	134,05	24,26	35,99	131,29	24,26	35,99	131,29	62,48	0	130,54	13,96	0	132,04
	b	15,27	0	137,71	15,36	20,24	134,95	15,36	20,24	134,95	42,87	0	134,20	13,35	0	135,70
5	T	16,59	0	278,54	16,03	68,66	271,14	16,03	68,66	271,14	87,21	0	267,22	55,15	0	275,06
	b	8,16	0	282,32	7,83	48,53	274,92	7,83	48,53	274,92	63,26	0	271,00	47,60	0	278,84
4	T	14,30	0	424,40	13,74	131,77	410,84	13,74	131,77	410,84	174,67	0	397,86	147,21	0	423,82
	b	18,52	0	440,98	16,87	144,26	427,42	16,87	144,26	427,42	183,13	0	414,44	149,39	0	440,40
3	T	45,10	0	702,13	41,08	84,51	664,72	41,08	84,51	664,72	146,11	0	639,28	63,95	0	690,16
	b	18,25	0	709,31	16,58	134,36	671,90	16,58	134,36	671,90	148,60	0	646,46	115,44	0	697,34
2	T	56,58	0	960,79	51,41	41,21	900,40	51,41	41,21	900,40	139,09	0	863,84	36,27	0	936,96
	b	43,69	0	971,71	39,70	176,66	911,32	39,70	176,66	911,32	192,42	0	874,76	113,02	0	947,88
1	T	33,67	0	1222,98	30,59	47,05	1139,71	30,59	47,05	1139,71	52,26	0	1093,92	8,92	0	1185,50
	b	16,84	0	1236,84	15,30	299,94	1153,57	15,30	299,94	1153,57	261,98	0	1107,78	231,38	0	1199,36

Niveau	Section	$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$		
		$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N	$M_x$	$M_y$	N
6	T	17,31	29,99	93,98	17,31	29,99	93,98	49,16	0	93,35	14,54	0	94,61
	b	10,23	16,87	96,91	10,23	16,87	96,91	33,18	0	96,28	13,68	0	97,54
5	T	10,59	57,22	187,32	10,59	57,22	187,32	69,91	0	184,05	48,72	0	190,58
	b	4,96	40,44	190,34	4,96	40,44	190,34	51,15	0	187,07	41,23	0	193,60
4	T	8,70	109,81	274,46	8,70	109,81	274,46	142,82	0	263,65	125,42	0	285,27
	b	6,89	120,22	287,72	6,89	120,22	287,72	145,44	0	276,91	131,66	0	298,53
3	T	16,78	70,42	382,14	16,78	70,42	382,14	104,30	0	360,94	70,75	0	403,34
	b	6,59	111,97	387,88	6,59	111,97	387,88	116,61	0	366,68	103,43	0	409,08
2	T	20,44	34,34	478,73	20,44	34,34	478,73	93,51	0	448,27	52,63	0	509,20
	b	15,78	147,22	487,47	15,78	147,22	487,47	143,05	0	457,01	111,49	0	517,94
1	T	12,16	39,21	578,69	12,16	39,21	578,69	30,22	0	540,52	5,90	0	616,84
	b	6,08	249,95	589,78	6,08	249,95	589,78	211,65	0	551,61	199,49	0	627,93

II-1: POTEAU 2-2

(Poteau central)

T: désigne: tête du poteau au niveau considéré.

b: désigne la base du poteau au niveau considéré.

( $M_x$  et  $M_y$  en t.m ;  $N =$  Neum ent)

Niveau	Section	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$			$G + P + 1,2 \vec{S}I_e$		
		$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$
6	T	24,78	0	63,26	24,35	14,92	62,10	24,35	14,92	62,10	9,01	0	59,04	39,69	0	65,16
	b	19,72	0	65,09	19,06	13,84	63,93	19,06	13,84	63,93	5,55	0	60,87	32,57	0	66,99
5	T	21,38	0	142,72	20,67	29,55	139,53	20,67	29,55	139,53	4,95	0	128,95	46,29	0	150,44
	b	11,79	0	144,61	11,28	26,08	141,42	11,28	26,08	141,42	8,94	0	130,84	31,50	0	152,00
4	T	33,28	0	213,76	31,92	87,51	208,34	31,92	87,51	208,34	43,44	0	180,81	107,28	0	235,87
	b	31,91	0	224,31	29,08	85,66	218,89	29,08	85,66	218,89	45,94	0	191,36	104,10	0	246,42
3	T	77,59	0	337,56	70,71	70,28	322,36	70,71	70,28	322,36	25,07	0	281,42	116,35	0	371,10
	b	26,87	0	342,13	24,49	74,10	326,93	24,49	74,10	326,93	30,93	0	285,99	79,91	0	375,67
2	T	102,68	0	456,63	93,58	58,25	431,69	93,58	58,25	431,69	52,78	0	366,00	134,38	0	497,38
	b	75,56	0	464,43	68,87	97,17	439,49	68,87	97,17	439,49	40,31	0	373,80	142,05	0	505,18
1	T	58,22	0	578,17	53,06	5,68	543,47	53,06	5,68	543,47	49,22	0	464,43	56,90	0	622,51
	b	29,12	0	588,07	26,54	139,66	553,37	26,54	139,66	553,37	97,58	0	474,33	150,66	0	632,41

Niveau	Section	$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$		
		$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$
6	T	17,40	12,44	45,01	17,40	12,44	45,01	4,61	0	42,47	30,19	0	47,57
	b	12,62	11,54	46,47	12,62	11,54	46,47	1,36	0	43,93	23,87	0	49,03
5	T	13,68	24,63	98,87	13,68	24,63	98,87	7,67	0	90,05	35,03	0	107,68
	b	6,97	21,74	100,38	6,97	21,74	100,38	9,88	0	91,56	23,81	0	109,19
4	T	20,08	72,93	144,99	20,08	72,93	144,99	42,72	0	122,05	82,88	0	167,93
	b	11,94	71,38	153,43	11,94	71,38	153,43	50,58	0	130,49	74,45	0	176,37
3	T	29,05	58,57	197,06	29,05	58,57	197,06	8,99	0	154,45	67,08	0	237,68
	b	10,07	61,75	200,72	10,07	61,75	200,72	36,11	0	160,11	56,26	0	241,34
2	T	38,48	48,54	245,58	38,48	48,54	245,58	44,48	0	190,84	72,48	0	300,32
	b	28,32	80,98	251,82	28,32	80,98	251,82	32,66	0	197,08	89,30	0	306,56
1	T	21,82	4,73	295,98	21,82	4,73	295,98	18,61	0	230,12	25,02	0	361,85
	b	10,91	116,38	303,90	10,91	116,38	303,90	92,52	0	238,04	114,34	0	369,77

II-2: POTEAU 1-2

(Poteau de rive)

"1" → dans le sens transversal.

"2" → dans le sens longitudinal.

( $M_x$  et  $M_y$  en t.m ;  $N = N_{cum}$  en t)

Niveau	Section	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \vec{S}_{I_e}$			$G + P + 1,2 \vec{S}_{I_e}$			$G + P + 1,2 \vec{S}_{I_e}$			$G + P + 1,2 \vec{S}_{I_e}$		
		$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$
6	T	12,35	4,17	29,17	12,17	6,34	27,27	12,17	14,56	30,25	1,74	4,11	26,61	26,08	4,11	30,91
	b	14,84	4,23	31,00	10,61	3,72	29,10	10,61	12,03	32,08	9,80	4,15	28,44	22,02	4,15	32,74
5	T	11,75	4,63	70,21	11,50	16,74	63,36	11,50	25,84	74,82	12,22	4,55	61,63	35,22	4,55	76,55
	b	8,79	2,75	72,10	8,53	14,18	65,25	8,53	19,55	76,71	10,30	2,69	63,52	27,36	2,69	78,44
4	T	23,36	10,36	116,71	22,68	40,23	98,37	22,68	60,46	130,51	39,57	10,12	94,46	84,93	10,12	134,42
	b	21,34	6,03	127,26	19,95	48,87	108,92	19,95	59,89	141,06	44,91	5,52	105,01	84,81	5,52	144,97
3	T	51,94	13,94	201,70	48,56	19,28	164,65	48,56	44,79	224,18	13,18	12,76	158,39	83,94	12,76	230,43
	b	16,51	2,46	206,27	15,31	46,52	169,22	15,31	50,73	228,75	33,85	2,11	162,96	64,47	2,11	235,00
2	T	63,06	10,69	274,13	58,48	10,38	220,79	58,48	28,68	302,71	28,08	9,15	212,33	88,88	9,15	311,17
	b	45,47	7,53	281,93	42,17	60,71	228,59	42,17	73,60	310,51	15,60	6,44	220,13	99,94	6,44	318,97
1	T	35,03	5,93	349,35	32,49	19,86	282,26	32,49	9,71	381,48	25,58	5,07	271,43	39,40	5,07	392,31
	b	17,52	2,97	359,25	16,25	124,10	292,16	16,25	129,17	391,38	94,94	2,54	281,33	127,44	2,54	402,21

Niveau	Section	$0,8 G + \vec{S}_{I_e}$			$0,8 G + \vec{S}_{I_e}$			$0,8 G + \vec{S}_{I_e}$			$0,8 G + \vec{S}_{I_e}$		
		$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$	$M_x$	$M_y$	$N$
6	T	9,02	5,68	19,91	9,02	11,74	22,89	2,58	3,03	19,61	20,61	3,03	23,19
	b	7,58	3,52	21,37	7,58	9,60	24,36	1,93	3,03	21,07	17,08	3,03	24,65
5	T	8,22	14,42	45,08	8,22	21,07	56,54	11,55	3,33	44,60	27,98	3,33	57,03
	b	5,80	12,16	46,59	5,80	15,95	58,05	9,89	1,90	46,11	21,50	1,90	58,54
4	T	15,42	34,81	66,41	15,42	49,10	98,54	36,46	7,14	65,83	67,30	7,14	99,13
	b	10,40	42,96	74,85	10,40	47,67	106,98	43,65	2,36	74,27	64,45	2,36	107,57
3	T	25,32	21,24	96,64	25,32	32,15	156,17	4,16	5,46	95,79	54,80	5,46	156,42
	b	7,46	40,25	100,29	7,46	40,79	159,82	33,52	0,26	99,44	48,43	0,26	160,07
2	T	28,48	15,12	118,92	28,48	17,44	200,84	3,15	1,16	118,7	53,81	1,16	201,07
	b	20,54	55,15	129,16	20,54	56,78	207,08	27,60	0,82	124,94	68,67	0,82	207,31
1	T	15,82	12,96	145,94	15,82	11,68	245,16	10,07	0,64	145,19	21,58	0,64	245,92
	b	7,91	105,21	153,86	7,91	105,85	253,08	84,75	0,32	153,11	100,57	0,32	253,84

II-3: POTEAU 1-1

(Poteau d'angle)

(intersection de l'axe "1" dans le sens transversal et de l'axe "1" dans le sens longitudinal.)

FERRAILLAGE

DES

PORTIQUES



## - FERRAILLAGE DES POUTRES -

### Ⓐ Armatures Longitudinales:

les poutres seront ferrillées à la flexion simple (on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux: AT5 CCBAS).

La section d'acier sera déterminée par la plus défavorable des sollicitations du premier genre (max SP1) et du second genre (max SP2)

- si  $1,5 M(SP_1) > M(SP_2) \Rightarrow$  on calcule A sous SP1
- si  $1,5 M(SP_1) < M(SP_2) \Rightarrow$  on calcule A sous SP2

on adoptera toujours la plus grande des deux quantités d'acier  $A_1$  et  $A_2$ , avec  $A_1 =$  section nécessaire déterminée par le calcul.  
 $A_2 =$  section minimale imposée par le "RPA 81"

méthode de calcul: "PIERRE CHARON"

a) calculer  $\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \xrightarrow{\text{tableau CHARON}} \epsilon \text{ et } \kappa$

b) Calculer  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} \rightarrow$  si  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$  pas d'armatures comprimées (1)  
 si  $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$  il faut prévoir des armatures comprimées (2)

(1) section sans armatures comprimées:

la section d'armatures tendues est donnée par:  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$

(2) section avec armatures comprimées:

1er cas:  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'} \rightarrow \begin{cases} \kappa = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}, \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_a = \frac{15(h-d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

$\kappa \rightarrow$  tableau (CHARON)  $\Rightarrow \alpha, \epsilon', \epsilon$  ; on a  $y_1 = \alpha h$  ;  $M_1 = \rho' b h^2 \bar{\sigma}'_b$

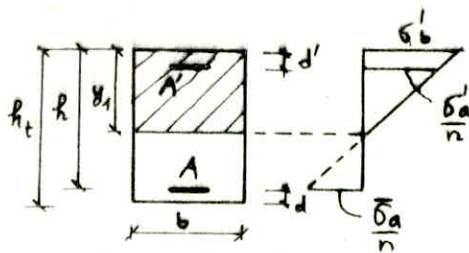
les sections d'armatures  $\rightarrow$  tendues:  $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$  avec  $\Delta M = M - M_1$   
 $\rightarrow$  comprimées:  $A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$

2° cas:  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$

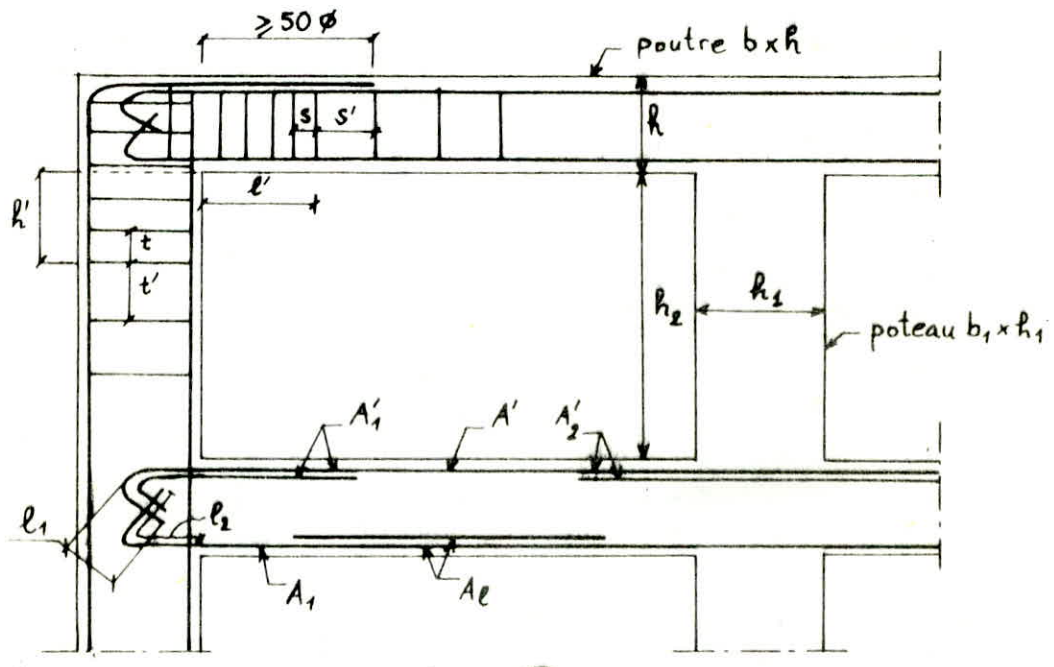
$\rightarrow \begin{cases} \kappa = \frac{15(h-d')}{h+d'} \\ \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa}, \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a \end{cases}$

$\kappa \xrightarrow{\text{tableau}} \epsilon \text{ et } \epsilon'$

$M_1 = \rho' b h^2 \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} \\ A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \end{cases}$



Prescriptions "RPA 81"



- figure (A) -

• zone nodale :

$$\begin{cases} l' = 2R \\ R = \max\left(\frac{h_2}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Dans notre cas : →

Niveau	portiques transv.		portiques long.	
	$l'$ (cm)	$R'$ (cm)	$l'$ (cm)	$R'$ (cm)
6,5	230	80	180	80
4	230	110	180	115
3,2,1	250	140	200	140

• ancrage des arm. long. inf et sup :

$$l_1 \geq 20\phi \text{ et } l_2 \geq \max(30\phi, 50\text{cm})$$

Dans notre cas →

$\phi$ (mm)	20	16	14
$l_1$ (cm)	45	35	30
$l_2$ (cm)	65	55	55

• sur toute la longueur de la poutre (dans chaque section):

$$A_{\text{long}}^{\text{min}} = 0,3\% \cdot b \cdot h \quad ; \quad A_{\text{long}}^{\text{max}} = 2,5\% \cdot b \cdot h$$

• les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée par la figure (A) :

$$\begin{cases} A' \geq \max\left(A'_{1/4}, A'_{2/4}, 3\text{cm}^2\right) \\ A_1 \geq \max\left(A_{1/2}, A_{e/4}, 3\text{cm}^2\right) \end{cases}$$

• les poutres supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques, avec une section entravée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

### ⑧ Armatures transversales :

Ast 24.3 du CCBA 68 :

Les sollicitations du second genre ne sont pas à considérer pour les armatures transversales et pour les contraintes d'adhérence. Les armatures transversales des poutres seront donc calculées pour l'effort tranchant sous SP1.

• contrainte de cisaillement max :  $\tau_b^{\max} = \frac{T_{\max}}{b z}$  avec  $z = \frac{7}{8} h$

• contraintes admissibles de cisaillement :

- pour  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$

- pour  $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b$

- si  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$  armatures d'âme droites.

- si  $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5\bar{\sigma}_b \rightarrow$  armatures d'âme droites plus barres d'âme inclinées

- si  $\tau_b > 5\bar{\sigma}_b \rightarrow$  redimensionner la section de la poutre.

• contrainte admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$  avec  $\begin{cases} \rho_a = 2/3 & \text{si on a reprise de bétonnage} \\ \rho_a = \sup\left(\frac{1}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) & \text{si pas de reprise de bét.} \end{cases}$

• espacement des cours successifs d'armatures transversales :

$s = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$  avec  $A_t$  : section d'armatures transversales.

$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$  (RPA 81)

espacement admissible  $\bar{s}$  :

CCBA 68 :  $\bar{s}_1 = \sup \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ 0,2 h \end{array} \right\}$  ;  $h$  = hauteur utile de la poutre

RPA 81 (42.3.22) : "Notations  $\rightarrow$  fig. (A) "

• dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires  $\rightarrow \bar{s}_2 = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_c\right)$

• en dehors de la zone nodale :  $\bar{s}_2 = h/2$

$\phi_c$  : le plus petit diamètre calculé (dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées,  $\phi_c$  = le plus petit diamètre des aciers comprimés)

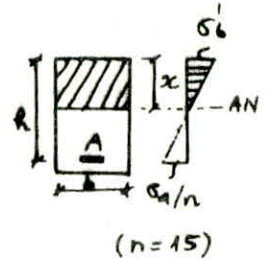
$\bar{s} = \min(\bar{s}_1, \bar{s}_2)$

© Verifications :

① Contraintes :

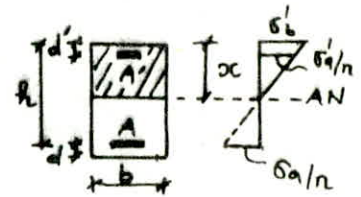
\* sections sans armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : equation des moments statiques  $\frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0 \Rightarrow x = \dots$
- Moment d'inertie / AN :  $I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2$
- contraintes :  $\sigma_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b$  et  $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$



\* sections avec armatures comprimées :

- position de l'AN :  $\frac{bx^2}{2} + nA'(x-d') - nA(h-x) = 0$
- moment d'inertie :  $I = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2$
- contraintes :  $\sigma_b' = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b'$  ;  $\sigma_a' = n \cdot \frac{M}{I} (x-d') \leq \bar{\sigma}_a'$  ;  $\sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$



② Condition de non fragilité :  $A_{min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

③ Fissuration :

on doit avoir  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

avec  $\begin{cases} \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta \bar{\sigma}_a}{\phi}} \end{cases}$  ,  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db}$  ,  $k = 1,5 \cdot 10^6$  (fiss. peu nuisible)  
 $\eta = 1,6$  (aciers H.A)

- pour  $\phi = 12 \text{ mm}$  on a :  $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 7}{12}} = 2840 \text{ kg/cm}^2$  , et comme on utilisera des barres de diamètre  $\phi > 12 \text{ mm}$  , on aura  $\sigma_2 < 2800 \Rightarrow \sigma_2 < \bar{\sigma}_a$

- il faut donc avoir  $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \tilde{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k\eta - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \tilde{\omega}_{f_0}$

le plus grand diamètre utilisé est  $\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0304$

il suffit de vérifier une seule poutre ( $\omega_{f_{min}}$ ) parmi les poutres de même largeur (dans notre cas : une poutre long et une poutre transv.)

dans chaque cas :  $\tilde{\omega}_{f_{min}} = \frac{A_{min}}{2db}$  (avec  $d_{max}$ ) doit être  $\geq \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0304$

④ Flèche :

a)  $h_t^{min} \geq l_{max}/16$

b)  $h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t^{max}}{M_0}$

c)  $A_t^{max} \leq b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

} pour chaque type de poutre, si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une justification de flèche.



POUTRES - PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL

. présentation des moments :

Niveau 6	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-37,41		-134,43		-22,52
		$\Delta$	+99,01	$\Delta$	+35,06	$\Delta$
		-24,87		-120,40		-10,55
		$\Delta$	+100,58	$\Delta$	+35,21	$\Delta$

Niveau 5	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-72,34		-159,25		-51,73
		$\Delta$	+111,08	$\Delta$	+47,11	$\Delta$
		+6,31				
		-41,10		-124,02		-18,78
		$\Delta$	+113,73	$\Delta$	+45,25	$\Delta$

Niveau 4	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-123,58		-186,28		-109,01
		$\Delta$	+105,81	$\Delta$	+52,46	$\Delta$
		+52,02		+47,56		
		-45,81		-108,12		-20,59
		$\Delta$	+111,38	$\Delta$	+52,13	$\Delta$

Niveau 3	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-201,08		-278,67	-13,39	-183,98
		$\Delta$	+225,70	$\Delta$	+122,61	$\Delta$
		+60,27		+77,25		
		-109,55	-3,55	-194,38	-20,00	-72,02
		$\Delta$	+254,64	$\Delta$	+136,63	$\Delta$

Niveau 2	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-199,33	-4,42	-255,43	-18,73	-182,31
		$\Delta$	+208,25	$\Delta$	+108,66	$\Delta$
		+32,71		+59,37		
		-129,56	-18,85	-191,72	-27,46	-90,21
		$\Delta$	+236,25	$\Delta$	+123,61	$\Delta$

Niveau 1	$\left\{ \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right.$	-185,41	-6,99	-238,07	-19,26	-116,73
		$\Delta$	+207,17	$\Delta$	+107,51	$\Delta$
		+13,33		+39,53		
		-133,79	-21,49	-192,77	-28,71	-94,18
		$\Delta$	+235,02	$\Delta$	123,06	$\Delta$

• Armatures supérieures et inférieures sur appuis :

Coffrage des poutres : niveaux 6,5,4 →  $b=60\text{cm}$ ,  $h_t=115\text{cm}$ ,  $h=105\text{cm}$   
 ( $d=10\text{cm}$ ) niveaux 3,2,1 →  $b=60\text{cm}$ ,  $h_t=125\text{cm}$ ,  $h=115\text{cm}$

armatures supérieures :

Niveau	Appui	Sollicit	M <sub>sup</sub> (t.m)	$\mu$	E	K	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ø
6	7	SP <sub>2</sub>	37,41	0,0202	0,9375	65,0	64,6	9,05	14,07	7T16
	14	SP <sub>1</sub>	120,40	0,0975	0,8754	25,1	111,6	46,78	46,98	14T16+6T20
	21	SP <sub>2</sub>	22,52	0,0106	0,9539	93,5	44,9	5,35	14,07	7T16
5	6	SP <sub>2</sub>	72,34	0,0342	0,9206	48,0	87,5	17,82	18,09	9T16
	13	SP <sub>1</sub>	124,02	0,1004	0,8741	24,7	113,4	48,22	50,12	14T16+7T20
	20	SP <sub>2</sub>	51,73	0,0244	0,9320	58,5	71,8	12,59	14,07	7T16
4	5	SP <sub>2</sub>	123,58	0,0584	0,8996	34,8	120,7	31,15	30,4	12T16+2T20
	12	SP <sub>2</sub>	186,24	0,0880	0,8805	26,8	156,7	47,96	46,98	14T16+6T20
	19	SP <sub>2</sub>	109,01	0,0515	0,9049	37,6	111,7	27,32	28,14	14T16
3	4	SP <sub>2</sub>	201,08	0,0905	0,8792	26,4	159,1	47,35	46,36	9T16+9T20
	11	SP <sub>1</sub>	194,38	0,1312	0,8597	20,6	135,9	70,22	71,47	9T16+17T20
	18	SP <sub>2</sub>	183,98	0,0828	0,8835	28,0	150,0	43,11	43,21	9T16+8T20
2	3	SP <sub>2</sub>	199,33	0,0897	0,8797	26,5	158,5	46,91	46,35	9T16+9T20
	10	SP <sub>1</sub>	191,72	0,1294	0,8605	20,8	134,6	69,19	71,47	9T16+17T20
	17	SP <sub>2</sub>	182,31	0,0821	0,8840	28,1	149,5	42,70	46,35	9T16+9T20
1	2	SP <sub>1</sub>	133,79	0,0903	0,8793	26,4	106,1	45,25	46,35	9T16+9T20
	9	SP <sub>1</sub>	192,77	0,1301	0,8605	20,8	134,6	69,57	71,47	9T16+17T20
	16	SP <sub>2</sub>	94,18	0,0636	0,8958	33,0	84,8	32,65	33,79	9T16+5T20

armatures inférieures :

Niveau	Appui	Sollicité	M <sub>inf</sub> (t.m)	$\mu$	E	K	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ø
6	7	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16
	14	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16
	21	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16
5	6	SP <sub>2</sub>	6,31	0,003	0,9749	184,0	22,8	1,47	14,07	7T16
	13	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16
	20	SP <sub>2</sub>	22,05	0,0104	0,9543	94,5	44,4	5,24	14,07	7T16
4	5	SP <sub>2</sub>	52,02	0,0246	0,9315	58,0	72,4	12,66	14,07	7T16
	12	SP <sub>2</sub>	47,56	0,0225	0,9344	61,0	68,9	11,54	14,07	7T16
	19	SP <sub>2</sub>	77,83	0,0368	0,9180	46,0	91,3	19,22	20,1	10T16
3	4	SP <sub>2</sub>	60,27	0,0271	0,9286	55,0	76,4	13,44	24,37	9T16+2T20
	11	SP <sub>2</sub>	77,25	0,0348	0,9201	47,6	88,2	17,38	24,37	9T16+2T20
	18	SP <sub>2</sub>	92,90	0,0418	0,9132	42,6	98,6	21,06	24,37	9T16+2T20
2	3	SP <sub>2</sub>	32,71	0,0147	0,9462	78,0	53,8	7,16	24,37	9T16+2T20
	10	SP <sub>2</sub>	59,37	0,0267	0,9291	55,5	75,7	13,23	24,37	9T16+2T20
	17	SP <sub>2</sub>	68,26	0,0307	0,9245	51,0	82,3	15,29	24,37	9T16+2T20
1	2	SP <sub>2</sub>	13,33	0,006	0,9645	126,0	33,3	2,86	24,37	9T16+2T20
	9	SP <sub>2</sub>	39,53	0,0178	0,9412	70,0	60,0	8,70	24,37	9T16+2T20
	16	SP <sub>2</sub>	47,67	0,0215	0,9359	63,0	66,7	10,54	24,37	9T16+2T20

. Armatures superieures et inferieures en travée :

Niveau	travée	solicit	M		N	E	K	σ <sub>b</sub>	A <sub>calad</sub>	A <sub>adopt</sub>	∅	
			M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>							sup	inf
6	7-14	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	100,58	0,0815	0,8843	28,2	99,3	38,69	40,07	40,07	9T16 + 7T20	
6	14-21	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	35,21	0,0285	0,9270	53,5	52,3	12,92	14,07	14,07	7T16	
5	6-13	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	113,73	0,0921	0,8783	26,1	107,3	44,04	43,84	43,84	14T16 + 5T20	
5	13-20	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	45,25	0,0366	0,9183	46,2	60,6	16,76	18,09	18,09	9T16	
4	5-12	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	111,38	0,0902	0,8792	26,4	106,1	43,09	43,84	43,84	14T16 + 5T20	
4	12-19	/	/	/	/	/	/	/	/	14,07	7T16	
		SP <sub>1</sub>	52,13	0,0422	0,9129	42,4	66,0	19,42	20,10	20,10	10T16	
3	4-11	SP <sub>1</sub>	3,55	0,0024	0,9773	205	13,7	1,13	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	254,64	0,1719	0,8452	17,3	161,8	93,57	93,45	93,45	9T16 + 24T20	
	11-18	SP <sub>1</sub>	20,00	0,0135	0,9482	81,5	34,4	6,59	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	136,63	0,0922	0,8783	26,1	107,3	48,31	46,35	46,35	9T16 + 9T20	
2	3-10	SP <sub>1</sub>	18,85	0,0127	0,9498	84,5	33,1	6,17	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	236,25	0,1595	0,8489	18,1	154,7	86,43	87,17	87,17	9T16 + 22T20	
	10-17	SP <sub>1</sub>	27,46	0,0185	0,9401	68,5	40,9	9,07	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	123,61	0,0835	0,8832	27,8	100,7	43,47	43,21	43,21	9T16 + 8T20	
1	8-9	SP <sub>1</sub>	21,49	0,0145	0,9465	78,5	35,7	7,05	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	235,02	0,1587	0,8492	18,1	154,7	85,95	87,17	87,17	9T16 + 22T20	
	9-16	SP <sub>1</sub>	28,71	0,0194	0,9387	66,5	42,1	9,50	18,09	18,09	9T16	
		SP <sub>1</sub>	123,06	0,0831	0,8834	27,9	100,4	43,26	43,21	43,21	9T16 + 8T20	

. Ferrailage adopté :

niveau 6	7T16	7T16	14T16+6T20	7T16	7T16
	Δ		Δ		Δ
	7T16	9T16 + 7T20	7T16	7T16	7T16
niveau 5	9T16	7T16	14T16+7T20	7T16	7T16
	Δ		Δ		Δ
	7T16	14T16 + 5T20	7T16	9T16	7T16
niveau 4	12T16+2T20	7T16	14T16+6T20	7T16	14T16
	Δ		Δ		Δ
	7T16	14T16 + 5T20	7T16	10T16	10T16
niveau 3	9T16 + 9T20	9T16	9T16+17T20	9T16	9T16 + 8T20
	Δ		Δ		Δ
	9T16 + 2T20	9T16 + 24T20	9T16 + 2T20	9T16 + 9T20	9T16 + 2T20
niveau 2	9T16 + 9T20	9T16	9T16 + 17T20	9T16	9T16 + 9T20
	Δ		Δ		Δ
	9T16 + 2T20	9T16 + 22T20	9T16 + 2T20	9T16 + 8T20	9T16 + 2T20
niveau 1	9T16 + 9T20	9T16	9T16 + 17T20	9T16	9T16 + 5T20
	Δ		Δ		Δ
	9T16 + 2T20	9T16 + 22T20	9T16 + 2T20	9T16 + 8T20	9T16 + 2T20



• Verifications diverses :

① Contraintes :

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (t.m)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	x (cm)	I.10 <sup>-6</sup> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> <sup>i</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> <sup>i</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
6, 5, 4	7T16	35,21	112	14,07	24,77	1,910	45,7	162	2412,2	2800
	9T16+7T20	100,58	110	40,07	37,98	4,213	90,7	162	2578,7	2800
	14T16+6T20	186,24	108	46,98	39,97	4,538	164,0	243	4187,2	4200
	9T16	72,34	111	18,09	27,48	2,308	86,2	243	3926,7	4200
	14T16+5T20	113,73	108	43,84	38,91	4,317	102,5	162	27390	2800
	14T16+7T20	124,02	108	50,12	40,98	4,753	106,9	162	2623,0	2800
	12T16+2T20	123,58	111	30,40	34,17	3,490	121,0	243	4081,0	4200
	10T16	52,13	111	20,10	28,75	2,515	59,6	162	2557,3	2800
3, 2, 1	14T16	109,01	111	28,14	33,11	3,287	109,8	243	3875,2	4200
	9T16	28,71	121	18,09	28,87	2,784	29,8	162	1424,9	2800
	9T16+9T20	136,63	120	46,35	42,41	5,711	101,4	162	2784,5	2800
	9T16+2T20	92,90	121	24,37	32,79	3,549	85,8	243	3463,0	4200
	9T16+24T20	254,64	117	93,45	54,18	8,712	158,3	162	2754,1	2800
	9T16+17T20	194,38	119	70,22	49,42	7,513	127,9	162	27090	2800
	9T16+8T20	123,61	121	43,21	41,46	5,526	92,7	162	2669,0	2800
	9T16+22T20	235,02	118	87,17	53,16	8,502	147,0	162	2689,0	2800
9T16+5T20	94,18	120	33,79	37,36	4,504	78,1	162	2591,7	2800	

② Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot \frac{60 \cdot 121,7}{4200} = 8,35 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 14,07 \text{ cm}^2 (7T16) > 8,35 \text{ cm}^2$$

③ Fissuration :

$$\tilde{\omega}_{fmin} = \frac{1}{2b} \left( \frac{A}{d} \right)_{min} = \frac{1}{2 \cdot 60} \left( \frac{18,09}{4} \right) = 0,0377 \rightarrow \tilde{\omega}_{fmin} > \tilde{\omega}_{f0} = 0,0304$$

④ Flèche :

$$\begin{aligned} \text{niv } 6,5,4 \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } h_t^{min} = 115 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{10,9 \cdot 100}{16} = 68,13 \text{ cm} \\ \text{b) } h_t^{min} = 115 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_{tmax}}{M_0} = \frac{10,9 \cdot 100}{10} \cdot \frac{113,73}{179,65} = 69 \text{ cm} \\ \text{c) } A_{max} = 50,12 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b h^2}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 60 \cdot 108}{4200} = 66,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

conclusion : les trois conditions verifiées  $\rightarrow$  inutile de justifier la flèche.

$$\begin{aligned} \text{niv } 3,2,1 \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } h_t^{min} = 125 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{10,6 \cdot 100}{16} = 66,25 \text{ cm} \\ \text{b) } h_t^{min} = 125 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_{tmax}}{M_0} = \frac{10,5 \cdot 254,64 \cdot 100}{10 \cdot 324,32} = 82,44 \text{ cm} \\ \text{c) } A_{max} = 93,45 \text{ cm}^2 > \frac{43 b h^2}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 60 \cdot 117}{4200} = 71,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

c) non verifiée  $\Rightarrow$  il faut faire un calcul de flèche (CCBA68 art 61.21)

section rectangulaire 60x125

$$M_g = M_j = 78,75 \text{ t.m} ; M_q = 225,33 \text{ t.m} \left\{ \begin{array}{l} \text{on trouve} \\ \Delta f_t = 1,537 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{1050}{1000} = 1,55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

remarques: - le calcul de flèche a été fait de la même manière que pour les dalles et poutrelles.  
 - la flèche passe pour la section rectangulaire, donc elle est vérifiée pour la section réelle (en T).

⑤ Conditions aux appuis:

• Béton:  $C \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = C_0$

avec:  $C = a - (d + \lambda)$

$C_0^{max} \rightarrow T_{max}; b_0 = 60 \text{ cm}$

$C_{min} \rightarrow r = r_{max} = 10\phi = 20 \text{ cm}$

$a = a_{min}; d = 20 \text{ cm};$

Niv	Tmax (kg)	amin (cm)	$\bar{\sigma}'_b$	C <sub>0</sub> (cm)	C (cm)
6,5	45,950 (SP1)	60	81	18,90	20
4,3	76,770 (SP1)	90	81	39,06	50
2,1	76,770 (SP1)	120	81	31,57	80

• acier: niveaux 6,5,4  $\rightarrow h_e = 115 \text{ cm}; h = 110 \text{ cm}; z = \frac{7}{8}h = 96,25 \text{ cm}$

niveaux 3,2,1  $\rightarrow h_e = 125 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; z = 105 \text{ cm}$

Niveau	appui	T (t)	M (t.m)	$\frac{T+M/z}{\bar{\sigma}_a}$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
6	7	36,93	-11,56	5,93	14,07
	14	28,27	-51,58	-6,10	14,07
	21	19,09	1,86	5,00	14,07
5	6	38,20	-7,122	7,33	14,07
	13	21,00	-15,49	1,16	14,07
	20	17,43	15,59	8,00	14,07
4	5	9,58	52,02	13,95	14,07
	12	7,16	47,56	13,47	14,07
	19	7,613	69,85	19,10	20,10
3	4	11,19	60,27	16,33	24,37
	11	3,38	77,25	18,32	24,37
	18	2,71	92,90	20,42	24,37
2	3	15,13	32,71	11,02	24,37
	10	6,47	59,37	15,00	24,37
	17	3,04	68,26	16,20	24,37
1	2	17,44	13,33	7,18	24,37
	9	10,78	39,53	11,53	24,37
	16	7,89	47,67	12,69	24,37

$\rightarrow A_{adoptée} > \frac{T+M/z}{\bar{\sigma}_a}$

est vérifiée

$\rightarrow$  les armatures inférieures sur appuis résisteront à l'effort de traction (T+M/z).

⑥ Condition de non entrainement des Barres: (appuis de rive)

$\bar{\sigma}_d = 3\bar{\sigma}'_b = 3 \cdot 7 = 21 \text{ kg/cm}^2$  ;  $z = \frac{7}{8}h = 98 \text{ cm}$  ( $h = 112 \text{ cm}$ )  $\rightarrow$  niv 6,5,4  
 $z = \frac{7}{8}h = 105,87 \text{ cm}$  ( $h = 121 \text{ cm}$ )  $\rightarrow$  niv 3,2,1

$\bar{\sigma}_d^{max} = \frac{T^{max}_{(SP1)}}{n p z}$

$\rightarrow$  niv 6,5,4  $\rightarrow \bar{\sigma}_d^{max} = \frac{45,95 \times 1000}{7(\pi \cdot 1,6) \cdot 98} = 13,32 < \bar{\sigma}_d = 21 \text{ kg/cm}^2$   
 $\rightarrow$  niv 3,2,1  $\rightarrow \bar{\sigma}_d^{max} = \frac{76,77 \cdot 1000}{[9(\pi \cdot 1,6) + 2 \cdot \pi \cdot 2] \cdot 105,87} = 12,53 < 21 \text{ kg/cm}^2$

. Armatures transversales :

Niveau	$T_{max}$ (t)	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_b^{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	S adopté (cm)	
							zone nodale	zone courante
6	58,70	106,0	10,35	22,34	7,85	35,4	15	30
5	62,11	106,9	10,95	22,26	7,85	33,44	15	30
4	61,28	95,2	10,81	23,27	7,85	33,9	15	30
3	114,97	127,9	18,18	20,44	10,99	27,4	15	25
2	112,91	127,9	18,07	20,44	10,99	27,9	15	25
1	113,60	126,8	18,14	20,54	10,99	27,7	15	25

.  $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (on a reprise de bétonnage)

. espacements admissibles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{• niv 6,5,4} \rightarrow \begin{cases} \text{zone nodale: } \bar{S} = 19,2 \text{ cm} \\ \text{zone courante: } \bar{S} = 54 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{• niv 3,2,1} \rightarrow \begin{cases} \text{zone nodale: } \bar{S} = 19,2 \text{ cm} \\ \text{zone courante: } \bar{S} = 25,84 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

. pour les armatures transversales on adoptera :

niveaux 6,5,4 : (2 cadres + 3 étriers) T10  $\rightarrow A_t = 7,85 \text{ cm}^2$

niveaux 3,2,1 : (2 cadres + 5 étriers) T10  $\rightarrow A_t = 10,99 \text{ cm}^2$

. zones nodales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{niv: 6,5,4} \rightarrow l' = 230 \text{ cm} \\ \text{niv: 3,2,1} \rightarrow l' = 250 \text{ cm} \end{array} \right.$$

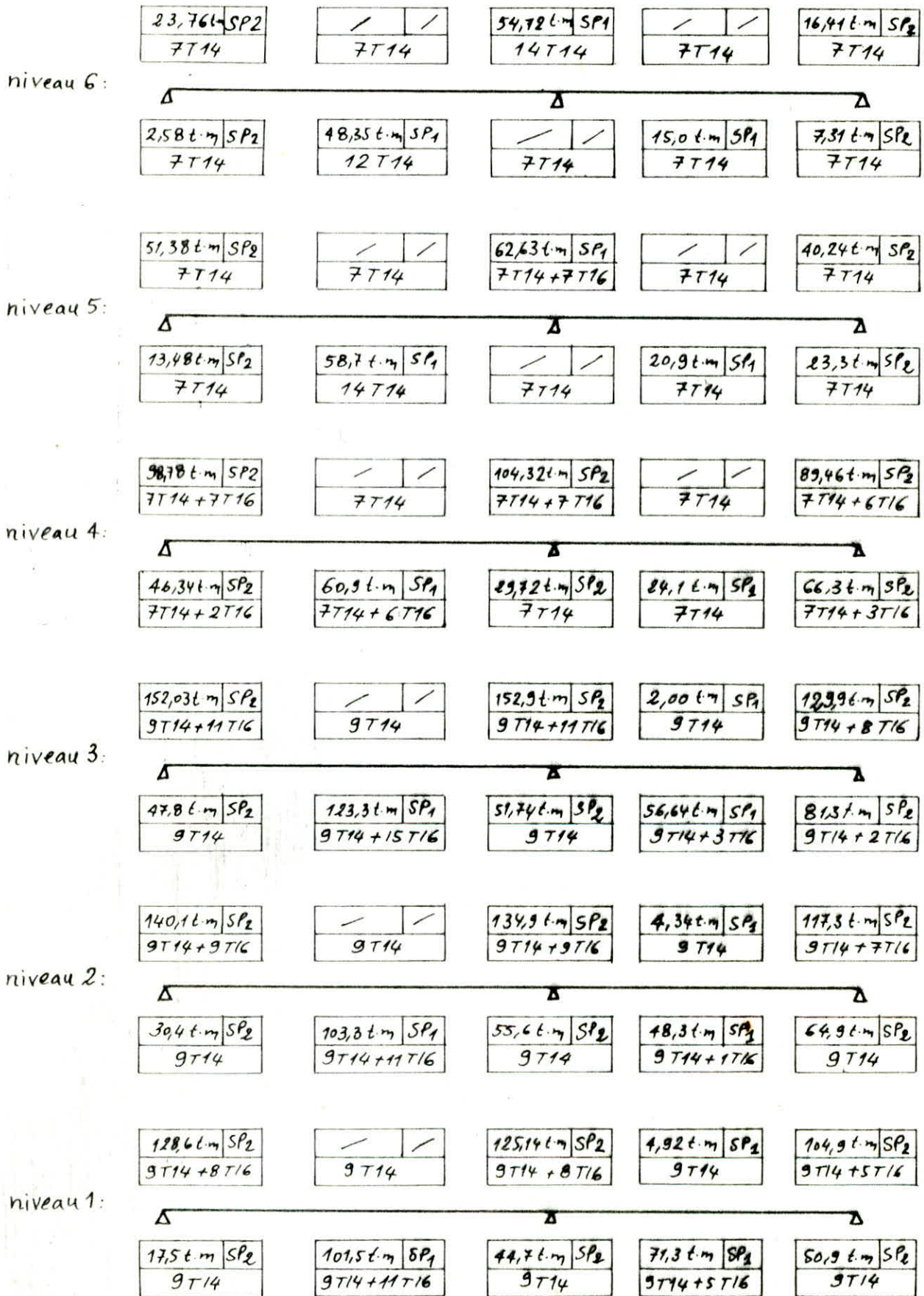
.  $A_t^{min} = 0,003 S b$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale: } A_{tmin} = 0,003 \cdot 15 \cdot 60 = 2,7 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante: } A_{tmin} = 0,003 \cdot 30 \cdot 60 = 5,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

.  $\sigma'_b = \frac{M}{I} x$  ; I et x  $\rightarrow$  voir tableau des contraintes.

## POUTRES - PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE

Avec le même principe de calcul adopté pour le portique déjà étudié, on trouve:



.Verifications diverses:

① Contraintes:

Niveau	Section	Mmax (t.m)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	x (cm)	I.10 <sup>6</sup> (cm <sup>4</sup> )	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
6,5,4	7T14	51,38	112,3	10,77	22,01	1,522	74,33	243	4121	4200
	12T14	48,35	111	18,48	27,74	2,348	57,10	162	2571,2	2800
	14T14	58,56	111	21,56	29,62	2,661	65,2	162	2685,9	2800
	7T14+7T16	104,32	110	24,84	31,27	2,921	111,7	243	4117	4200
	7T14+2T16	46,34	111	14,80	25,19	1,954	59,74	243	3051,7	4200
	7T14+6T16	60,92	110	22,83	30,18	2,732	67,32	162	2670	2800
	7T14+3T16	66,27	111	16,80	26,62	2,171	81,24	243	3862	4200
3,2,1	9T14	64,85	122,3	13,85	25,81	1,266	73,86	243	4129	4200
	9T14+11T16	103,25	121	35,96	38,51	4,813	82,62	162	2655	2800
	9T14+15T16	123,30	120	44,00	41,54	5,496	93,2	162	2640	2800
	9T14+3T16	56,64	121	19,88	30,06	3,009	56,6	162	2567,3	2800
	9T14+8T16	129,94	120	29,93	35,55	4,100	112,6	243	4014,3	4200
	9T14+2T16	81,28	121	17,87	28,71	2,756	84,7	243	4082	4200
	9T14+9T16	140,09	121	31,95	36,70	4,394	117,0	243	4031,2	4200
	9T14+1T16	48,34	122	15,86	27,39	2,540	52,1	162	2700,4	2800
	9T14+7T16	117,28	121	27,92	34,71	3,955	102,9	243	3838,6	4200
	9T14+5T16	71,18	121	23,90	32,52	3,494	66,33	162	2707,3	2800

② Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 10,77 \text{ cm}^2 \text{ (7T14)} > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 60 \cdot 122 \cdot \frac{7}{4200} = 8,42 \text{ cm}^2$$

③ Fissuration:

$$\tilde{\omega}_{fmin} = \frac{1}{26} \left( \frac{A}{d} \right)_{min} = \frac{1}{26} \cdot \frac{10,77}{2,7} = 3,99 \cdot \frac{1}{26} = 0,0332 > \tilde{\omega}_{f0} = 0,0304$$

④ Flèche:

niv 6,5,4

- $h_t = 115 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{1090}{16} = 68,13 \text{ cm}$
- $h_t = 115 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_e^{max}}{M_0} = \frac{1090 \cdot 60,92}{10 \cdot 96,32} = 68,94 \text{ cm}$
- $A_{max} = 24,84 \text{ cm}^2 < \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 60 \cdot 110}{4200} = 67,57 \text{ cm}^2$

⇒ inutile de verifier la flèche.

niv 3,2,1

- $h_t = 125 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{10,6 \cdot 100}{16} = 66,25 \text{ cm}$
- $h_t = 125 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_e^{max}}{M_0} = \frac{10,6 \cdot 100 \cdot 123,30}{10 \cdot 172,56} = 75,74 \text{ cm}$
- $A_{max} = 44 \text{ cm}^2 < \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 60 \cdot 120}{4200} = 73,71 \text{ cm}^2$

⇒ inutile de verifier la flèche.

⑤ Conditions aux appuis :

. Béton :

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b} = C_0$$

$$c = a - (d+r)$$

$$r = r_{max} = 10\phi = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 60 \text{ cm}, d = 20 \text{ cm}, a = a_{min}$$

Niv	Tmax (t)	a <sub>min</sub> (cm)	$\frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	C <sub>0</sub> (cm)	C (cm)
6,5	26,87 (SP1)	60	81	11,06	20
4,3	56,76 (SP1)	90	81	23,35	50
2,1	51,4 (SP1)	120	81	21,15	80

niv 6,5,4 → h<sub>t</sub> = 115 cm, h = 110 cm

$$z = \frac{7}{8} h = 96,25 \text{ cm}$$

niv 3,2,1 → h<sub>t</sub> = 125 cm, h = 120 cm

$$z = \frac{7}{8} h = 105 \text{ cm}$$

. acier : A adoptée  $\geq A = \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_a}$

Niv	Appui	T (t)	M (t.m)	A	A adoptée
6	7	18,88	-0,58	4,35	10,77
	14	17,22	-20,61	-1,00	10,77
	21	9,64	5,95	3,77	10,77
5	6	30,79	7,16	9,10	10,77
	13	19,79	-22,15	-0,80	10,77
	20	9,75	20,19	7,39	10,77
4	5	10,31	46,34	13,92	14,80
	12	2,04	29,72	7,84	10,77
	19	-3,17	66,27	15,64	16,80
3	4	15,21	47,81	13,60	13,85
	11	0,72	51,74	11,90	13,85
	18	-3,27	81,28	17,65	17,87
2	3	12,62	30,37	9,90	13,85
	10	-2,19	55,60	12,09	13,85
	17	-3,56	64,85	13,85	13,85
1	2	14,22	17,53	7,36	13,85
	9	0,27	44,73	10,21	13,85
	16	-0,77	50,89	11,35	13,85

⑥ Condition de non entrainement des barres :

$$\bar{\sigma}_{dmax} = \frac{T_{max}}{\sigma_p z} \rightarrow \begin{cases} \text{niv 6,5,4} \rightarrow \bar{\sigma}_d^{max} = \frac{30,97 \cdot 1000}{7(11,4) \cdot 98,26} = 10,23 < \bar{\sigma}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 21 \\ \text{niv 3,2,1} \rightarrow \bar{\sigma}_d^{max} = \frac{56,76 \cdot 1000}{9(11,6) \cdot 107,01} = 11,72 < 21 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

. Armatures transversales :

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

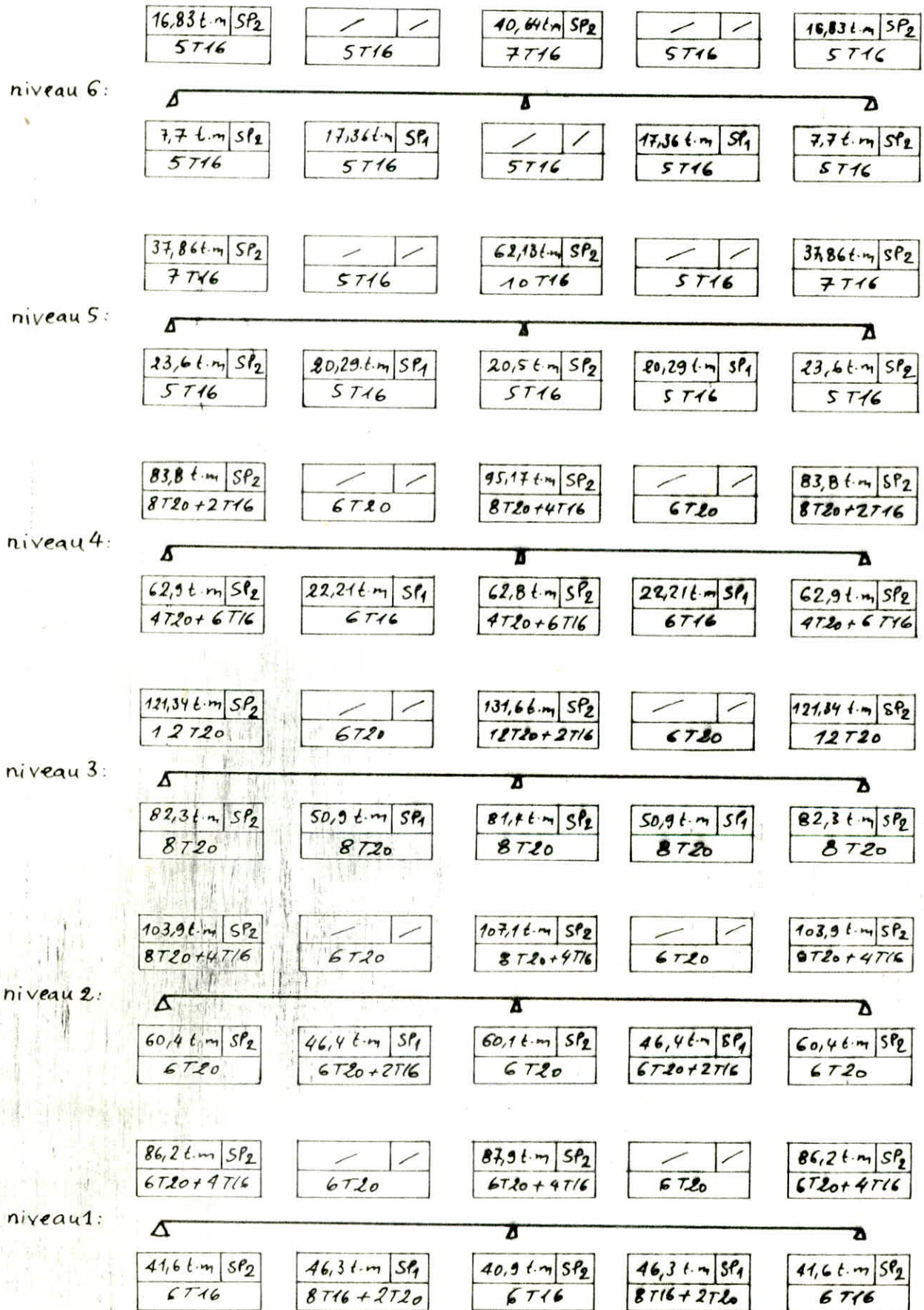
Niveaux	Tmax (t)	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b^{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	S adoptée (cm)	
							zone nodale	z courante
6	28,72	60,9	4,93	24,5	5,02	47,1	15	40
5	34,22	67,1	5,93	24,5	5,02	40,1	15	40
4	33,73	57,2	5,84	24,5	5,02	40,6	15	40
3	57,16	70,8	9,00	24,5	7,03	36,2	15	35
2	48,67	65,5	7,66	24,5	7,03	42,5	15	35
1	48,15	87,9	7,64	23,9	7,03	42,9	15	35

niveaux 6,5,4 : (2 cadres + 3 étriers) T8 → A<sub>t</sub> = 5,02 cm<sup>2</sup>  $\left\{ \begin{array}{l} \text{z nodale : } \bar{S} = 16,8 \text{ cm} \\ \text{z courante : } \bar{S} = 54 \text{ cm} \end{array} \right.$

niveaux 3,2,1 : (2 cadres + 5 étriers) T8 → A<sub>t</sub> = 7,03 cm<sup>2</sup>  $\left\{ \begin{array}{l} \text{z nodale : } \bar{S} = 16,8 \text{ cm} \\ \text{z courante : } \bar{S} = 58,5 \text{ cm} \end{array} \right.$

A<sub>tmin</sub> = 0,003 · S · b  $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale : } A_{tmin} = 0,003 \cdot 15 \cdot 60 = 2,7 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante : } A_{tmin} = 0,003 \cdot 40 \cdot 60 = 7,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

POUTRES - PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL



• Verifications diverses :

① Contraintes :

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (t.m)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	x (cm)	I . 10 <sup>6</sup> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
6,5,4	5T16	20,29	87,2	10,05	22,14	0,783	57,4	162	2529	2800
	6T16	22,21	87,2	12,06	23,92	0,910	58,6	162	2324,1	2800
	7T16	37,86	86,7	14,07	25,43	1,012	95,1	243	3438	4200
	10T16	62,13	86,6	20,10	29,36	1,324	137,8	243	4026,4	4200
	8T20+2T16	83,80	85,7	29,15	33,73	1,695	166,7	243	3857,6	4200
	4T20+6T16	62,87	86,2	24,62	31,71	1,522	134,0	243	3376,3	4200
	8T20+4T16	95,17	85,3	33,17	35,28	1,830	183,4	243	3901,6	4200
3,2,1	12T20	121,34	96,0	37,69	39,84	2,626	184,1	243	3892	4200
	8T20	82,26	96,5	25,13	34,25	1,996	141,1	243	3847,3	4200
	6T20	60,39	97,0	18,84	30,62	1,628	113,6	243	3693	4200
	12T20+2T16	131,6	96,3	41,71	41,43	2,832	192,5	243	3824	4200
	8T20+4T16	107,08	96,6	33,17	38,14	2,440	167,4	243	3848,2	4200
	6T20+2T16	46,43	97,3	22,86	33,16	1,897	81,17	162	2355	2800
	6T20+4T16	87,93	97,0	26,88	35,28	2,122	146,2	243	3836,7	4200
	6T16	41,60	97,2	12,06	25,47	1,151	92,05	243	3888,4	4200
	8T16+2T20	46,25	96,4	22,36	32,69	1,827	82,74	162	2419	2800

② Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 10,05 \text{ cm}^2 \text{ (5T16)} > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bn}} = 0,69 \cdot 40(100-2,8) \frac{7}{4200} = 4,47 \text{ cm}^2$$

③ Fissuration :

$$\tilde{\omega}_{fmin} = \frac{1}{2b} \left( \frac{A}{d} \right)_{min} = \frac{1}{2 \cdot 40} \cdot \frac{10,05}{3,4} = 0,0369 > \tilde{\omega}_{f0} = 0,0304 \text{ Verifiée}$$

④ Flèche :

niv 6,5,4	a) $h_t = 90 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{950}{16} = 59,4 \text{ cm}$ b) $h_t = 90 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t^{max}}{M_0} = \frac{950}{10} \cdot \frac{22,206}{\frac{(2,408 + 1,2 \cdot 0,295) \cdot 9,5^2}{8}} = 67,7 \text{ cm}$ c) $A_{max} = 12,06 \text{ cm}^2 < \frac{43 b h}{\bar{\sigma}_{bn}} = \frac{43 \cdot 40 \cdot 86}{4200} = 35,22 \text{ cm}^2$
niv 3,2,1	a) $h_t = 100 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{920}{16} = 57,5 \text{ cm}$ b) $h_t = 100 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t^{max}}{M_0} = \frac{920}{10} \cdot \frac{50,905 \cdot 8}{(2,738 + 1,2 \cdot 2,95) \cdot 9,2^2} = 70,5 \text{ cm}$ c) $A_{max} = 25,13 \text{ cm}^2 < b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{bn}} = 40 \cdot 86 \cdot \frac{43}{4200} = 35,22 \text{ cm}^2$

Conclusion: inutile de verifier la flèche

NB: les valeurs de M<sub>0</sub> sont calculées à partir des tableaux 'charges Verticales'



⑤ Conditions aux appuis:

. Béton :

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = C_0$$

$$c = a - (d + z)$$

$$z = z_{max} = 10\phi = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, a = a_{min}$$

Niv	T <sub>max</sub> (t)	a <sub>min</sub> (cm)	$\bar{\sigma}'_{b_0}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	C <sub>0</sub> (cm)	C (cm)
6,5	16,18 (SP1)	40	81	9,99	10
4,3	45,9 (SP2)	70	1245	18,88	40
2,1	28,2 (SP1)	100	81	17,43	70

z → voir tableau des contraintes.

. acier :

$$A_{adoptée} \geq A = \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_a}$$

Niv	Appui	T (t)	M (t.m)	A	A <sub>adoptée</sub>
6	7,21	8,05	6,16	3,87	10,05
	14	12,32	-10,65	-0,45	10,05
5	6,20	5,51	20,71	7,88	10,05
	13	9,00	11,96	5,94	10,05
4	5,19	-0,89	57,83	18,15	24,62
	12	0,66	55,08	17,64	24,62
3	4,18	6,45	64,91	22,14	25,13
	11	8,19	59,07	20,70	25,13
2	3,17	10,47	41,06	15,53	18,84
	10	11,03	39,23	15,08	18,84
1	2,16	14,31	21,82	10,33	12,06
	9	14,71	20,08	9,88	12,06

⑥ Condition de non entrainement des barres:

$$\tau_{dmax} = \frac{T_{max}}{n p z} \rightarrow \begin{cases} \text{niv 6,5,4} \rightarrow \bar{\tau}_d^{max} = \frac{14,342 \cdot 10^3}{5(\pi \cdot 1,6) 74,6} = 7,65 < \bar{\tau}_d = 3\bar{\sigma}'_b = 21 \\ \text{niv 3,2,1} \rightarrow \bar{\tau}_d^{max} = \frac{27,914 \cdot 1000}{6(\pi \cdot 1,6) 84} = 11,02 < 21 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

. Armatures transversales:

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

Niveaux	T <sub>max</sub> (t)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_b^{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_{cb}$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	S <sub>adoptée</sub> (cm)	
							z nodale	z courante
6	15,30	65,85	5,04	24,5	4,02	55,9	15	30
5	16,18	57,6	5,34	24,5	4,02	52,7	15	30
4	16,00	40,5	5,35	24,5	4,02	52,6	15	30
3	29,83	58,53	8,85	24,5	4,02	31,8	15	30
2	28,24	58,52	8,35	24,5	4,02	33,7	15	30
1	28,16	62,25	8,29	24,5	4,02	33,9	15	30

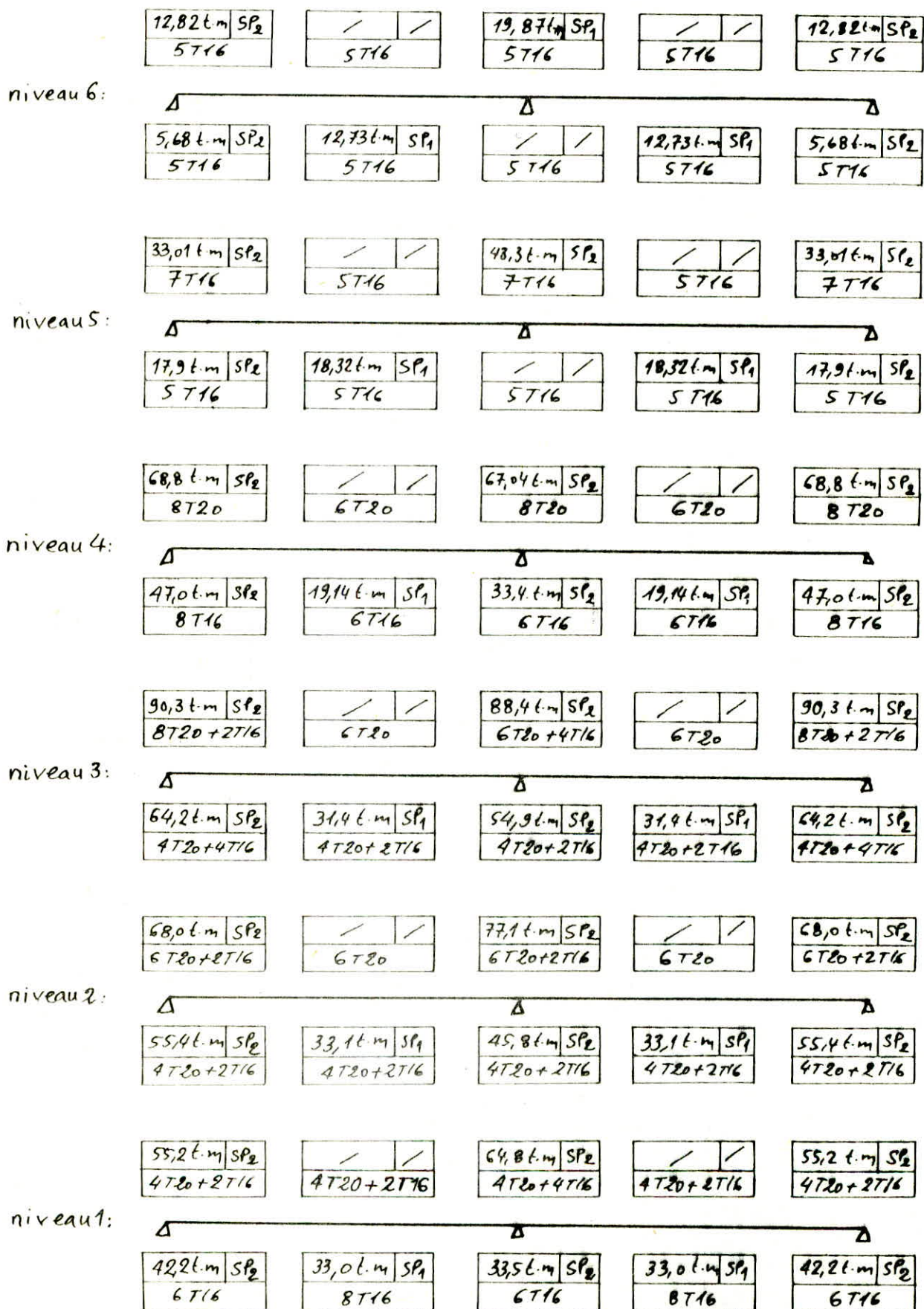
niveaux 6,5,4 : z nodale  $\bar{S} = 19,2 \text{ cm}$  ; niveaux 3,2,1 : z nodale  $\bar{S} = 19,2 \text{ cm}$   
 (l' = 180 cm) z courante  $\bar{S} = 45 \text{ cm}$  (l' = 200 cm) z courante  $\bar{S} = 50 \text{ cm}$

niveaux 6,5 : (1 cadres + 3 étriers) TB → A<sub>t</sub> = 4,02 cm<sup>2</sup>

niveaux 4,3,2,1 : (2 cadres + 2 étriers) TB → A<sub>t</sub> = 4,02 cm<sup>2</sup>

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S \cdot b \rightarrow \begin{cases} \text{z nodale} \rightarrow A_t^{min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ \text{z courante} \rightarrow A_t^{min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 40 = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## POUTRES - PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE



• Verifications diverses:

① Contraintes:

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (t.m)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	x (cm)	I · 10 <sup>-6</sup> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
6,5,4	5T16	19,87	87,2	10,05	22,14	0,783	56,2	162	2477	2800
	6T16	19,14	87,2	12,06	23,92	0,907	50,5	162	2003	2800
	7T16	43,31	86,7	14,07	25,43	1,013	108,8	243	3933	4200
	8T16	46,98	86,6	16,08	26,84	1,119	112,7	243	3762	4200
	8T20	68,81	86,5	25,13	32,04	1,556	141,63	243	3671	4200
3,2,1	8T20+2T16	90,28	96,3	29,15	36,24	2,212	147,9	243	3677	4200
	4T20+4T16	64,80	96,6	20,60	31,64	1,726	118,9	243	3656	4200
	4T20+2T16	55,37	97,1	16,58	29,07	1,477	109,0	243	3823	4200
	6T20+4T16	88,40	97,0	26,88	35,28	2,122	146,9	243	3857	4200
	6T20+2T16	77,08	97,3	22,86	33,16	1,897	134,8	243	3910	4200
	6T16	42,18	97,2	12,06	25,47	1,151	93,84	243	3943	4200
	8T16	33,04	97,7	16,08	28,82	1,463	65,1	162	2332	2800

② Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 10,05 \text{ cm}^2 \text{ (5T16)} > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \cdot 40 \cdot (100 - 2,8) \cdot \frac{7}{4200} = 4,47 \text{ cm}^2$$

③ Fissuration:

$$\tilde{\omega}_f \min = \frac{1}{2b} \left( \frac{A}{d} \right) \min = \frac{1}{2 \cdot 40} \cdot \frac{10,05}{2,8} = 0,0369 > \tilde{\omega}_f_0 = 0,0304$$

④ Flèche:

niv 6,5,4		niv 3,2,1	
a) h <sub>t</sub> = 90cm > $\frac{l_{max}}{16} = \frac{960}{16} = 60 \text{ cm}$	a) h <sub>t</sub> = 100 > $\frac{l_{max}}{16} = \frac{930}{16} = 58,13 \text{ cm}$		
b) h <sub>t</sub> = 90cm > $\frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t \max}{M_0} = \frac{960 \cdot 19,4}{10 \cdot 23,7} = 77,7 \text{ cm}$	b) h <sub>t</sub> = 100cm > $\frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t \max}{M_0} = \frac{930 \cdot 33,06}{10 \cdot 42,5} = 72,3 \text{ cm}$		
c) A <sub>max</sub> = 12,06 cm <sup>2</sup> < b · h · $\frac{43}{80} = 40 \cdot 86 \cdot \frac{43}{4200} = 35,2 \text{ cm}^2$	c) A <sub>max</sub> = 16,58 cm <sup>2</sup> < 40 · 86 · $\frac{43}{4200} = 35,22 \text{ cm}^2$		

conclusion: inutile de justifier la flèche.

⑤ Conditions aux appuis:

$$C \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = C_0$$

$$C = a - (d+1)$$

$$C_{0 \max} \rightarrow T_{\max}$$

$$C_{\min} \rightarrow r = r_{\max} = 10 \text{ } \phi = 20 \text{ cm}$$

$$a = a_{\min}, d = 10 \text{ cm}, b_0 = 40 \text{ cm}$$

Niv	T <sub>max</sub> (t)	a <sub>min</sub> (cm)	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	C <sub>0</sub> (cm)	C (cm)
6,5	19,84 (SP1)	40	81	9,77	10
4,3	30,98 (SP2)	70	121,5	12,75	40
2,1	28,56 (SP2)	100	121,5	11,75	70

• acier:

remarque: (pour tous les portiques)

$$A_{adoptée} \geq A = \frac{T + M/\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_a}$$

les moments et efforts tranchants à considérer sont ceux qui donne le cas le plus défavorable (Effort de traction max); pour chaque poutre on considère deux cas:



1<sup>er</sup> cas: appui de gauche:  $\begin{cases} T_w > 0 \\ M_w > 0 \end{cases}$

2<sup>e</sup> cas: appui de droite:  $\begin{cases} T_e < 0 \\ M_e > 0 \end{cases}$

$T_e$  et  $T_w$  → en valeurs absolues dans la formule.

Niv	appui	M (l.m)	T (t)	A (cm <sup>2</sup> )	Adoptée
6	7,21	4,60	6,60	3,03	10,05
	14	-13,34	9,82	-1,90	10,05
5	6,20	15,60	7,89	6,83	10,05
	13	-7,15	11,33	0,43	10,05
4	5,19	43,21	3,00	14,43	16,08
	12	27,63	4,48	9,84	12,06
3	4,18	53,74	2,47	17,65	20,6
	11	41,55	3,58	14,04	16,58
2	3,17	45,54	3,80	15,36	16,58
	10	33,21	6,18	12,01	16,58
1	2,16	32,12	6,38	11,72	12,06
	9	20,92	8,69	8,71	12,06

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ si } (T, M)_{SP1}; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ si } (T, M)_{SP2}$$

⑥ Condition de non entrainement des barres:  $\bar{\sigma}_d = 3\bar{\sigma}_b = 21 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{niv } 6,5,4 \rightarrow \tau_d^{\max} = \frac{13,644 \cdot 10^3}{5(\pi \cdot 1,6) \cdot 75,7} = 7,2 \text{ kg/cm}^2; \text{ niv } 3,2,1 \rightarrow \tau_d^{\max} = \frac{17,676 \cdot 10^3}{6(\pi \cdot 1,6) \cdot 84,3} = 6,95 \text{ kg/cm}^2$$

• Armatures transversales:

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

Niveau	T <sub>max</sub> (t)	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_b^{\max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_b$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	S <sub>adoptée</sub> (cm)	
							z. nodale	z. courante
6	11,49	56,19	3,76	24,5	4,02	74,77	15	30
5	15,84	64,43	5,22	24,5	4,02	53,9	15	30
4	15,16	41,53	5,00	24,5	4,02	56,2	15	30
3	18,89	42,57	5,56	24,5	4,02	50,6	15	30
2	18,90	41,92	5,55	24,5	4,02	50,7	15	30
1	18,86	44,00	5,58	24,5	4,02	50,4	15	30

niveaux 6,5,4: z. nodale:  $\bar{S} = 19,2 \text{ cm}$ ; z. courante:  $\bar{S} = 45 \text{ cm}$  ; niveaux 3,2,1: z. nodale:  $\bar{S} = 19,2 \text{ cm}$ ; z. courante:  $\bar{S} = 50 \text{ cm}$  ( $l' = 180 \text{ cm}$ ) ( $l' = 200 \text{ cm}$ )

niveaux 6,5: (1 Cadre + 3 étriers) TB → A<sub>t</sub> = 4,02 cm<sup>2</sup>

niveaux 4,3,2,1: (2 Cadres + 2 étriers) TB → A<sub>t</sub> = 4,02 cm<sup>2</sup>

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b \begin{cases} \rightarrow \text{zone nodale} \rightarrow A_t^{\min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow \text{zone courante} \rightarrow A_t^{\min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 40 = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## - FERRAILLAGE DES POTEAUX -

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants, et des moments flechissants dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.

On fera le calcul sous "SP1" et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre "SP2" et on adoptera la section d'acier la plus grande.

Méthode de calcul:

① Armatures longitudinales:

1. Cas de flexion composée: "F.C"

on fait le calcul sous les efforts suivants:

$(M_{max}, N_{corr})$  et  $(N_{max}, M_{corr})$  → calcul du béton comprimé et éventuellement les aciers comprimés.

$(N_{min}, M_{corr})$  → calcul des armatures tendues

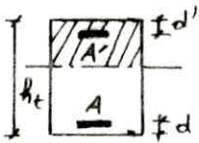
• Contrainte admissible de compression dans le béton:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= 2\bar{\sigma}_b \rightarrow \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \\ \bar{\sigma}_b' &= \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)\bar{\sigma}_b \rightarrow \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} \end{aligned} \right\} \text{ avec } e_0 = \frac{M}{N} ; e_1 = \frac{h_t}{6}$$

1.a) Section partiellement comprimée:  $(e_0 > e_1)$  → "S.P.C"

Le calcul de la section d'acier par la méthode du moment fictif a donné par la plus part des cas une section d'acier négative, ce qui nous a ramené à choisir un pourcentage d'acier et de procéder ensuite à une vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

pour cela, on a utilisé le tableau 4-46 du "aide-mémoire béton armé - VICTOR DAVIDOVICI)



$$\frac{d}{h_t} = \frac{d'}{h_t} = 0,05$$

on calcule:  $K_e = \frac{N}{M} h_t$ ;  $\tilde{\omega} = \frac{100A}{b h_t} = \frac{100A'}{b h_t}$

$A = A' \rightarrow$  Ferrailage symétrique

du tableau on tire:  $\left\{ \begin{aligned} K_b &\rightarrow \sigma_b' = \frac{M}{K_b b h_t^2} \end{aligned} \right.$ ,  $\sigma_a = K \sigma_b'$

on vérifie:  $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$  et  $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$

1.b) Section entièrement comprimée:  $(e_0 \leq e_1)$  → "S.E.C"

on utilise la méthode de P. CHARON.

## 2. Cas de flexion déviée composée: "F.D.C"

Ce cas de sollicitation est obtenu lorsque la section du poteau est soumise simultanément aux deux moments ( $M_x$  et  $M_y$ ) et à l'effort normal  $N$ . Ces cas (flexion déviée composée) apparaissent clairement dans les tableaux de superposition des soll.

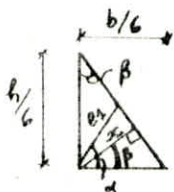
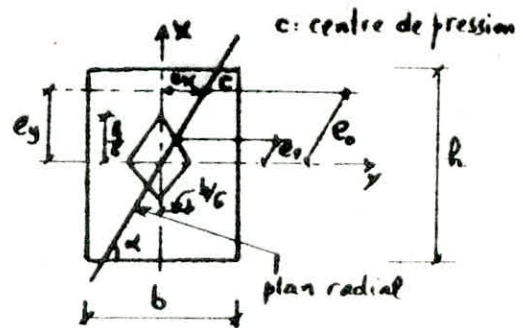
Contrainte admissible de compression dans le béton:

$$\bar{\sigma}_b^1 = 2\bar{\sigma}_{b_0}^1 \text{ si } e_0 \geq 3e_1$$

$$\bar{\sigma}_b^1 = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_{b_0}^1 \text{ si } e_0 < 3e_1$$

$e_0$ : excentricité de la force extérieure par rapport au C.D.G de la section du béton seul: ( $e_0 = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$ )

$e_1$ : rayon vecteur de  $\bar{m}$  signe que  $e_0$ , du noyau central situé dans le  $\bar{m}$  plan radial passant par C.



$$\rightarrow \begin{cases} x = \frac{b}{6} \cos \beta \\ x = e_1 \cos(\alpha - \beta) \end{cases} \Rightarrow e_1 = \frac{b \cos \beta}{6 \cos(\alpha - \beta)} \text{ avec } \begin{cases} \tan \beta = b/h \\ \tan \alpha = e_y/e_x \end{cases}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} ; e_y = \frac{M_x}{N} ; M_x \rightarrow \text{moment}/y \text{ (dans plan } x)$$

### 2-a) Section partiellement comprimée ( $e_0 > e_1$ ): "S.P.C"

pour la résolution de ce problème on a utilisé les abaques établis par M. A. ROUSSOPOULOS [Formulaire du béton armé: tome I] R. CHAMBAUD et P. LABELLE

Domaine d'application:

Ces abaques sont relatifs aux sections rectangulaires, chacune des faces du poteau présente un nombre égal de barres ( $n$ ). les axes des barres situées le long des côtés de longueur  $h$  et  $b$  sont situés respectivement à  $0,06b$  et  $0,06h$  des faces correspondantes.

Mode d'emploi des abaques:

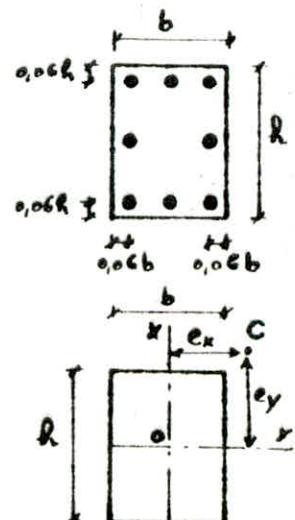
- C: centre de pression de coordonnées  $(e_x, e_y)$  /  $xoy$
- on calcule:  $\xi_x = \frac{e_x}{b}$ ,  $\xi_y = \frac{e_y}{h}$

L'abaque correspondante au nombre  $n$  de barres par face et au pourcentage prévu, donne au point de coordonnées  $(\xi_x, \xi_y)$  les valeurs des paramètres  $\nu$  et  $\chi$ .

les contraintes seront données par:

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{\nu b h}, \quad \sigma_a = 15 \chi \sigma_b^1$$

on vérifie:  $\sigma_b^1 \leq \bar{\sigma}_b^1$  et  $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$



## 2-b/ Section entièrement comprimée: ( $e_0 \leq e_1$ ): "S.E.C"

en choisissant un pourcentage d'acier, on peut déterminer la contrainte maximale de compression dans le béton en utilisant la formule classique de la R.D.M:


$$\sigma'_b = \frac{N}{B'} + \frac{M_x \cdot \frac{h}{2}}{I_x} + \frac{M_y \cdot \frac{b}{2}}{I_y} \quad , \quad \text{on vérifie } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

$B'$ : section homogénéisée

$I_x$ : moment d'inertie de la section  $B'$  par rapport à l'axe x-x.

$I_y$ : " " " " " " " " " " " " " " x-x.

### \* Prescriptions "RPA 81":

- les armatures long. des poteaux doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochets.
- le pourcentage min d'armatures long sera de  $\begin{cases} 0,8\% \rightarrow \text{zone I} \\ 1\% \rightarrow \text{zone II} \end{cases}$  sans toutefois dépasser en toute section 4%.
- le diamètre min des arm. long  $\rightarrow$  12mm (zone I) et 14mm (zone II)
- longueur de recouvrement:  $l_r \geq \max(l_d + c, 50 \phi_c^{\max})$  
- la distance entre les barres verticales, dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.
- les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur des zones des nœuds.

### \* Flambement des poteaux:

$$l_c = \text{longueur de flambement} = \begin{cases} 0,7l_0 \rightarrow \text{pour un pilier appartenant au système de contreventement d'un bâtiment à étages multiples et est à ses extrémités:} \\ \quad \text{soit: encasté ds un massif de fondation} \\ \quad \text{soit: assemblé à des poutres de plancher ayant au moins même raideur que lui et le traversant de part et d'autre.} \\ 0,9l_0 \rightarrow \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

avec  $l_0$  = longueur libre du poteau.

• Pour les poteaux en compression simple, il ne sera pas tenu compte du flambement si  $\lambda < 50$ . Pour la section rectangulaire cette condition peut se mettre sous forme:  $\frac{l_0}{a} < 14,4$  avec:  $a$  = la plus petite dimension du poteau.

- Pour les poteaux soumis à la flexion composée, l'élançement mécanique ( $\lambda$ ) doit être supérieur à 35.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec} \quad i = \text{rayon de giration} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = \frac{l_c}{a} \sqrt{12}$$

$$l_c \xrightarrow{\text{max}} l_0$$

$$I = \text{moment d'inertie du poteau} = \frac{b a^3}{12} \quad (a < b)$$

$$B = \text{section du poteau} = a b$$

- si  $\lambda > 35 \Rightarrow$  il faut tenir compte du flambement en excentrant l'effort normal d'une excentricité complémentaire:

$$f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e$$

$e =$  excentricité de la charge / c de G de la section du béton seul.

- application:

nous avons: poteau  $\left. \begin{array}{l} a=70 \\ b=90 \end{array} \right\} , l_0 = 6,7 \text{ m} = 670 \text{ cm} \rightarrow l_c = 0,9 l_0 = 603 \text{ cm}$   
( $I_{\text{poutre}} < I_{\text{poteau}}$ )

$$\lambda = \frac{l_c}{a} \sqrt{12} = \frac{603}{70} \cdot \sqrt{12} = 29,84 < 35$$

conclusion: on ne tient pas compte du flambement

## II Armatures transversales:

- NFABT (notations  $\rightarrow$  fig(A)) : - les arm. transv. sont calculées avec la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{b_1 \sigma_{t_n}} \quad \text{avec} \quad T = \begin{cases} 2 T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

$t$ : espacement entre les cours successifs d'arm. transv.

$$\begin{cases} t < 12 \phi_t^{\min} & \rightarrow \text{en zone courante} \\ t < \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) & \rightarrow \text{en zone nodale} \end{cases}$$

- quantité d'armatures transversales minimale:

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0,004 \cdot t \cdot b_1 & \text{en zone II} \\ A_t^{\min} = 0,003 \cdot t \cdot b_1 & \text{en zone I} \end{cases}$$

- "CCBA 68" : -  $t \leq \min(t_1, t_2) \rightarrow$  zone courante

$$\begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{t_{\max}}) \left( 2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'} \right) \phi_t^{\min} \end{cases}$$

$\sigma_b'$ : contrainte moyenne du béton sous sollicitations du premier genre.

- zone de recouvrement  $\begin{cases} \nu \geq 3 \\ \nu \geq 0,14 \cdot \frac{\phi_t^2 \cdot \sigma_{t_e}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{t_n}} \end{cases}$   
( $\nu =$  nbre de cours)



Poteau (2-2) - "F.C" - SP1

{ moments : t.m  
N : t

Niv	Section	M <sub>x</sub>	N	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soll	σ <sub>b</sub> '	d=d' (cm)	S.E.C		S.P.C					A=A' (cm <sup>2</sup> )
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	24,78	134,1	18,49	13,33	P.C	118,5	4,8	/	0,25	4,33	0,11	1,33	58,7	78,11	12
	b	15,27	137,71	4,09	13,33	E.C	103,5	4,8	-0,901	/	/	/	/	/	/	0
5	T	16,59	278,54	5,96	13,33	E.C	93,2	4,8	-0,25	/	/	/	/	/	/	0
	b	8,16	282,32	2,89	13,33	E.C	86,9	4,8	-0,46	/	/	/	/	/	/	0
4	T	14,3	424,4	3,37	18,33	E.C	86,1	6,6	-1,00	/	/	/	/	/	/	0
	b	18,52	449,98	4,20	18,33	E.C	87,2	6,6	-0,88	/	/	/	/	/	/	0
3	T	45,1	702,13	6,42	18,33	E.C	90,8	6,6	0,07	/	/	/	/	/	/	6,93
	b	78,25	709,31	2,57	18,33	E.C	84,8	6,6	-0,10	/	/	/	/	/	/	0
2	T	56,58	960,8	5,89	23,33	E.C	88,1	8,4	-0,52	/	/	/	/	/	/	0
	b	43,69	971,7	4,50	23,33	E.C	86,2	8,4	-0,52	/	/	/	/	/	/	0
1	T	33,67	1223	2,75	23,33	E.C	84,3	8,4	-0,19	/	/	/	/	/	/	0
	b	16,84	1234,8	1,36	23,33	E.C	82,6	8,4	-0,18	/	/	/	/	/	/	0

Poteau (2-2) - "F.C" - SP2 - (M<sub>x</sub><sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>)

Niv	Section	M <sub>x</sub> <sup>max</sup>	N <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	soll	σ <sub>b</sub> '	d=d' (cm)	S.E.C		S.P.C					A=A' (cm <sup>2</sup> )
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	62,48	180,54	47,86	13,33	P.C	243	4,8	/	0,25	1,67	0,11	2,06	147,9	2967	12
	b	42,87	134,2	31,9	13,33	P.C	218,5	4,8	/	0,25	2,50	0,11	10,52	101,5	1068	12
5	T	87,21	267,2	32,64	13,33	P.C	222	4,8	/	0,25	2,42	0,11	14,32	204,5	2337	12
	b	63,26	271,0	23,34	13,33	P.C	192,4	4,8	/	0,25	3,83	0,12	4,43	137,3	608	12
4	T	174,67	397,9	43,9	18,33	P.C	220,4	6,6	/	0,25	2,46	0,11	10,92	145,8	1592,5	24,75
	b	183,13	414,4	44,19	18,33	P.C	219,1	6,6	/	0,25	2,49	0,11	10,52	152,9	1608,5	24,75
3	T	146,11	639,3	22,86	18,33	P.C	174,0	6,6	/	0,25	4,63	0,11	0,53	122	65,1	24,75
	b	148,6	646,5	22,99	18,33	P.C	172,3	6,6	/	0,25	4,79	0,11	0,13	124,1	164	24,75
2	T	139,7	863,8	16,10	23,33	E.C	159,5	8,4	-0,83	/	/	/	/	/	/	0
	b	192,4	874,76	22,00	23,33	E.C	159,7	8,4	-0,69	/	/	/	/	/	/	0
1	T	52,26	1093,9	4,78	23,33	E.C	130,1	8,4	-0,97	/	/	/	/	/	/	0
	b	261,98	1107,8	23,25	23,33	E.C	162,6	8,4	-1,17	/	/	/	/	/	/	0

Poteau (2-2) - "F.C" - SP2 - (N<sup>max</sup>, M<sub>x</sub><sup>corr</sup>)

Niv	Section	M <sub>x</sub> <sup>corr</sup>	N <sup>max</sup>	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	soll	σ <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	d=d' (cm)	S.E.C		S.P.C					A=A' (cm <sup>2</sup> )
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	13,96	132,04	10,57	13,33	E.C	153,6	4,8	-1,15	/	/	/	/	/	/	0
	b	13,35	135,70	9,84	13,33	E.C	151,4	4,8	-1,16	/	/	/	/	/	/	0
5	T	55,15	275,06	20,05	13,33	P.C	183,2	4,8	/	0,25	3,94	0,11	2,41	130,6	314,9	12
	b	47,60	278,8	17,07	13,33	P.C	173,4	4,8	/	0,25	4,68	0,11	0,41	112,7	46,21	12
4	T	147,2	423,8	34,73	18,33	P.C	199,6	6,6	/	0,25	3,11	0,12	6,11	112,6	688,8	24,75
	b	149,4	440,4	33,92	18,33	P.C	196,4	6,6	/	0,25	3,24	0,145	5,42	119,1	645,8	24,75
3	T	63,95	690,2	9,27	18,33	E.C	142,7	6,6	-0,60	/	/	/	/	/	/	0
	b	115,4	693,34	16,55	18,33	E.C	158,1	6,6	-0,30	/	/	/	/	/	/	0
2	T	36,27	937	3,87	23,33	E.C	128,4	8,4	-1,15	/	/	/	/	/	/	0
	b	113,02	947,9	11,92	23,33	E.C	142,2	8,4	-0,82	/	/	/	/	/	/	0
1	T	8,92	1185,5	0,75	23,33	E.C	122,8	8,4	-1,22	/	/	/	/	/	/	0
	b	231,88	1199,4	19,29	23,33	E.C	155,0	8,4	-0,32	/	/	/	/	/	/	0

Poteau (2-2) - "F.C" - SP2 - (N<sup>min</sup>; M<sub>x</sub><sup>corr</sup>)

Niv	section	M <sub>x</sub> <sup>corr</sup>	N <sup>min</sup>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	sollic	σ <sub>b</sub> '	d=d'	S.EC		S. P. C					A=A'
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	k	σ <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	49,16	93,35	52,46	13,33	P.C	243	4,8	/	0,25	1,52	0,11	22,22	116,4	2586	12
	b	33,18	96,28	34,46	13,33	P.C	226,2	4,8	/	0,25	2,32	0,11	12,27	78,55	963,8	12
5	T	69,91	184,05	37,98	13,33	P.C	238,8	4,8	/	0,25	2,07	0,11	14,94	165,5	2473	12
	b	51,15	187,07	27,34	13,33	P.C	204,6	4,8	/	0,25	2,93	0,11	7,22	121,1	874	12
4	T	142,8	263,65	54,17	18,33	P.C	243	6,6	/	0,25	1,98	0,11	15,94	149,2	1902	24,75
	b	145,4	276,91	52,52	18,33	P.C	237,5	6,6	/	0,25	2,09	0,11	14,7	121,4	1785	24,75
3	T	104,3	340,94	28,90	18,33	P.C	188,9	6,6	/	0,25	3,60	0,11	3,67	87,1	319,5	24,75
	b	116,6	366,7	31,80	18,33	P.C	191,8	6,6	/	0,25	3,46	0,12	4,26	89,2	380	24,75
2	T	93,5	448,5	20,86	23,33	E.C	159,8	8,4	-1,15	/	/	/	/	/	/	0
	b	143,1	457,01	31,70	23,33	P.C	175,8	8,4	/	0,25	4,47	0,11	0,95	55,3	52,6	42
1	T	30,22	540,5	5,59	23,33	E.C	131,8	8,4	-1,30	/	/	/	/	/	/	0
	b	241,65	551,6	38,37	23,33	P.C	188,1	8,4	/	0,25	3,65	0,11	3,49	81,8	285,5	42

Poteau (2-2) - "F.D.C" - SP2 - (1<sup>er</sup> cas)

Niv	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub> $\frac{e_o}{1+e_o/e_1}$	e <sub>1</sub>	σ <sub>b</sub> '	E <sub>x</sub> $\frac{E_x}{E_b}$	E <sub>y</sub> $\frac{E_y}{E_b}$	ω%	ν	χ	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>a</sub>	A (sect. totale)
6	T	2426	33,99	131,29	18,48	27,41	33,06	8,01	243	0,457	0,231	1	0,182	0,875	150,3	1972,5	48
	b	15,36	20,24	134,95	11,38	15,00	18,83	8,00	217	0,250	0,142	1	0,330	0,1429	85,2	547,5	48
5	T	16,03	68,66	271,14	5,91	25,32	26,00	8,74	243	0,1428	0,075	1	0,254	0,750	222,4	250,9	48
	b	7,83	48,53	274,9	2,85	17,65	17,88	9,04	201,6	0,294	0,036	1	0,375	0,375	152,7	859,1	48
4	T	13,74	131,77	410,8	3,34	32,07	32,25	13,9	217,2	0,363	0,031	1	0,317	0,559	42,0	352,7	99
	b	16,87	144,26	427,4	3,95	33,75	33,98	13,8	221,3	0,375	0,036	1	0,300	0,588	48,6	428,6	99
3	T	41,08	84,51	664,7	6,18	12,71	14,14	11,93	171,3	0,147	0,058	1	0,537	0,000	124,9	0	99
	b	16,58	134,4	671,9	2,47	20,00	20,15	13,73	181	0,222	0,022	1	0,480	0,125	141,4	265,1	99
2	T	51,41	41,21	900,4	5,71	4,58	7,32	15,45	141,4	0,04	0,042	1	/	/	79	/	168
	b	39,70	176,7	911,3	4,36	19,39	19,87	17,19	168,3	0,162	0,031	1	0,538	0,000	109,8	0,00	168
1	T	30,59	47,05	1139,7	2,68	4,13	4,92	15,32	135	0,036	0,020	1	/	/	89,6	/	168
	b	15,3	299,9	1153,6	1,32	26,0	26,03	19,19	176,5	0,217	0,009	1	0,500	0,083	137,3	171,7	168

Poteau (2-2) - "F.D.C" - SP2 - (2<sup>e</sup> cas)

Niv	sect	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	σ <sub>b</sub> '	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	ω%	ν	χ	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>a</sub>	A <sub>tot</sub>
6	T	17,31	29,99	93,98	18,42	21,91	36,84	8,06	243	0,532	0,280	1	0,159	1,00	123,1	1847,1	48
	b	10,23	16,87	96,91	10,56	17,41	20,36	8,04	224,1	0,290	0,132	1	0,300	0,50	67,3	505	48
5	T	10,59	57,22	187,3	5,65	30,55	31,07	8,93	243	0,517	0,072	1	0,215	0,932	181,5	2538	48
	b	4,96	40,44	190,3	2,61	21,24	21,41	9,22	215,5	0,354	0,033	1	0,323	0,544	122,8	100,2	48
4	T	8,70	109,8	274,5	31,17	40,01	40,13	14,13	239,1	0,454	0,029	1	0,262	0,792	105,8	1257	99
	b	6,89	120,2	287,7	2,39	41,78	41,85	14,35	239,6	0,464	0,022	1	0,262	0,807	111	134,3	99
3	T	16,78	70,42	382,1	4,39	18,43	18,94	12,9	184,1	0,215	0,042	1	0,478	0,125	80,7	157,4	99
	b	6,59	112	387,9	1,70	28,87	28,92	14,33	203,2	0,321	0,015	1	0,369	0,417	106,2	664,1	99
2	T	20,44	34,34	478,7	4,27	7,17	8,35	15,41	144,6	0,063	0,032	1	/	/	43,9	/	168
	b	15,78	147,2	487,5	3,24	30,20	30,37	18,42	188,3	0,252	0,023	1	0,450	0,200	64,5	193,4	168
1	T	12,16	39,21	578,7	2,10	6,78	7,09	16,54	189,9	0,060	0,016	1	/	/	49,2	/	168
	b	6,08	249,97	589,8	1,03	42,38	42,40	19,60	209,1	0,353	0,007	1	0,354	0,500	99,1	743,8	168

Poteau(1-2) - "F.C" - SP1

Niv	Section	M <sub>x</sub>	N	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	Sollic	σ' <sub>b</sub>	d=d' (cm)	S.E.C		S.P.C					A=A' (cm <sup>2</sup> )
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ' <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	24,87	63,26	39,31	10	P.C	162	3,6	-	0,36	1,53	0,12	19,79	142,4	2600	8,64
	b	19,72	65,09	30,30	10	P.C	162	3,6	-	0,25	1,98	0,11	16,01	124,5	1994	6
5	T	21,38	142,7	14,98	10	P.C	122	3,6	-	0,50	4,00	0,13	1,25	114,2	143	1,2
	b	11,79	144,6	8,15	10	E.C	103	3,6	0,131	-	-	-	-	-	-	3,15
4	T	33,28	213,7	15,57	15	P.C	109,5	5,4	-	0,25	5,78	0,11	0,13	53,4	700	15,75
	b	31,91	224,3	14,23	15	E.C	106,6	5,4	-0,657	-	-	-	-	-	-	0
3	T	77,59	337,6	22,99	15	P.C	124,5	5,4	-	0,25	3,92	0,11	2,49	124	310	15,75
	b	26,87	342,13	7,85	15	E.C	95,1	5,4	-0,29	-	-	-	-	-	-	0
2	T	102,7	456,6	22,49	20	P.C	112,7	7,2	-	0,25	5,34	0,11	0,39	64,8	25,3	30
	b	75,56	464,4	16,27	20	E.C	103	7,2	-0,62	-	-	-	-	-	-	0
1	T	58,22	578,2	10,07	20	E.C	95,2	7,2	-0,321	-	-	-	-	-	-	0
	b	29,12	588,1	4,95	20	E.C	87,7	7,2	-0,734	-	-	-	-	-	-	0

Poteau(1-2) - "F.C" - SP2 - (M<sub>x</sub><sup>max</sup>, N<sup>max</sup>)

Niv	Section	M <sub>x</sub> <sup>max</sup>	N <sup>max</sup>	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	Sollic	σ' <sub>b</sub>	d=d'	S.E.C		S.P.C					A=A'
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ' <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	39,69	65,16	60,91	10	P.C	243	3,6	-	0,50	0,99	0,15	21,50	183,7	3951	12
	b	32,57	66,99	48,62	10	P.C	243	3,6	-	0,50	1,23	0,15	18,90	150,8	2850	12
5	T	46,27	150,11	39,82	10	P.C	243	3,6	-	0,50	1,95	0,14	11,58	229,5	2658	12
	b	31,50	152,0	20,72	10	P.C	205,4	3,6	-	0,25	2,90	0,12	7,40	182,3	1349	6
4	T	107,3	235,9	45,48	15	P.C	243	5,4	-	0,25	1,98	0,11	16,01	172,0	2754	15,75
	b	104,1	246,4	42,24	15	P.C	235,5	5,4	-	0,25	2,13	0,11	14,30	166,9	2387	15,75
3	T	116,4	371,1	31,35	15	P.C	209,5	5,4	-	0,25	2,87	0,12	7,60	171,0	1300	15,75
	b	79,91	375,7	21,27	15	P.C	178,9	5,4	-	0,25	4,23	0,11	1,59	128,1	2037	15,75
2	T	134,4	497,4	27,02	20	P.C	178,4	7,2	-	0,25	4,44	0,11	1,04	84,8	88,2	30
	b	142,1	505,2	28,12	20	P.C	178,4	7,2	-	0,25	4,27	0,11	1,48	89,7	132,7	30
1	T	56,9	628,5	9,14	20	E.C	140,8	7,2	-0,939	-	-	-	-	-	-	0
	b	150,66	632,4	23,82	20	P.C	169,7	7,2	-	0,25	5,04	0,11	0,56	95,1	53,3	30

Poteau(1-2) - "F.C" - SP2 - (N<sup>min</sup>, M<sub>x</sub><sup>corr</sup>)

Niv	Section	M <sub>x</sub> <sup>corr</sup>	N <sup>min</sup>	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	Sollic	σ' <sub>b</sub>	d=d'	S.E.C		S.P.C					A=A'
									ω'	ω%	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	σ' <sub>b</sub>	σ <sub>a</sub>	
6	T	4,61	42,47	10,85	10	P.C	165,4	3,6	-	0,25	5,53	0,11	0,28	29,1	8,0	6
	b	1,36	43,93	3,10	10	E.C	134,1	3,6	-1,356	-	-	-	-	-	-	0
5	T	7,67	90,05	8,52	10	E.C	156,6	3,6	-0,991	-	-	-	-	-	-	0
	b	9,88	91,56	10,79	10	P.C	165,2	3,6	-	0,25	5,56	0,11	0,26	62,4	16,1	6
4	T	42,72	122,1	35,00	15	P.C	218,3	5,4	-	0,25	2,57	0,11	9,94	68,5	680,7	15,75
	b	50,58	130,5	38,76	15	P.C	226,2	5,4	-	0,25	2,32	0,11	12,27	81,1	995	15,75
3	T	8,99	156,5	5,75	15	E.C	138,2	5,4	-1,295	-	-	-	-	-	-	0
	b	36,11	160,1	22,55	15	P.C	182,4	5,4	-	0,25	4,00	0,11	2,19	57,9	710,4	15,75
2	T	4,48	190,8	2,35	20	E.C	126,7	7,2	-1,399	-	-	-	-	-	-	0
	b	32,66	197,1	16,57	20	E.C	155,1	7,2	-1,283	-	-	-	-	-	-	0
1	T	18,61	230,1	8,09	20	E.C	139,5	7,2	-1,331	-	-	-	-	-	-	0
	b	92,52	238,04	38,87	20	P.C	200,2	7,2	-	0,25	3,09	0,12	6,22	53,5	3330	30

Poteau (1-2) - "F.D.C" - SP<sub>2</sub> - (1<sup>er</sup> cas)

Niv	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sub>tot</sub>
6	T	24,55	14,92	62,10	39,21	24,03	45,99	6,11	243	0,601	0,654	2	0,136	1,00	190,3	2854	48
	b	19,06	13,84	63,93	29,81	21,65	36,84	5,91	243	0,541	0,497	1	0,117	1,11	228,3	3802	24
5	T	20,67	29,55	139,5	14,81	21,18	25,84	5,55	243	0,530	0,247	3	0,262	0,718	222	2391	72
	b	11,28	26,08	147,4	7,98	18,44	20,09	5,64	243	0,461	0,133	2	0,279	0,663	211,4	2104	48
4	T	31,92	87,51	208,34	15,32	42,00	44,71	9,67	243	0,600	0,170	1	0,159	1,063	208	3313	63
	b	29,08	85,66	218,9	13,29	39,13	41,33	9,75	243	0,559	0,148	1	0,173	1,010	201,2	3048	63
3	T	70,71	70,28	322,4	21,94	21,80	30,93	9,28	243	0,311	0,244	1	0,239	0,655	214	2104	63
	b	24,49	74,10	326,9	7,49	22,67	23,87	9,77	220,4	0,324	0,083	1	0,323	0,500	161	1205	63
2	T	93,58	58,25	431,7	21,68	13,49	25,53	13,49	198,2	0,135	0,181	1	0,287	0,400	127	762	120
	b	68,87	97,17	439,5	15,67	22,11	27,10	12,84	207	0,221	0,131	1	0,369	0,344	99,2	512	120
1	T	53,06	5,68	543,5	9,76	1,05	9,82	17,81	104	0,011	0,081	1	/	/	70,23	/	120
	b	24,54	139,7	553,4	4,80	25,24	25,69	14,64	193	0,252	0,040	1	0,430	0,250	107,2	402,2	120

Poteau (1-2) - "F.D.C" - SP<sub>2</sub> - (2<sup>er</sup> cas)

Niv	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sub>tot</sub>
6	T	17,40	12,44	45,01	38,66	27,64	47,52	5,93	243	0,691	0,644	1	0,088	1,250	213,1	3996	24
	b	12,42	11,54	46,47	27,16	24,83	36,8	5,71	243	0,621	0,453	1	0,113	1,140	171,7	2936	24
5	T	13,68	24,63	98,87	13,84	24,91	28,5	5,57	243	0,623	0,231	2	0,191	0,865	215,2	2793	48
	b	6,97	21,74	100,4	6,94	21,66	22,74	5,77	243	0,542	0,116	1	0,187	1,000	223,7	3356	24
4	T	20,08	72,93	145	13,85	50,30	52,17	9,97	243	0,719	0,154	1	0,140	1,200	164,1	2954	63
	b	11,94	71,38	153,4	7,78	46,52	47,17	10,5	243	0,665	0,086	1	0,161	1,150	151,4	2612	63
3	T	29,04	58,57	197,06	14,74	29,72	33,17	9,40	243	0,425	0,164	1	0,212	0,790	147,2	1744	63
	b	10,07	61,75	200,72	5,02	30,76	31,17	10,5	241,8	0,439	0,056	1	0,253	0,788	125,7	1487	63
2	T	38,48	48,54	245,6	15,67	19,77	25,22	12,81	201,3	0,198	0,131	1	0,385	0,303	53,2	242	120
	b	28,32	80,98	251,8	11,25	32,16	34,07	13,67	222,4	0,322	0,094	1	0,300	0,525	70,0	551	120
1	T	21,82	4,73	296	7,37	1,60	7,540	16,24	140,3	0,016	0,061	1	/	/	36,1	/	120
	b	10,91	116,4	303,9	3,59	38,3	38,46	15,53	221,8	0,383	0,030	1	0,292	0,609	86,6	792	120

Poteau (1-1) - "F.D.C" - SP<sub>1</sub>

Niv	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sub>tot</sub>
6	T	12,35	4,17	29,17	42,34	14,30	44,69	7,01	162	0,358	0,706	1	0,114	1,20	107,0	1925	24
	b	10,84	4,23	31,00	34,97	13,65	37,54	6,77	162	0,341	0,583	1	0,134	1,067	96,6	1546	24
5	T	11,75	4,63	70,21	16,74	6,59	17,99	6,76	152,9	0,165	0,279	1	0,291	0,524	100,6	794,4	24
	b	8,79	2,75	72,10	12,19	3,81	12,77	7,13	129,4	0,095	0,203	1	0,420	0,25	71,5	268,2	24
4	T	23,36	10,36	116,71	20,02	8,88	21,90	10,45	137,6	0,127	0,222	1	0,357	0,375	57,9	291,8	63
	b	21,34	6,03	127,3	16,77	4,74	17,43	11,43	122,1	0,068	0,186	1	0,470	0,146	43,0	94,0	63
3	T	51,94	13,94	201,7	25,75	6,91	26,66	11,55	143,3	0,099	0,286	1	0,223	0,464	99,1	689,7	63
	b	16,51	2,46	206,3	8,00	1,19	8,09	12,73	98,2	0,017	0,089	1	/	/	53,6	/	63
2	T	63,06	10,69	274,73	23,00	3,90	23,33	16,86	118,4	0,039	0,192	1	0,500	0,083	45,7	57,1	120
	b	45,47	7,53	281,9	16,13	2,67	16,35	16,91	107,1	0,027	0,134	1	/	/	46,2	/	120
1	T	35,03	5,93	349,4	10,03	1,70	10,17	16,86	97,3	0,017	0,084	1	/	/	46,7	/	120
	b	17,52	2,97	359,3	4,88	0,83	4,95	16,86	88,9	0,008	0,041	1	/	/	38,7	/	120

Poteau (1-1) - "F.D.C" - SP2 - (1<sup>er</sup> cas)

Niv	sect.	M <sub>x</sub> <sup>max</sup>	M <sub>y</sub> <sup>corr</sup>	N <sup>corr</sup>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sup>tot</sup>
6	T	26,08	4,11	30,91	84,37	13,30	85,42	8,19	243	0,333	1,406	2	0,095	1,278	135,6	2599	48
	b	28,02	4,15	32,74	67,26	12,67	68,44	7,93	243	0,317	1,121	1	0,084	1,525	162,4	3715	24
5	T	35,22	4,55	76,55	46,01	5,94	46,39	8,44	243	0,449	0,767	2	0,182	1,00	175,4	2631	48
	b	27,36	2,69	78,44	34,88	3,43	35,05	8,76	243	0,086	0,581	1	0,182	1,067	179,8	2876	24
4	T	84,93	10,12	134,42	63,18	7,53	63,63	13,10	243	0,108	0,702	1	0,150	1,200	142,2	2560	63
	b	84,81	5,52	144,97	58,5	3,81	58,63	13,87	243	0,054	0,650	1	0,174	1,157	132,3	2296	63
3	T	83,94	12,76	230,43	36,43	5,54	36,85	12,69	239,1	0,079	0,405	1	0,263	0,694	139,3	1451	63
	b	64,47	2,11	235,0	27,43	0,90	27,45	14,40	198,7	0,013	0,305	1	0,400	0,333	93,3	465,8	63
2	T	88,88	9,15	311,2	28,56	2,94	28,71	17,90	186,5	0,029	0,238	1	0,433	0,250	59,9	224,6	120
	b	99,94	6,44	319,0	31,33	2,02	31,40	18,60	189,9	0,020	0,261	1	0,440	0,250	60,4	226,5	120
1	T	39,40	5,07	392,3	10,04	1,29	10,13	17,47	145,0	0,013	0,084	1	/	/	51,6	/	120
	b	127,4	2,54	402,2	31,68	0,63	31,69	19,54	187,2	0,006	0,264	1	0,460	0,200	72,9	218,6	120

Poteau (1-1) - "F.D.C" - SP2 - (2<sup>er</sup> cas)

Niv	sect.	M <sub>x</sub> <sup>corr</sup>	M <sub>y</sub> <sup>max</sup>	N <sup>corr</sup>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sup>tot</sup>
6	T	12,17	14,56	30,25	40,23	48,13	62,73	5,58	243	1,203	0,671	2	0,087	1,182	145,4	2578	48
	b	10,61	12,03	32,08	33,07	37,50	50,00	5,60	243	0,938	0,551	1	0,077	1,371	173,3	3565	24
5	T	11,50	25,84	74,82	15,37	34,54	37,8	5,63	243	0,864	0,256	2	0,150	1,045	208	3259	48
	b	8,53	19,55	76,71	11,12	25,49	27,81	5,63	243	0,637	0,185	1	0,146	1,144	218	3644	24
4	T	22,68	60,46	130,51	17,38	46,33	49,48	9,65	243	0,662	0,193	1	0,143	1,133	144,5	2457	63
	b	19,95	59,89	141,1	14,14	42,46	42,46	9,77	243	0,607	0,157	1	0,159	1,074	141	2268	63
3	T	48,56	44,79	224,2	21,66	19,98	29,47	9,34	243	0,285	0,241	1	0,248	0,631	144	1359	63
	b	15,31	50,73	228,8	6,69	22,18	23,16	9,87	216,6	0,317	0,073	1	0,323	0,500	112,4	843	63
2	T	58,48	28,68	302,7	19,32	9,47	21,52	14,02	183,6	0,095	0,161	1	0,480	0,125	52,55	98,5	120
	b	42,17	73,60	310,51	13,58	23,7	27,32	13,00	206,6	0,237	0,113	1	0,269	0,357	56,1	514,9	120
1	T	32,49	9,71	381,5	8,52	2,55	8,89	15,36	144,9	0,026	0,071	1	/	/	50,2	/	120
	b	16,25	129,2	391,4	4,15	33,00	33,26	15,20	210,1	0,330	0,035	1	0,331	0,500	98,6	739,5	120

Poteau (1-1) - "F.D.C" - SP2 - (3<sup>er</sup> cas)

Niv	sect.	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\bar{\sigma}'_b$	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>	$\omega$ %	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	A <sup>tot</sup>
6	T	12,17	6,34	27,27	44,63	23,25	50,32	6,33	243	0,581	0,744	1	0,088	1,254	129,1	2430	24
	b	10,61	3,72	29,10	36,46	12,78	38,64	6,94	243	0,320	0,608	1	0,131	1,131	92,3	1565	24
5	T	11,50	16,74	63,36	18,15	26,42	32,05	5,55	243	0,661	0,302	1	0,130	1,144	204	3496	24
	b	8,53	14,18	65,25	13,07	21,73	25,36	5,55	243	0,543	0,218	1	0,161	1,000	168,5	2558	24
4	T	22,68	40,23	98,37	23,06	40,9	46,95	9,31	243	0,584	0,256	1	0,145	1,056	107,9	1709	63
	b	19,95	48,87	108,9	18,32	44,87	48,46	9,56	243	0,641	0,204	1	0,144	1,114	120	2002	63
3	T	48,56	19,28	164,65	29,49	11,71	31,73	10,68	241,8	0,167	0,328	1	0,257	0,625	101,9	955,1	63
	b	15,31	46,52	169,22	9,05	27,49	28,94	9,78	211,4	0,393	0,101	1	0,258	0,694	104	1083	63
2	T	58,48	10,38	220,8	26,49	1,70	26,90	16,75	186,6	0,047	0,221	1	0,450	0,167	71,2	1781	120
	b	42,17	60,71	228,6	18,45	26,56	32,34	12,85	223,4	0,266	0,154	1	0,300	0,500	63,5	476,2	120
1	T	32,49	19,86	282,3	11,51	7,04	13,49	13,52	161,9	0,070	0,096	1	/	/	47,0	/	120
	b	16,25	124,1	292,2	5,56	42,48	42,84	15,16	236	0,425	0,046	1	0,264	0,750	92,2	1037,5	120

remarque: pour le 4<sup>er</sup> cas (F.D.C - SP2) → même "ω%" que (3<sup>er</sup> cas) → contraintes vérifiées

## FERRAILAGE ADOPTÉ (armatures longitudinales).

### . Poteau (2-2)

Niveau	Section	A calculée (verifiée) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage adopté par face	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPAB1)	A <sub>max</sub> (RPAB1)
6	T	48	4T25	58,91	48	192
	b	48	4T25	58,91	48	192
5	T	48	4T25	58,91	48	192
	b	48	4T25	58,91	48	192
4	T	99	3T32+2T25	103,61	99	396
	b	99	3T32+2T25	103,61	99	396
3	T	99	3T32+2T25	103,61	99	396
	b	99	3T32+2T25	103,61	99	396
2	T	168	2T40+4T32	178,88	168	672
	b	168	2T40+4T32	178,88	168	672
1	T	168	2T40+4T32	178,88	168	672
	b	168	2T40+4T32	178,88	168	672

coffrage :

niv 6,5 → 60x80

niv 4,3 → 90x110

niv 2,1 → 120x140

### . Poteau (1-2)

Niv	Section	A calculée (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage adopté par face	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPAB1)	A <sub>max</sub> (RPAB1)
6	T	48	2T25+2T32	71,44	24	96
	b	48	2T25+2T32	71,44	24	96
5	T	72	2T25+2T32	71,44	24	96
	b	48	2T25+2T32	71,44	24	96
4	T	63	2T32+3T25	91,08	63	252
	b	63	2T32+3T25	91,08	63	252
3	T	63	2T32+3T25	91,08	63	252
	b	63	2T32+3T25	91,08	63	252
2	T	120	4T32+2T25	135,76	120	480
	b	120	4T32+2T25	135,76	120	480
1	T	120	4T32+2T25	135,76	120	480
	b	120	4T32+2T25	135,76	120	480

coffrage :

niv 6,5 → 40x60

niv 4,3 → 70x90

niv 2,1 → 100x120

### . Poteau (1-1)

Niv	Section	A calculée (verifiée) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage adopté par face	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPAB1)	A <sub>max</sub> (RPAB1)
6	T	48	2T25+2T32	71,44	24	96
	b	24	2T25+2T32	71,44	24	96
5	T	48	2T25+2T32	71,44	24	96
	b	24	2T25+2T32	71,44	24	96
4	T	63	2T32+3T25	91,08	63	252
	b	63	2T32+3T25	91,08	63	252
3	T	63	2T32+3T25	91,08	63	252
	b	63	2T32+3T25	91,08	63	252
2	T	120	4T32+2T25	135,76	120	480
	b	120	4T32+2T25	135,76	120	480
1	T	120	4T32+2T25	135,76	120	480
	b	120	4T32+2T25	135,76	120	480

coffrage :

niv 6,5 → 40x60

niv 4,3 → 70x90

niv 2,1 → 100x120

• Verification de la resistance à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{n T_{cal}}{b z} \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 0,15 \cdot 270 = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

$T_{cal}$  = effort tranchant de calcul .

$$n = \begin{cases} 2 \rightarrow \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 \rightarrow \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad , \quad \lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$z = \frac{7}{8} h \quad , \quad b = \text{largeur du poteau} \quad , \quad \begin{cases} t: \text{sens transversal} \\ l: \text{sens longitudinal} \end{cases}$$

Poteau	niveau	sens	$l_c$ [m]	$I$ [m <sup>4</sup> ]	$B$ [m <sup>2</sup> ]	$i$ [m]	$\lambda$	$n$	$T_{calcul}$ [t]	$\tau_b$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	"Z" [cm]
Poteau (2-2)	6-5	t	3,65	0,0256	0,48	0,23	15,80	2	26,19	14,17	61,6
		l	3,65	0,0144	0,48	0,17	21,07	2	24,11	13,05	46,2
	4-3	t	6,88	0,0998	0,99	0,32	21,67	2	50,65	13,29	84,7
		l	6,88	0,0668	0,99	0,26	26,47	2	46,77	12,27	69,3
	2-1	t	3,86	0,2744	1,68	0,40	9,55	3	60,93	14,13	107,8
		l	3,86	0,2016	1,68	0,35	11,14	3	55,46	12,86	92,40
Poteau (1-2)	6-5	t	3,65	0,0072	0,24	0,17	21,07	2	10,18	11,02	46,2
		l	3,65	0,0032	0,24	0,12	31,61	2	11,45	12,39	30,8
	4-3	t	6,88	0,0425	0,63	0,26	26,49	2	26,50	10,92	69,3
		l	6,88	0,0257	0,63	0,20	34,06	2	30,85	12,72	53,9
	2-1	t	3,86	0,1440	1,20	0,35	11,14	3	32,63	10,59	92,4
		l	3,86	0,1000	1,20	0,29	13,37	3	35,98	11,68	77,0
Poteau (1-1)	6-5	t	3,65	0,0072	0,24	0,17	21,07	2	9,42	10,19	46,2
		l	3,65	0,0032	0,24	0,12	31,61	2	7,85	8,50	30,8
	4-3	t	6,88	0,0425	0,63	0,26	26,49	2	21,70	8,95	69,3
		l	6,88	0,0257	0,63	0,20	34,06	2	17,23	7,10	53,9
	2-1	t	3,86	0,1440	1,20	0,35	11,14	3	30,12	9,78	92,4
		l	3,86	0,1000	1,20	0,29	13,37	3	24,53	7,96	77,0

Armatures transversales :

t: sens transversal  
l: sens longitudinal

Poteau	Niveau	espacements admissibles (cm)				sens	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	T (t)	t calculé (cm)	t adopté (cm)		At min (cm <sup>2</sup> )	
		CCBA68		RPA81						zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante
		zone de recouvrement	zone courante	zone nodale	zone courante								
Poteau (2-2)	6-5	41	37,5	15	30	t	4,52	52,38	23,2	14	14	4,48	4,48
						l	4,52	48,22	18,9				
	4-3	32	37,5	15	30	t	6,78	101,3	24,7	15	15	6,60	6,60
						l	6,78	93,54	21,9				
	2-1	40	40	15	38,4	t	9,05	182,79	23,3	15	15	8,40	8,40
						l	9,05	166,38	21,9				
Poteau (1-2)	6-5	53	37,5	15	30	t	4,52	20,36	44,7	15	18	3,60	4,32
						l	4,52	22,90	26,5				
	4-3	53	37,5	15	30	t	6,78	53,00	38,7	15	18	5,40	6,48
						l	6,78	61,70	25,8				
	2-1	53	37,5	15	30	t	9,05	97,89	37,3	15	18	7,20	8,64
						l	9,05	107,94	28,2				
Poteau (1-1)	6-5	53	37,5	15	30	t	4,52	18,84	48,4	15	18	3,60	4,32
						l	4,52	15,70	38,7				
	4-3	53	37,5	15	30	t	6,78	43,40	47,2	15	18	5,40	6,48
						l	6,78	34,46	46,3				
	2-1	53	37,5	15	30	t	9,05	90,36	40,4	15	18	7,20	8,64
						l	9,05	73,59	41,3				

\* longueur de recouvrement : Poteau (2-2) →  $\begin{cases} l_r = 125 \text{ cm pour niv 6-5} \\ l_r = 160 \text{ cm pour niv 4-3-2-1} \end{cases}$   
poteaux (1-2) et (1-1) →  $l_r = 160 \text{ cm pour tous les niveaux}$

\* nombre de cours d'arm. transversales : Poteau (2-2) →  $\nu = 4$  (niv 6-5) et  $\nu = 6$  (niv 4-3-2-1)  
Poteaux (1-2) et (1-1) →  $\nu = 4$  pour tous les niveaux.



ETUDE

DE LA CAGE

D'ESCALIER

## SOLLICITATIONS DANS LES PORTIQUES

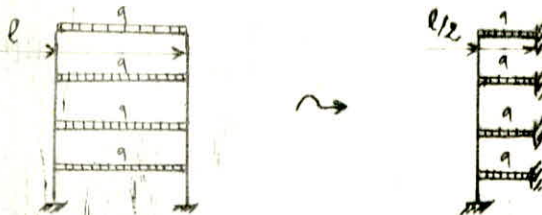
. On calcule notre cage d'escalier sous charges verticales. elle est liée aux différents planchers de la structure par quelques barres "T12" pour pouvoir suivre le moindre déplacement latéral de la structure lors d'un séisme.

étant donné que les portiques de la cage d'escalier sont plus flexibles que ceux de l'ossature principale, et qu'ils suivent les déplacements de ces derniers, les contraintes supplémentaires dues à ces déformations et qui vont solliciter la cage d'escalier, seront très petites (négligeables).

. On calculera les portiques avec la méthode de "Cross" sans déplacements horizontaux (P. Charon p.45).

. Les charges "q" sollicitant les portiques "A et B" sont déduites des réactions d'appui des escaliers (voir chapitre : calcul des escaliers)  $\rightarrow (q = \text{réaction d'appui des escaliers} + \text{poids de la poutre})$

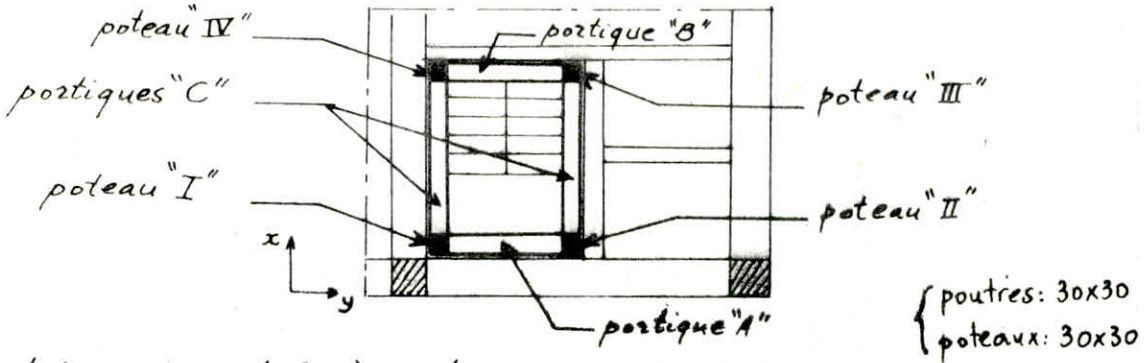
. Pour le calcul des portiques (méthode "Cross"), on remarque que nos portiques sont géométriquement symétriques, et symétriquement chargés, pour cela on a étudié la moitié seulement de chaque portique en attribuant aux poutres des moments d'encastrement parfait correspondant à leurs portées réelles, mais en prenant une raideur fictive égale à la moitié de la raideur réelle.



• Charges sollicitant les portiques "C" :

$q = \text{poids maçonnerie (cloisons)} + \text{poids propre de la poutre}$

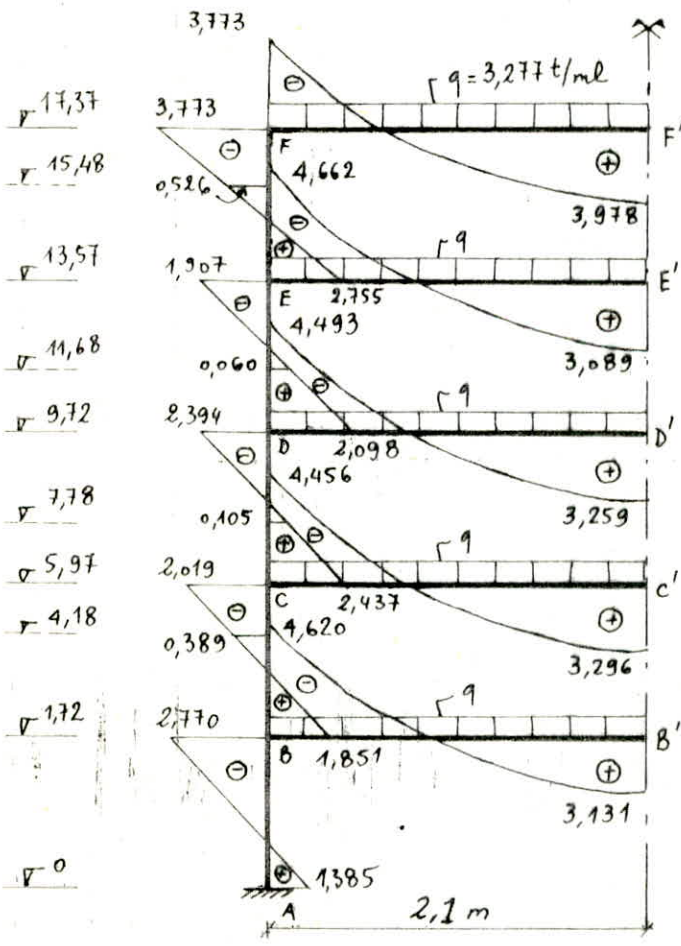
\* Résultats des calculs :



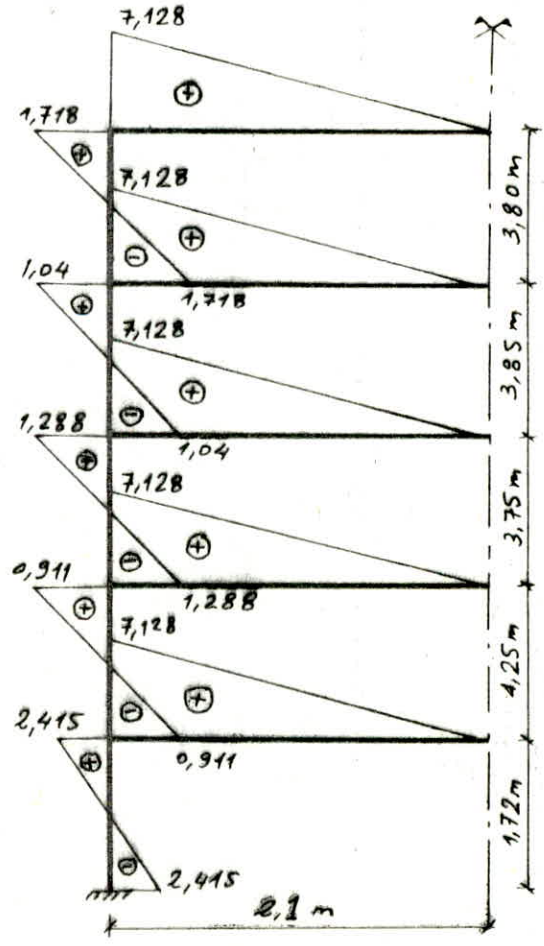
moments (avec signes de Cross): en t.m

Noeud	A		B		C		D		E		F				
barre	AB	BA	BB'	BC	CB	CC'	CD	DC	DD'	DE	ED	EE'	EF	FE	FF'
port. A	-1,385	-2,77	+4,620	-1,851	-2,019	4,456	-2,437	-2,394	4,493	-2,098	-1,907	4,662	-2,755	-3,773	3,773
port. B	-0,881	-1,722	4,519	-2,777	-2,594	4,686	-2,092	-1,977	4,789	-2,813	-3,715	8,118	-4,903	-4,789	4,789
port. C	-0,979	-0,958	2,533	-1,575	-1,481	2,814	-1,333	-1,386	2,703	-1,317	-1,158	2,821	-1,663	-2,327	2,327

Portique "A"

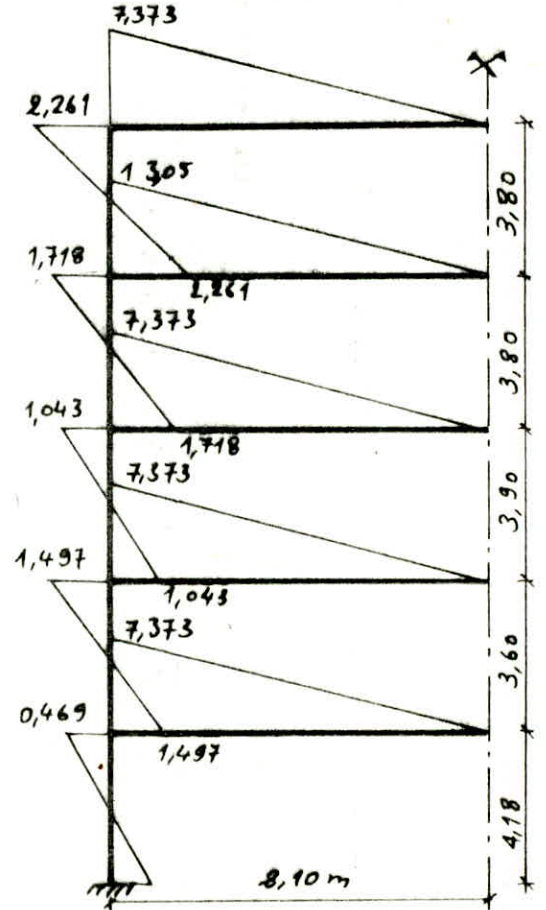
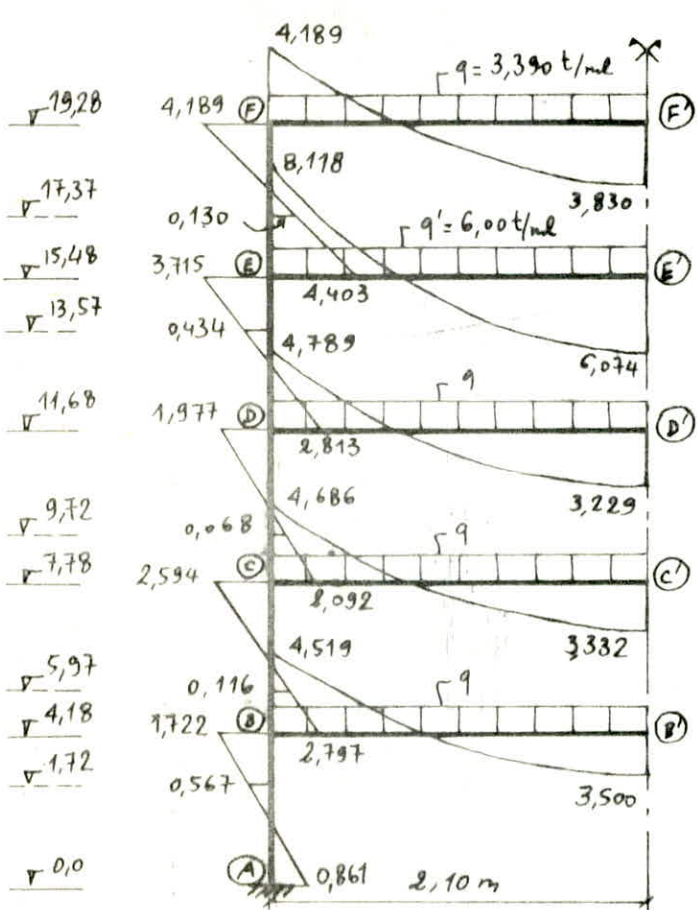


moments flechissants (t.m)

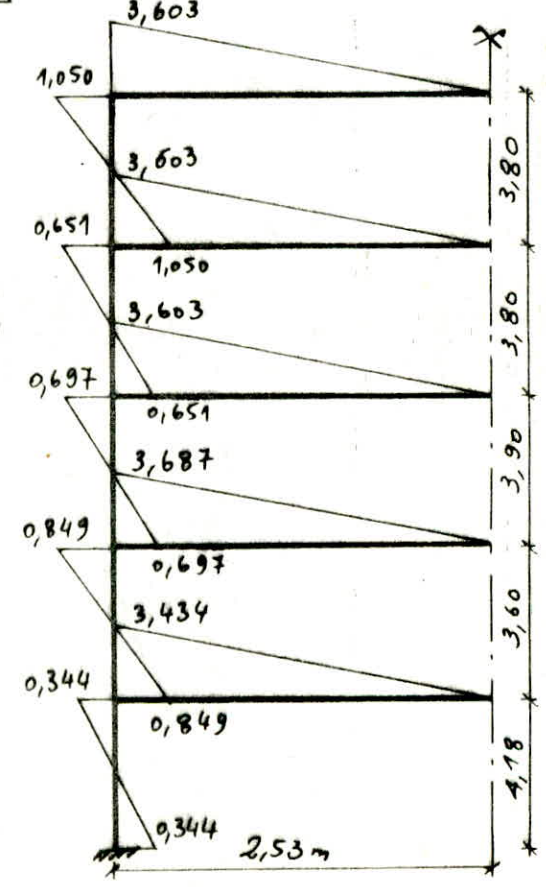
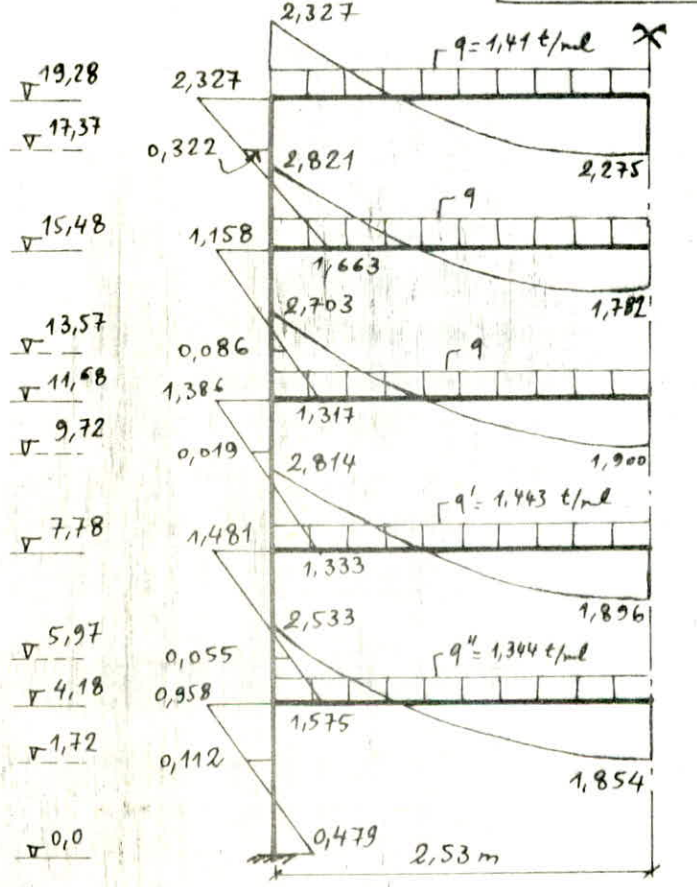


Efforts tranchants (t)

Portique "B"



Portique "C"



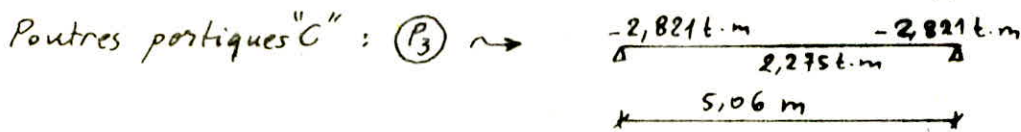
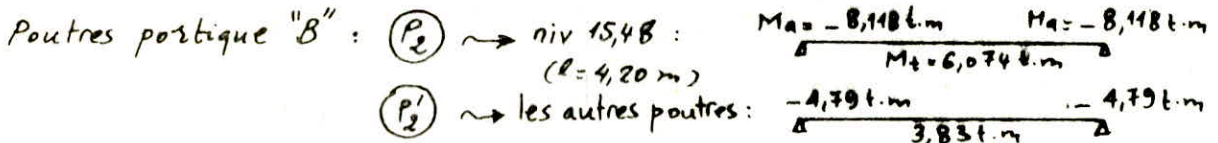
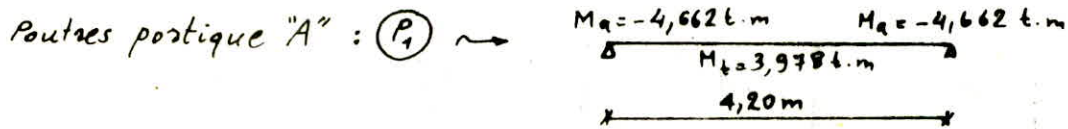
moments flechissants (t.m)

Efforts tranchants (t)

FERRAILLAGE DES PORTIQUES.

Ⓡ Ferrailage des poutres :

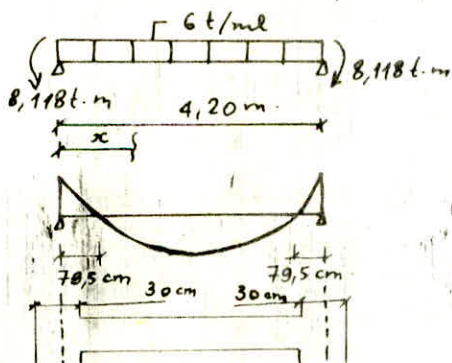
on applique les mêmes méthodes employées pour les poutres déjà étudiées (de la structure).



I-1 Armatures longitudinales: b = 30 cm, h<sub>t</sub> = 30 cm, h = 27 cm.

Poutre	Section	M (t.m)	G	E	K	σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>calc.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraille. adopté	schemas.
P <sub>1</sub>	travée	3,978	0,0974	0,8756	25,2	111,1	A = 6,00	A = 6,15 4T14	
	appui	4,662	0,1142	0,8674	22,7	123,3	A = 7,11	A = 8,04 4T16	
P <sub>2</sub>	trav.	6,074	0,1490	0,8529	19,0	147,4	A = 9,12	A = 9,23 6T14	
	app.	8,118	0,1990	0,8361	15,5	180,6	A = 12,62 A' = 2,62	A = 14,19 4T16 + 4T14 A = 4T14	
P <sub>2'</sub>	trav.	3,830	0,094	0,8771	25,7	109,0	A = 5,77	A = 4T14 6,15 cm <sup>2</sup>	
	app.	4,790	0,1173	0,8660	22,3	125,6	A = 7,32	A = 8,04 4T16	
P <sub>3</sub>	trav.	2,275	0,056	0,9016	35,8	78,2	A = 3,34	A = 4,52 4T12	
	appui	2,821	0,0691	0,8920	31,3	89,5	A = 4,18	A = 4,52 4T12	

arrêt des barre pour la poutre "P<sub>2</sub>" :



$M(x) = 30x^2 - 126x + 81,18 = 0 \Rightarrow x = 0,795 \text{ m}$

• on arrêtera les arm. long supérieures à  $d = 79,5 - \frac{30}{2} + \frac{7}{2} = 79,5 - 15 + \frac{23,23}{2} = 76 \text{ cm}$  soit à  $d = 80 \text{ cm}$  du nu de l'appui.

• on arrêtera les arm. long inférieures à  $d = 79,5 - \frac{30}{2} - \frac{7}{2} = 52,88 \text{ cm}$  soit à  $d = 50 \text{ cm}$  du nu de l'appui

• Verifications diverses :

① contraintes : (méthode P. CHARON)

Poutre	Section	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\tilde{\omega}$	E	K	d (cm)	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
P <sub>1</sub>	travée	3,978	6,15	0,751	0,875	25	2,7	2708	108
	appui	4,662	8,04	0,985	0,862	21,1	2,8	2475	117,3
P <sub>2</sub>	travée	6,074	9,23	0,146	0,854	19,15	3,16	2770	145
	appui	8,118	14,19	1,780	0,829	14,3	3,45	2375	26
P <sub>1</sub> ' <sub>2</sub>	travée	3,830	6,15	0,751	0,875	25	2,7	2607	104,3
	appui	4,790	8,04	0,985	0,862	21,1	2,8	2224	106
P <sub>3</sub>	travée	2,275	4,52	0,550	0,889	30,2	2,6	2065	60,5
	appui	2,821	4,52	0,550	0,889	30,2	2,6	2561	85

poutre "P<sub>2</sub>" sur appui : A' = 6,15 cm<sup>2</sup> ; D = 50,85 ; E = 393,35 ;  $\gamma_1 = 3,73$  ; I = 117005 cm<sup>4</sup>  
 →  $\sigma'_a = 29 \text{ kg/cm}^2$

② flèches :

a)  $h_t \geq \frac{l}{16}$  → { poutres (P<sub>1</sub>; P<sub>2</sub>; P<sub>1</sub>'<sub>2</sub>) →  $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{390}{16} = 24,4 \text{ cm}$ .  
 { poutre (P<sub>3</sub>) →  $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{476}{16} = 29,75 \text{ cm}$ .

b)  $h_t \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$  → { poutres (P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>1</sub>'<sub>2</sub>) →  $M_0 = \frac{6000 \cdot 3,9^2}{8} = 11407,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$ ,  $M_t = 6074 \text{ kg} \cdot \text{m}$   
 →  $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 20,8 \text{ cm}$ .  
 { poutre (P<sub>3</sub>) →  $M_0 = \frac{1443 \cdot 4,76^2}{8} = 4087 \text{ kg} \cdot \text{m}$ ,  $M_t = 2275 \text{ kg} \cdot \text{m}$   
 →  $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 26,5 \text{ cm}$ .

c)  $A \leq b h \frac{43}{6en}$  → { poutres (P<sub>1</sub>, P<sub>1</sub>'<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>) →  $A_{travée}^{max} = 6,15 \text{ cm}^2 < 30 \cdot 27,3 \cdot \frac{43}{4200} = 8,4 \text{ cm}^2$   
 { poutre P<sub>2</sub> →  $A_{travée} = 9,23 \text{ cm}^2 > b h \frac{43}{6en} = 30 \cdot 26,84 \cdot \frac{43}{4200} = 8,2$

conclusions : - inutile de donner une justification de flèche pour les poutres P<sub>1</sub>, P<sub>1</sub>'<sub>2</sub> et P<sub>3</sub> (a, b, c → vérifiées)

- il faut calculer la flèche pour la poutre "P<sub>2</sub>" (c : non vérif)

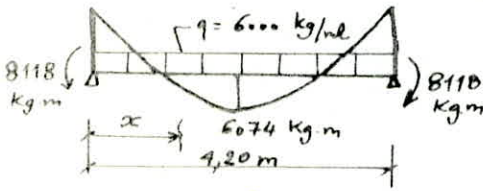
\* Calcul de la flèche pour la poutre "P<sub>2</sub>" :

on détermine la flèche "f" à mi-travée de la poutre "P<sub>2</sub>" par la méthode de l'INTEGRALE de "MOHR" :  $f = \int_0^l \int_0^l \frac{M(x) \cdot \bar{M}(x)}{EI} dx$ .

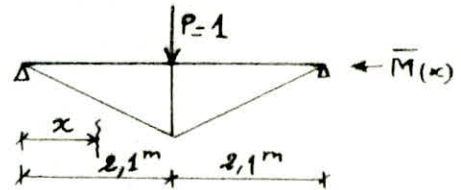
où : M(x) : expression du moment flechissant sous les charges réelles.

$\bar{M}(x)$  : expression du moment flechissant sous la charge unitaire appliquée dans la section où on veut connaître le déplacement et dans le sens de ce dernier.

$I$ : moment d'inertie de la poutre.  
 $E$ : module de déformation longitudinal du béton



$M(x)$



$$M(x) = -3000x^2 + 12600x - 8118$$

$$0 \leq x \leq 2,1 \rightarrow \bar{M}_1(x) = \frac{1}{2}x$$

$$2,1 \leq x \leq 4,2 \rightarrow \bar{M}_2(x) = 2,1 - \frac{x}{2}$$

$$f = \int_0^{2,1} \frac{M(x) \bar{M}_1(x)}{EI} dx + \int_{2,1}^{4,2} \frac{M(x) \bar{M}_2(x)}{EI} dx$$

en raison de symétrie on a:  $f = 2 \int_0^{2,1} \frac{M(x) \bar{M}_1(x)}{EI} dx$

$$f = \frac{2}{EI} \int_0^{2,1} (-3000x^2 + 12600x - 8118) \frac{x}{2} dx = \frac{2}{EI} \left[ -\frac{1500}{4}x^4 + 6300 \cdot \frac{x^3}{3} - 4059 \frac{x^2}{2} \right]_0^{2,1}$$

on trouve:  $f = \frac{2 \times 3205}{EI}$  avec:  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 = 675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

$$E = E_v$$

remarque:

en principe on devrait considérer séparément les charges permanentes et les surcharges, et calculer la flèche pour chaque cas, en considérant successivement le module de déformation (de longue durée) longitudinal du béton ( $E_v$ ) et le module de déformation (instantané) longitudinal ( $E_i$ ), puis faire la somme des deux flèches.

mais pour simplifier le calcul, on calcule la flèche en considérant le cas le plus défavorable:

"on suppose que la charge  $q = 6000 \text{ kg/ml}$  sollicitant la poutre est en totalité une charge permanente", on travaillera donc avec le module de déformation long. du béton sous les contraintes permanentes à savoir:

$$E = E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_s} = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 5'_28} = 7000 \sqrt{12,270} = 126 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = E_v = 126 \cdot 10^7 \text{ kg/m}^2$$

on aura donc:  $f = \frac{2 \times 3205}{E_v \cdot I} = \frac{6410}{126 \cdot 10^7 \cdot 675 \cdot 10^{-6}} = 7,54 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7,54 \text{ mm}$

flèche admissible (CCBA 68: art 61.21)  $\rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420-30}{500} = 0,78 \text{ cm}$

$f = 7,54 \text{ mm} < f_{adm} = 7,8 \text{ mm} \Rightarrow$  vérifiée pour  $q = g + 1,2P$  avec  $E = E_v$   
 donc largement vérifiée pour  $g(E_v) + P(E_i)$

③ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 30 \cdot 0,69 \cdot 27,4 \cdot \frac{7}{4200} = 0,95 \text{ cm}^2$$

④ Conditions aux appuis:

$$* c = a - (d + r) = 25 - 5,5 \phi$$

$$a = 30 \text{ cm}, d = 5 \text{ cm}, r = 5,5 \phi$$

$$c > c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{b_0}}, \quad b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$* A \bar{\sigma}_a \geq T + M/2$$

$$* z = \epsilon h \quad (h = h_t - d)$$

L → voir tableau des contraintes.

•  $T + M/2 < 0 \Rightarrow$  les armatures inférieures aucrées dans les appuis ne sont soumises à aucun effort de traction.

. béton:

Poutre	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P' <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>
T (kg)	7127,5	13050	7373	3687
C (cm)	17,3	17,3	17,3	18,4
C <sub>0</sub> (cm)	5,9	10,7	6,1	3,03

. aciers:

Poutre	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P' <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>
M (kg.m)	3773	8118	4789	2814
T (kg)	7128	13050	7373	3687
z (cm)	23,43	22,02	23,43	24,37
T + M/2	-8975	-23814	-1368	-7860

⑤ Fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi \cdot 1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2db}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} ; \quad k = 1,5 \cdot 10^6 ; \quad \eta = 1,6$$

$$b = 30 \text{ cm} ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

Poutre	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$
P <sub>1</sub>	6,15	0,038	4720	2629
P <sub>2</sub>	9,23	0,048	5560	2629
P' <sub>2</sub>	6,15	0,038	4720	2629
P <sub>3</sub>	4,52	0,048	4496	2840

## I.2/ armatures transversales:

Poutre	T <sup>max</sup> (kg)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	z = εh (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{z}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	f			
									z-n	z-c	z-n	z-c
P <sub>1</sub>	7127,5	117,3	23,43	10,14	45,6	3524	2 cadres (T8) 2,01	23	7,5	15,4	7	15
P <sub>2</sub>	13050	26	22,02	19,75	24,5	2883	2,01	10,78	7,5	12,3	7	10
P' <sub>2</sub>	7373	106	23,43	10,49	22,34	3501	2,01	21,3	7,5	15	7	15
P <sub>3</sub>	3687	85	24,37	5,04	24,2	3864	2,01	50,9	7,5	15	7	15

$$* A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = \begin{cases} \rightarrow 0,003t b = 0,003 \cdot 7 \cdot 30 = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale)} \\ \rightarrow 0,003t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ (g. courante)} \end{cases}$$

• zone nodale:  $l' = 60 \text{ cm}$ .



## ② Ferrailage des poteaux :

tableau récapitulatif des efforts :  $M_x \rightarrow$  moment / axe x (ent.m)  
 $M_y \rightarrow$  moment / axe y (ent.m)  
 $N \rightarrow$  effort normal (ent)

Niveau	Poteau (I)			Poteau (II)			Poteau (III)			Poteau (IV)		
	$M_y$	$M_x$	N	$M_y$	$M_x$	N	$M_y$	$M_x$	N	$M_y$	$M_x$	N
19,28	-2,33	/	3,60	-2,33	/	3,60	-2,33	-4,19	10,98	-2,33	-4,19	10,98
	-2,33	/	3,60	-2,33	/	3,60	-2,33	-4,19	10,98	-2,33	-4,19	10,98
17,17	-0,32	-3,77	3,90	-0,32	-3,77	3,90	-0,32	/	/	-0,32	/	/
	-0,32	-3,77	11,03	-0,32	-3,77	11,03	-0,32	/	/	-0,32	/	/
15,48	1,66	-0,53	11,32	1,66	-0,53	11,32	1,66	4,40	11,57	1,66	4,40	11,83
	1,16	-0,53	14,93	-1,16	-0,53	14,93	-1,16	-3,71	28,22	-1,16	-3,71	28,48
13,57	0,09	2,76	15,22	0,09	2,76	15,22	0,09	/	/	0,09	/	/
	0,09	-1,91	22,35	0,09	-1,91	22,35	0,09	/	/	0,09	/	/
11,68	1,32	0,06	22,65	1,32	0,06	22,65	1,32	2,81	28,82	1,32	2,81	29,34
	-1,39	0,06	26,25	-1,39	0,06	26,25	-1,39	-1,98	39,79	-1,39	-1,98	40,31
9,72	-0,19	2,10	26,56	-0,19	2,10	26,56	-0,19	/	/	-0,19	/	/
	-0,19	-2,39	33,68	-0,19	-2,39	33,68	-0,19	/	/	-0,19	/	/
8,78	1,33	0,11	33,99	1,33	0,11	33,99	1,33	2,09	40,40	1,33	2,09	41,19
	-1,48	0,11	37,67	-1,48	0,11	37,67	-1,48	-2,59	51,46	-1,48	-2,59	52,25
5,97	0,55	2,44	37,96	0,55	2,44	37,96	0,55	/	/	0,55	/	/
	0,55	-2,02	45,08	0,55	-2,02	45,08	0,55	/	/	0,55	/	/
4,78	1,58	-0,39	45,36	1,58	-0,39	45,36	1,58	2,80	52,02	1,58	2,80	53,06
	-0,96	-0,39	48,8	-0,96	-0,39	48,8	-0,96	-1,72	62,83	-0,96	-1,72	63,87
3,72	1,12	1,85	49,18	1,12	1,85	49,18	1,12	/	/	1,12	/	/
	1,12	-2,77	56,31	1,12	-2,77	56,31	1,12	/	/	1,12	/	/
0	0,48	1,35	56,58	0,48	1,35	56,58	0,48	0,86	64,81	0,48	0,86	64,81

\* armatures longitudinales : (abaques de "Roussopoulos")  
 - Flexion déviée composée -

. Poteaux I et II : (3 barres/face)

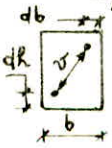
Niv	My (t.m)	Mx (t.m)	N (t)	$e_x = \frac{M_y}{N}$	$e_y = \frac{M_x}{N}$	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	$\bar{\sigma}_b$	$E_y = \frac{e_y}{b}$	$E_x = \frac{e_x}{a}$	$\omega\%$	$\nu$	X	$\sigma'_b$	$\sigma'_a$	A total
19,28	2,33	/	3,60	64,72	0	64,72	5	162	0	2,16	1	0,06	2	73,4	2200	9
19,28	2,33	/	3,60	64,72	0	64,72	5	162	0	2,16	1	0,06	2	73,4	2200	9
17,37	0,32	3,77	3,90	8,20	96,67	97,01	4,62	162	3,22	0,27	2	0,055	1,7	86,7	2210	18
17,37	0,32	3,77	11,03	2,90	34,18	34,3	4,62	162	1,14	0,10	2	0,146	1,2	92,6	1669	18
15,48	1,66	0,53	11,32	14,66	4,68	15,39	3,98	162	0,16	0,19	1	0,20	0,846	95	1206	9
15,48	1,16	0,53	14,93	7,77	3,55	8,54	3,77	142,1	0,12	0,26	1	0,357	0,375	51,1	287	9
13,57	0,09	2,76	15,22	0,59	18,13	18,14	4,84	162	0,60	0,02	1	0,277	0,75	67,2	756	9
13,57	0,09	1,91	22,35	0,40	8,55	8,56	4,78	129,3	0,29	0,01	1	0,425	0,288	64,3	278	9
16,68	1,32	0,06	22,65	5,83	0,26	5,83	4,79	114	0,01	0,19	1	0,550	0	50,3	0	9
16,68	1,39	0,06	26,25	5,30	0,23	5,30	4,80	111	0,01	0,18	1	0,575	0	55,8	0	9
9,72	0,19	2,10	24,56	0,71	7,91	7,94	4,60	127,6	0,26	0,02	1	0,444	0,208	73,0	228	9
9,72	0,19	2,39	33,68	0,56	7,10	7,12	4,65	122,4	0,24	0,02	1	0,470	0,167	87,6	219	9
7,78	1,33	0,11	33,99	3,91	0,32	3,93	4,63	104	0,01	0,13	1	/	/	60,8	/	9
7,78	1,48	0,11	37,67	3,93	0,29	3,94	4,67	104	0,01	0,13	1	/	/	67,3	/	9
5,37	0,55	2,44	37,96	1,45	6,43	6,59	4,18	123,5	0,21	0,05	1	0,47	0,146	98,7	216	9
5,37	0,55	2,02	45,08	1,22	4,48	4,64	4,07	112	0,15	0,04	1	0,575	0	95,8	0	9
4,18	1,58	0,39	45,36	3,48	0,86	3,59	4,13	104,4	0,03	0,12	1	/	/	82,1	/	9
4,18	0,96	0,39	48,8	1,97	0,80	2,12	3,84	95,9	0,03	0,07	1	/	/	73,4	/	9
1,72	1,12	1,85	49,18	2,28	3,76	4,40	3,64	113,6	0,13	0,08	1	0,537	0	111,8	0	9
1,72	1,12	2,77	56,31	1,99	4,92	5,31	3,84	118,3	0,16	0,07	2	0,59	0,033	116,7	58,4	18
0	0,48	1,35	56,58	0,85	2,39	2,53	3,91	98,5	0,08	0,03	1	/	/	90,2	/	9

. Poteaux III et IV : (3 barres/face)

2,33	4,19	10,96	21,26	38,23	43,74	3,68	162	1,27	0,71	2	0,088	1,176	152	2667	18	
15,48	1,66	4,40	11,83	14,03	37,19	39,75	3,88	162	1,24	0,47	2	0,105	1,185	138	2457	18
15,48	1,16	3,71	28,48	4,07	13,03	13,65	3,99	162	0,43	0,14	1	0,232	0,75	150	2868	9
11,68	1,32	2,81	29,34	4,50	9,58	10,58	3,76	157	0,32	0,15	1	0,288	0,55	124,5	1027	9
11,68	1,39	1,98	40,31	3,45	9,91	6,00	3,59	126,1	0,16	0,12	1	0,45	0,143	110	235	9
7,78	1,33	2,09	41,19	3,23	5,07	6,01	3,62	126	0,17	0,11	1	0,458	0,161	110	265	9
7,78	1,48	2,59	52,25	2,83	4,96	5,71	3,66	123	0,17	0,09	2	0,556	0,094	115	162	18
4,18	1,58	2,80	53,06	3,04	5,38	6,18	3,67	126,5	0,18	0,10	2	0,522	0,125	124	233	18
4,18	0,96	1,72	63,87	1,53	2,74	3,13	3,67	104	0,09	0,05	2	/	/	101	/	18
0	0,48	0,86	64,81	0,74	1,33	1,52	3,67	92,2	0,04	0,02	2	/	/	78,5	/	18

Ferrailage adopté pour tous les niveaux: 2T20+1T16/face  $\rightarrow 20,6 \text{ cm}^2 = A_{\text{adoptée}}$   
 RPA81  $\rightarrow A_{\text{min}} = 9 \text{ cm}^2$ ;  $A_{\text{max}} = 36 \text{ cm}^2$ .

remarque:



étant donné que l'enrobage donné par les abaques est insuffisant on multiplie les contraintes (abaques) par  $\frac{V_{\text{al}}}{V_{\text{ref}}} = \frac{\sqrt{h^2 + b^2} - 2\sqrt{d_{\text{ref}}^2 + d_{\text{br}}^2}}{\sqrt{h^2 + b^2} - 2\sqrt{d_{\text{ref}}^2 + d_{\text{br}}^2}} = 1,1$

\* armatures transversales :

longueur de recouvrement (cm)	nbre de cours $\nu$	espacements admissibles				t adopté		$A_t$ min		$A_t$ adopté [cm <sup>2</sup> ]	
		CCBA 68		RPA81		zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante		
		3 recov.	3 courante	3 nodale	3 cour.						
100	4	33	24	15	19,2	15	15	1,8	1,8	2,01	

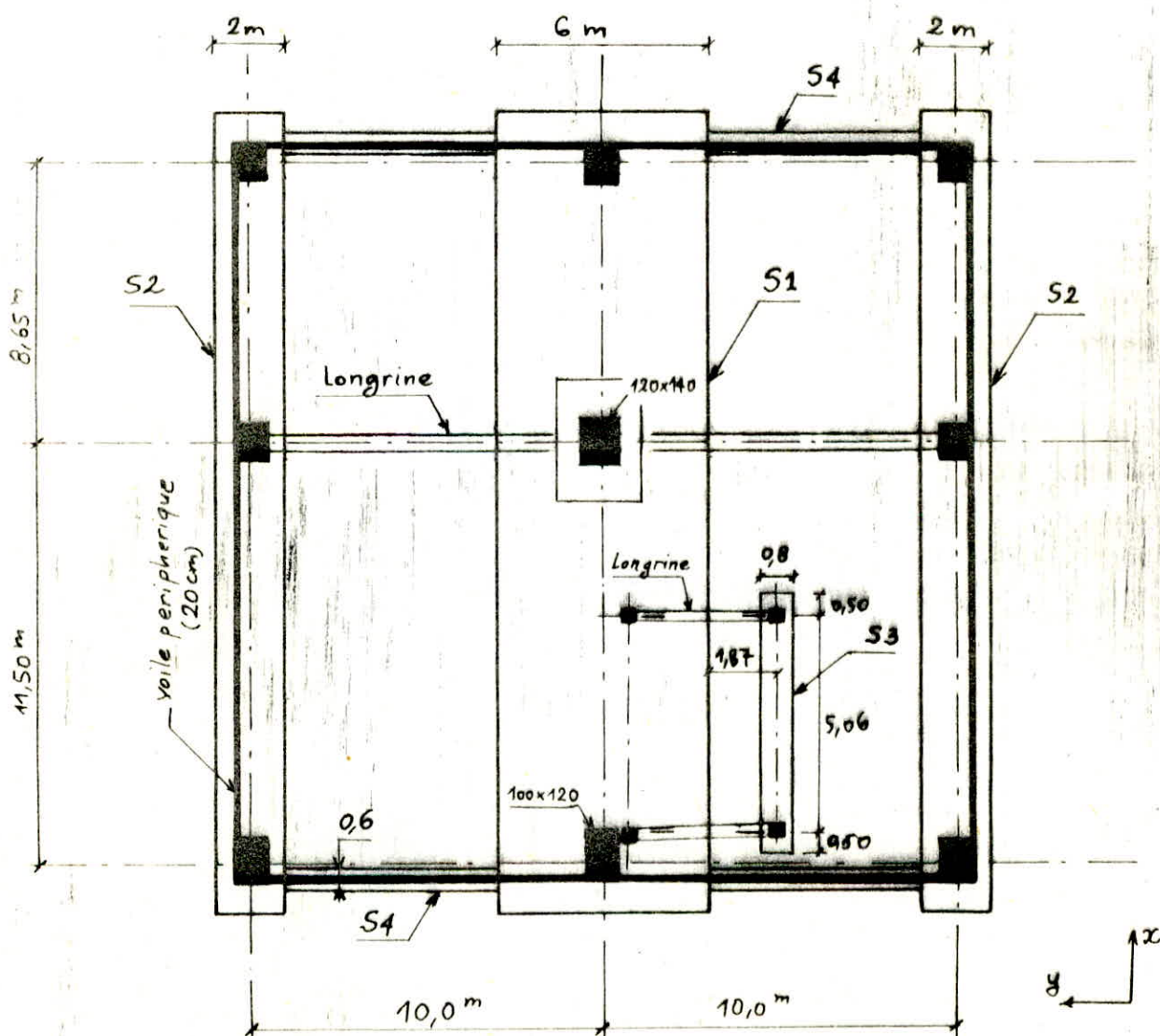
# FONDATIONS

## CALCUL DES FONDATIONS

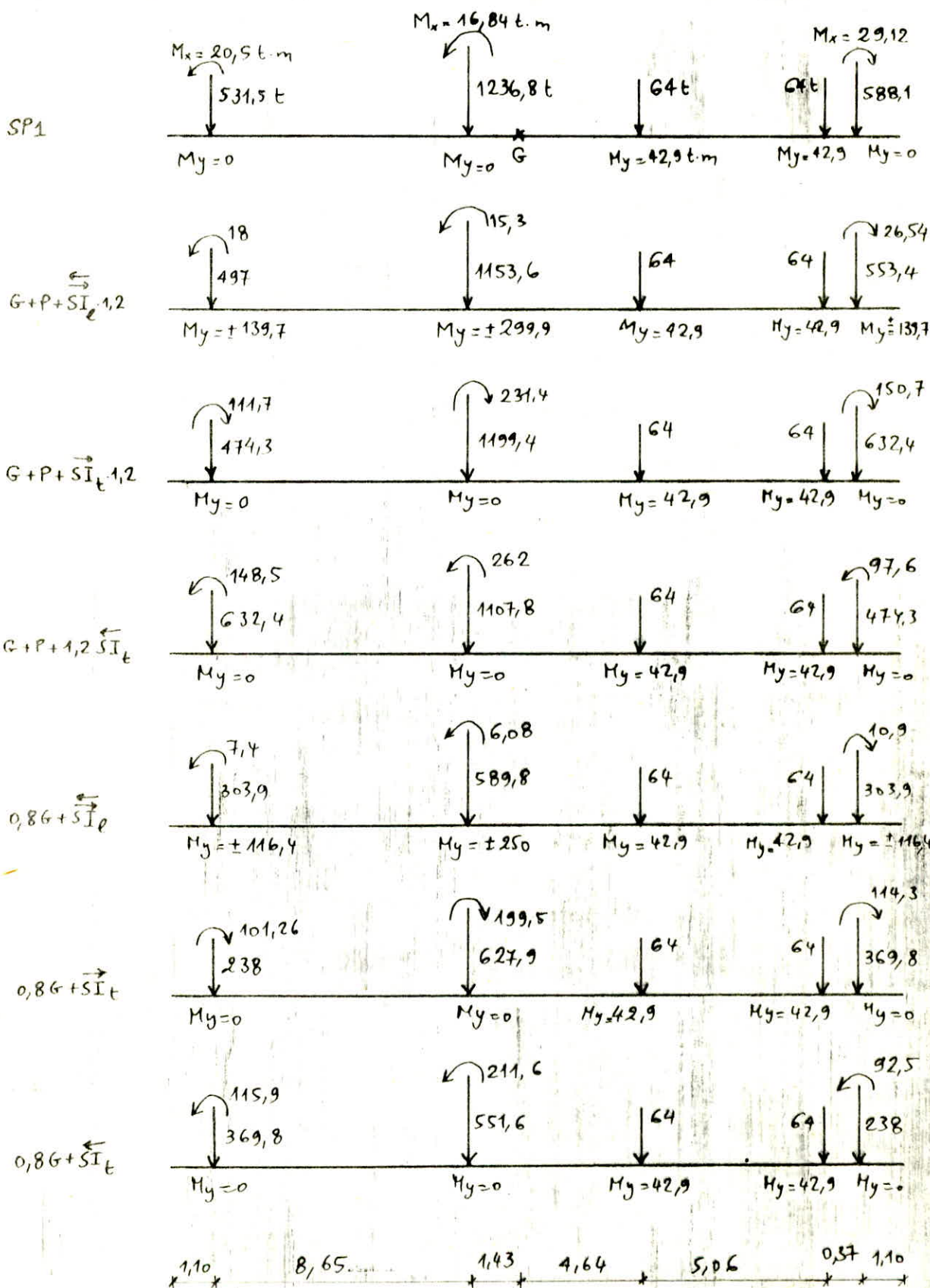
### Introduction:

- les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.
- type de semelles:
  - semelle filante sous cinq poteaux:  $S_1$
  - semelle filante sous trois poteaux:  $S_2$
  - semelle filante sous deux poteaux:  $S_3$
  - semelle sous voile ..... :  $S_4$
- on déterminera les efforts sollicitant les semelles sous "SP1" et sous la sollicitation la plus défavorable du second genre (SP2); le moment de calcul sera le maximum des deux cas:
 
$$M_{\text{calcul}} = \text{sup} [1,5 M_{SP1}, M_{SP2}]$$

### • Vue en plan:



- SEMELLE "S1" - (sens longitudinal)



$M_x \rightarrow$  moment dans le plan  $x \rightarrow /y$   
 $M_y \rightarrow$  moment dans le plan  $y \rightarrow /x$

• Capacité portante du sol vis à vis de la rupture : (semelle St)

les semelles sont ancrées à 1,50 m sous le plancher du sous-sol. elles sont fondées sur la couche de grès compacte et résistante par rapport au sable. il faut déterminer la capacité portante du sable qui supporte le grès.

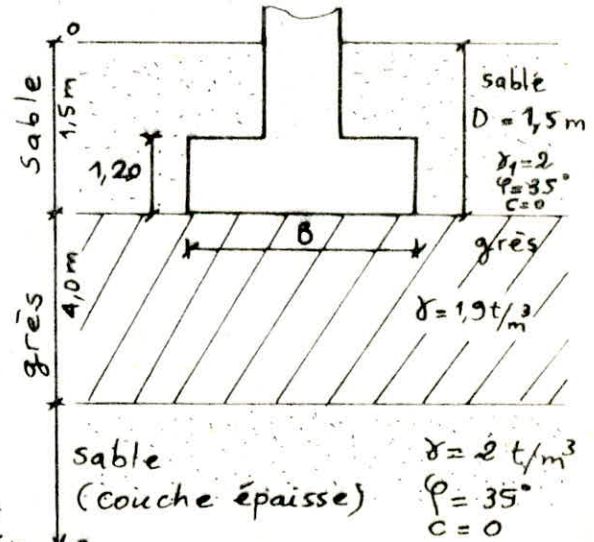
$$\bar{\sigma}_a = \gamma_1 D + \frac{\gamma_1 \gamma N_s + \gamma_1 D (N_q - 1) + C N_c}{F}$$

$$\gamma = \frac{B}{2(1 + B/L)} \quad \text{semelle rectangulaire.}$$

D = ancrage de la semelle = 1,50 m  
 $\gamma_1$  = densité apparente du sable = 2 t/m<sup>3</sup>

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_s = 48 \\ N_c = 46,1 \\ N_q = 33,3 \end{cases}$$

F: coefficient de sécurité : on prend F = 4  
 B: largeur de la semelle : on prend B = 6 m



La résultante des efforts (du 1<sup>er</sup> genre) appliquée sur la semelle est excentrée, on détermine alors les dimensions utiles :

$$\begin{cases} B' = B - 2e_x \\ L' = L - 2e_y \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} e_x, e_y \rightarrow \text{excentricités de la résultante} \\ \text{par rapport au C de } B \text{ de la semelle} \\ (e_x \rightarrow \text{suivant } y ; e_y \rightarrow \text{suivant } x) \end{array} \right\}$$

Resultante = 2967,2 t (y compris poids de la semelle et des terres)

$$e_x = 0,03 ; e_y = 0,12 \Rightarrow B' = 5,94 \text{ m} , L' = 22,11 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2 \times 1,5 + \frac{2 \cdot 48}{4} \cdot \frac{5,94}{2(1 + \frac{5,94}{22,11})} + \frac{2 \times 1,5}{4} (33,3 - 1) + 0 = 83 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 8,3 \text{ kg/cm}^2$$

pour les sollicitations du second genre cette valeur est majorée de 33%  $\rightarrow \bar{\sigma}_{asp2} = 1,33 \cdot 8,3 = 11 \text{ kg/cm}^2$

• Etude des tassements:

Seule la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre est prise en compte dans le calcul des tassements puisque la durée d'application des charges est assez longue.

tassement admissible = 5cm (philipponnat)

le tassement sera calculé sous le centre de la semelle en considérant la contrainte moyenne:  $\bar{\sigma}_m$

- poids de la semelle et des terres au dessus de la semelle : 482,8 t
- résultante des efforts extérieurs ..... : 2484,4 t

$$N_{tot} = 2967,2 t$$

Contrainte moyenne sous la semelle :  $q = \bar{\sigma}_m = \frac{N_{tot}}{S} = \frac{2967,2 \cdot 10^3}{6 \cdot 22,35 \cdot 10^4} = 2,2$   
[en kg/cm<sup>2</sup>]

utilisation de la théorie de "Boussinesq" pour la répartition des contraintes en profondeur.

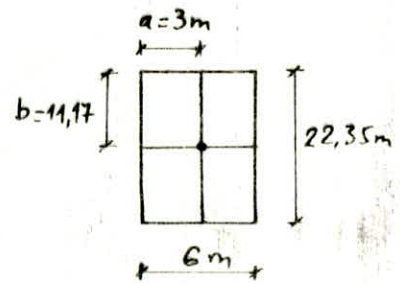
le tassement se calcule en utilisant la formule :

$$\Delta h = h \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0} = h \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\Delta \sigma + \sigma'_0}{\sigma'_0} \quad (\text{sol sous consolidé})$$

- la couche de grès est compacte
- pour le sable :  $C_c = 0,03$  (déterminée par l'essai œdométrique)

$$e_0 = 0,45$$

z (m)	$m = \frac{a}{z}$	$n = \frac{b}{z}$	k	$\Delta \sigma = 4kq$ (bars)	$\Delta e$	$\Delta h$ (cm)
4,50	0,67	2,48	0,170	1,50	0,007	0,51
5,50	0,54	2,03	0,145	1,28	0,006	0,42
6,50	0,46	1,72	0,125	1,11	0,005	0,34
7,50	0,40	1,49	0,109	0,96	0,004	0,29
8,50	0,35	1,31	0,095	0,84	0,003	0,24
9,50	0,32	1,18	0,088	0,78	0,003	0,21
10,50	0,29	1,06	0,079	0,70	0,003	0,18
11,50	0,26	0,97	0,068	0,60	0,002	0,15
12,50	0,24	0,89	0,063	0,56	0,002	0,13
13,50	0,22	0,83	0,057	0,50	0,002	0,11
14,50	0,21	0,77	0,053	0,47	0,001	0,10
15,50	0,19	0,72	0,049	0,43	0,001	0,09
16,50	0,18	0,68	0,043	0,38	0,001	0,08
17,50	0,17	0,64	0,040	0,35	0,001	0,07



pour le calcul du tassement, le sable est divisé en tranches de "1m" d'épaisseur chacune.

$$\Delta h_{tot} = \sum \Delta h_i$$

$$\Delta h_{tot} = 2,92 \text{ cm} < \Delta h_{adm}$$

• Vérification des contraintes dans le sol sous les différentes sollicitations :

- Si la résultante des efforts extérieurs est appliquée à l'extérieur du noyau central, la contrainte maximale de contact " $\sigma_1$ " sera déterminée par l'abaque :

[calcul des fondations et murs de soutènement]

WAYNE - C - TENG  $\rightarrow$  page 183

- Si la résultante est appliquée dans noyau central, les contraintes extrêmes ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) sont données par la formule classique :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{L}{2} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot \frac{B}{2}$$

pour les semelle rectangulaires l'équation peut s'écrire :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{L} \pm \frac{6e_x}{B} \right) \text{ avec : } e_{x1} = \frac{B}{6} = 1\text{m}$$

$$e_{y1} = \frac{L}{6} = 3,7\text{m}$$

(le taux de travail du sol est limité à 2,2 bars sous la semelle (valeur pour laquelle le tassement a été calculé))

la contrainte extrême  $\sigma_1$  est comparée à  $1,33 \bar{\sigma}_s = 2,9$  bars (1<sup>er</sup> genre) pour le second genre on compare  $\sigma_1$  à la contrainte adm de rupture.

Sollicitations	N(t)	$e_y$ (m)	$e_x$ (m)	$\sigma_1$ ( $\frac{kg}{cm^2}$ )	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_s$
G + 1,2 P	2967,2	0,10	0,03	2,3	2,1	2,9
G + P + 1,2 S I <sub>0</sub> <sup>22</sup>	2814,8	0,06	0,24	2,6	1,6	11
G + P + 1,2 S I <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2916,9	0,44	0,03	2,5	1,9	11
G + P + 1,2 S I <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2825,3	0,98	0,03	2,7	1,5	11
0,8 G + S I <sub>0</sub> <sup>22</sup>	1808,4	0,21	0,29	1,8	0,9	11
0,8 G + S I <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1782,5	0,73	0,02	1,6	1,0	11
0,8 G + S I <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1706,2	1,22	0,03	1,7	0,8	11

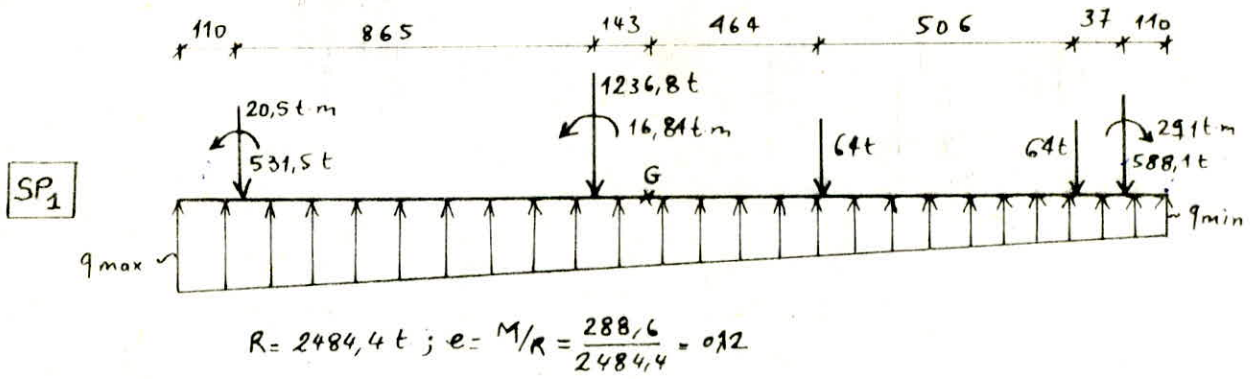
### CALCUL DE LA SEMELLE

La méthode utilisée pour le calcul de la semelle (continue) est la méthode classique qui est basée sur l'hypothèse d'une semelle infiniment rigide, et d'une distribution linéaire des contraintes sous la semelle.

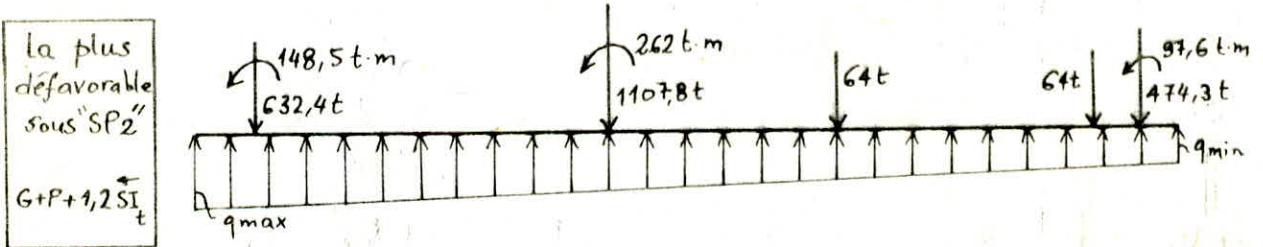
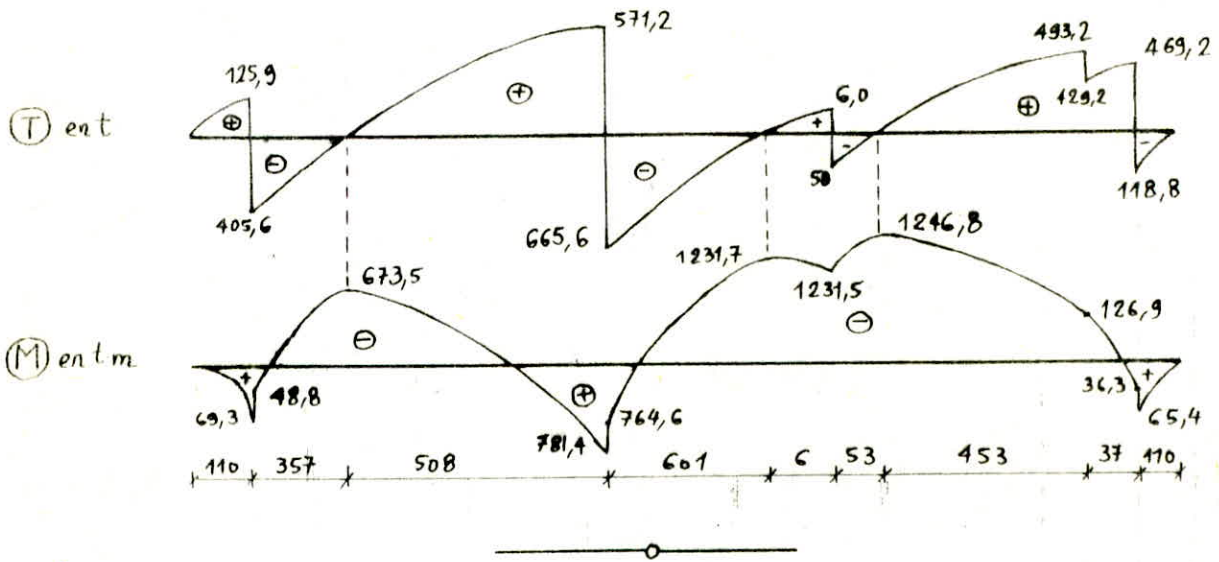
#### Etapas de calcul

- déterminer la charge totale des poteaux "R" et ses coordonnées
- déterminer la distribution des contraintes sous la semelle
- tracer les courbes représentatives de l'effort tranchant et du moment flechissant le long de la semelle.
- Calculer la semelle comme une poutre continue.
- Calculer la semelle pour qu'elle résiste aux moments transversaux (même calcul que pour une semelle isolée)

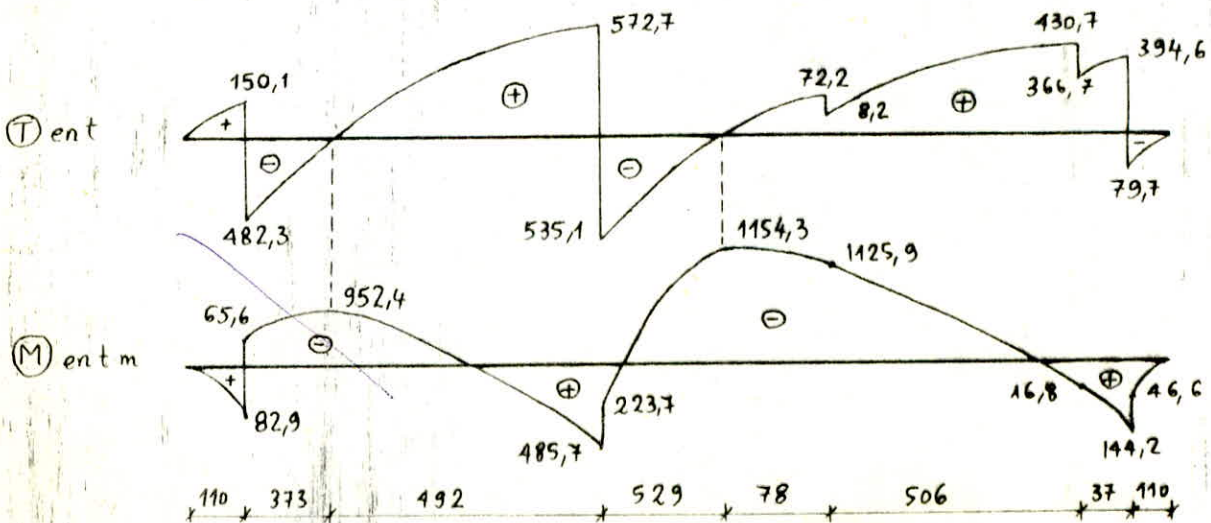




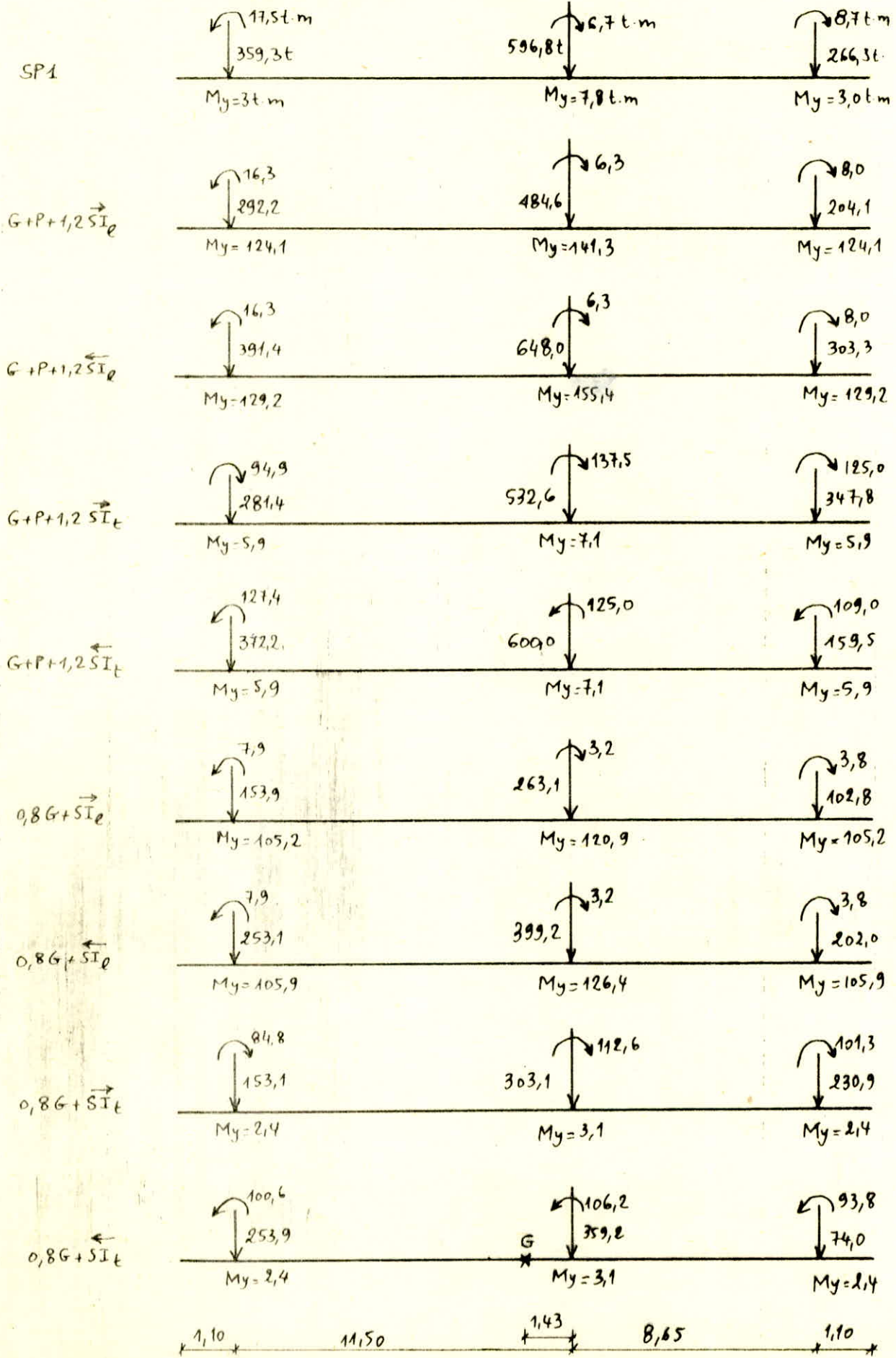
$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2484,4}{22,35} \left[ 1 + \frac{6 \times 0,12}{22,35} \right] = 114,6 t/ml$ ;  $q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = 107,7 t/ml$



$R = 2342,5 t$ ;  $M = 2768,1 t.m$ ;  $e = \frac{M}{R} = 1,18 m$ ;  $q_{max} = \frac{2342,5}{22,35} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 1,18}{22,35} \right] = 138,1 t/ml$ ;  $q_{min} = 71,6 t/ml$



- SEMELLE "S2" - (Sens longitudinal)



Capacité portante du sol vis à vis de la rupture :

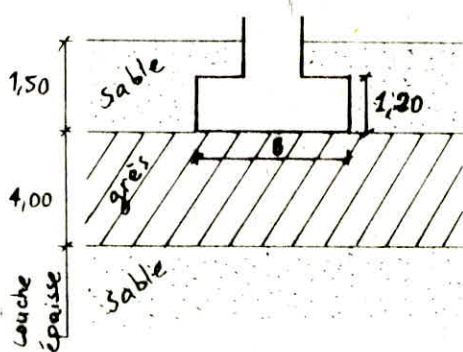
$$\bar{\sigma}_a = \gamma_1 D + \frac{\gamma_1 \gamma_2 N \gamma + \gamma_1 D (N \gamma - 1) + C N c}{F}$$

. B = 2 m ; e<sub>x</sub> = 0,01 m , e<sub>y</sub> = 0,06 m ; B' = 1,88 , L' = 22,33

. résultante des efforts =  
= 1222,4 + 160,9 ( poids semelle + terres ) + 41,4 ( voile )  
= 1424,7 t

$$\bar{\sigma}_a = 2 \times 1,5 + \frac{2,48}{4} \frac{1,88}{2(1 + \frac{1,88}{22,33})} + \frac{2,15}{4} (33,3 - 1) + 0$$

$$\bar{\sigma}_a = 48 \text{ t/m}^2 = 4,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1er genre)} \rightarrow \bar{\sigma}_{a \text{ sp2}} = 1,33 \cdot 4,8 = 6,4 \text{ kg/cm}^2$$

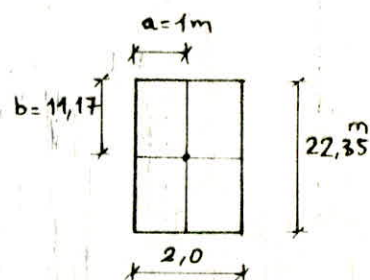


Etude des tassements :

Contrainte moyenne sous la semelle :  $q_m = \frac{N}{S} = \frac{1424,7 \cdot 10^3}{2 \times 22,35 \cdot 10^2} = 3,2 \text{ kg/cm}^2$

z (m)	m = a/z	n = b/z	k	$\Delta \sigma = 4 \text{ kg/cm}^2$	$\Delta e$	$\Delta R_i$ (cm)
4,50	0,22	2,148	0,069	0,86	0,005	0,32
5,50	0,18	2,03	0,059	0,73	0,004	0,26
6,50	0,15	1,72	0,048	0,60	0,003	0,21
7,50	0,14	1,49	0,045	0,56	0,003	0,18
8,50	0,13	1,31	0,040	0,50	0,002	0,16
9,50	0,11	1,18	0,034	0,42	0,002	0,13
10,50	0,10	1,06	0,030	0,38	0,002	0,11
11,50	0,09	0,97	0,024	0,31	0,001	0,09
12,50	0,08	0,89	0,021	0,27	0,001	0,08
13,50	0,08	0,83	0,020	0,26	0,001	0,07
14,50	0,07	0,77	0,018	0,22	0,001	0,06
15,50	0,07	0,72	0,017	0,21	0,001	0,05
16,50	0,06	0,68	0,015	0,19	0,001	0,04
17,50	0,06	0,64	0,015	0,19	0,001	0,04

C<sub>c</sub> = 0,03 ; e<sub>0</sub> = 0,45

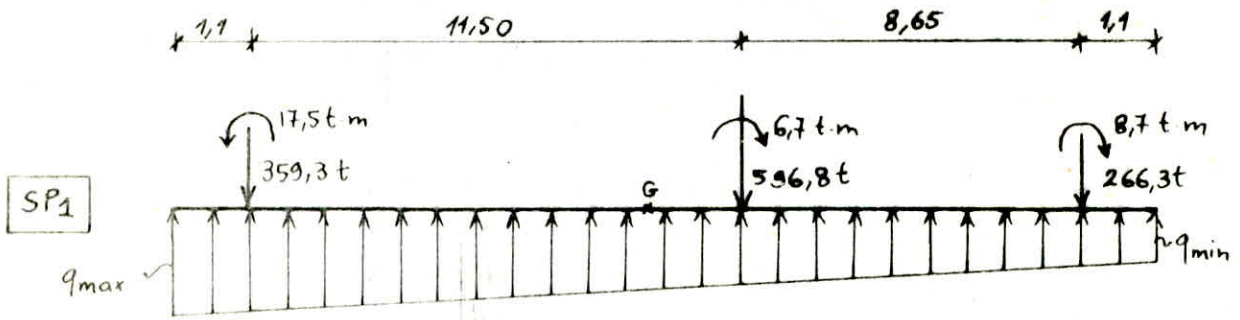


$\Delta R_t = \sum \Delta R_i = 1,80 \text{ cm} < \Delta R$

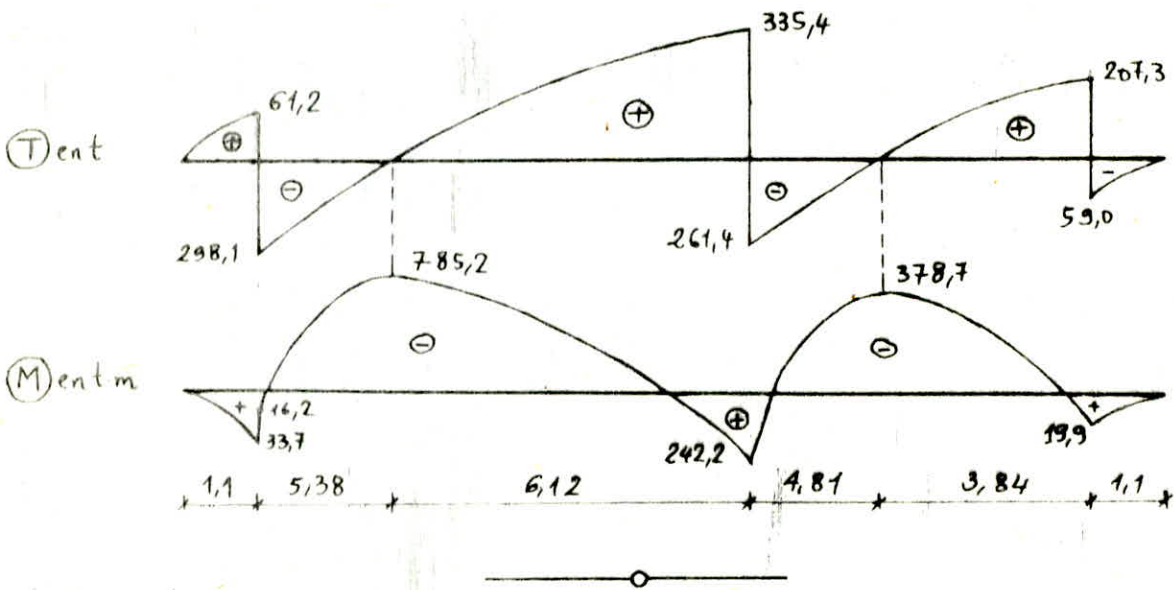
Verification des contraintes dans le sol :

Sollicitations	N (t)	e <sub>y</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s$
G + 1,2 P	1424,7	0,06	0,01	3,2	2,9	4,1
G + P + 1,2 S <sub>Ie</sub>	1141,8	0,17	0,34	5,4	0	6,4
G + P + 1,2 S <sub>Ie</sub>	1503,6	0,02	0,27	6,1	0,6	6,4
G + P + 1,2 S <sub>Ie</sub>	1522,7	1,35	0,01	4,1	1,8	6,4
G + P + 1,2 S <sub>Ie</sub>	1999,6	1,27	0,01	4,0	1,8	6,4
0,8 G + S <sub>Ie</sub>	648,5	0,22	0,51	3,8	0	6,4
0,8 G + S <sub>Ie</sub>	983,0	0,06	0,34	4,5	0	6,4
0,8 G + S <sub>Ie</sub>	815,8	1,86	0,01	2,8	0,8	6,4
0,8 G + S <sub>Ie</sub>	815,8	1,96	0,01	2,8	0,8	6,4

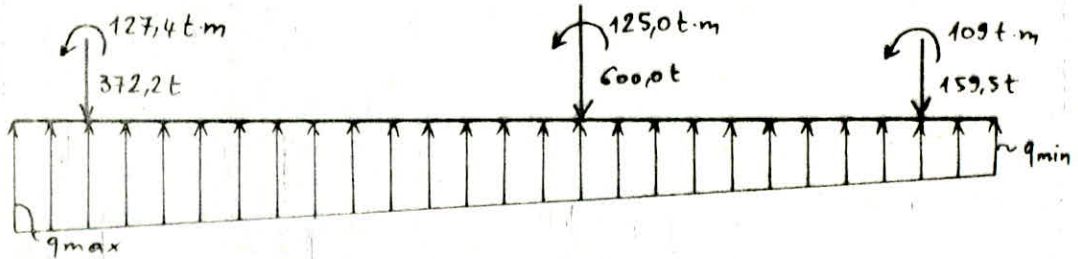
même procédé que pour la semelle "S1".



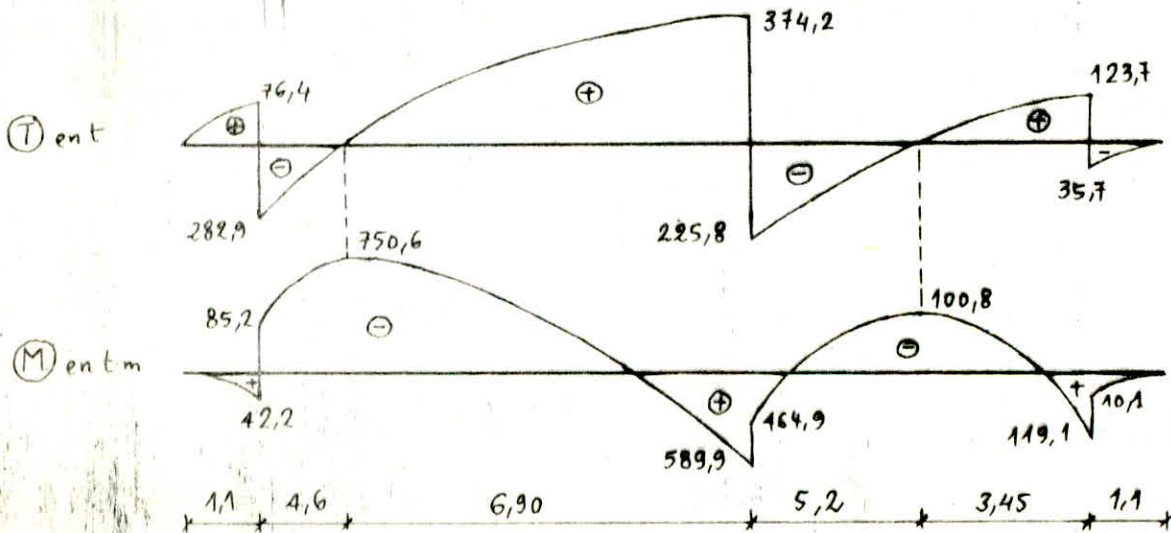
$R = 1222,4 t$  ;  $e = \frac{M}{R} = \frac{86,1}{1222,4} = 0,07$  ;  $q_{max} = 55,7 t/ml$  ;  $q_{min} = 53,7 t/ml$



La plus défavorable sous "SP2"  
 $G + P + 1,25I_t$



$R = 1131,7 t$  ;  $e = \frac{M}{R} = \frac{1647,4}{1131,7} = 1,46 m$  ;  $q_{max} = 70,4 t/ml$  ;  $q_{min} = 30,8 t/ml$



- SEMELLE "S<sub>1</sub>" - (sens transversal)

• SP<sub>1</sub> →  $R = 2484,4 \text{ t}$ ;  $M_y = 85,8 \text{ t}\cdot\text{m}$ ;  $e = \frac{M_y}{R} = 3,5 \text{ cm}$

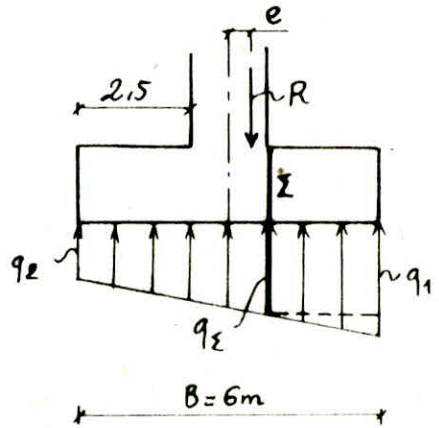
$$q_{1,2} = \frac{R}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] \Rightarrow \begin{cases} q_2 = 399,8 \text{ t/ml} \\ q_1 = 428,4 \text{ t/ml} \end{cases}$$

moment au droit de la section  $\Sigma$  :

$$M_\Sigma = \frac{q_2 \cdot 2,5^2}{2} + \frac{(q_1 - q_2) \cdot 2,5}{2} \cdot \frac{2,5}{3} \cdot 2,5$$

$$q_\Sigma = q_1 \left( 1 - \frac{2,5}{6} \right) + q_2 \cdot \frac{2,5}{6} = 416,5 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow M_\Sigma = 1326,3 \text{ t}\cdot\text{m}$$



• SP<sub>2</sub> (cas le plus défavorable :  $G+P+1,2 \overrightarrow{SII}$ ) :

$$R = 2332 \text{ t}; M_y = 665,1 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow e = \frac{M_y}{R} = 0,29 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} q_1 = 499,5 \text{ t/ml} \\ q_2 = 277,8 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$q_\Sigma = 407,1 \text{ t/ml} \Rightarrow M_\Sigma = 1464,8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- SEMELLE "S<sub>2</sub>" - (sens transversal)

Méthode des consoles :

• SP<sub>1</sub> :  $R = 1222,4 \text{ t}$   
 $M_y = 13,8 \text{ t}\cdot\text{m}$  } →  $e = 0,01 \text{ m}$

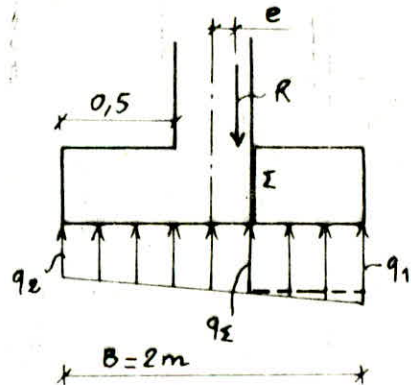
$$q_1 = 631,9 \text{ t/ml}; q_2 = 590,5 \text{ t/ml}$$

$$q_\Sigma = 621,6 \text{ t/ml} \Rightarrow M_\Sigma = 78,6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

• SP<sub>2</sub> (cas le plus défavorable :  $G+P+1,2 \overrightarrow{SII}$ )

$$R = 1342,7 \text{ t}; M = 413,8 \text{ t}\cdot\text{m} \} \rightarrow e = 0,31 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} q_1 = 1295,7 \text{ t/ml} \\ q_2 = 47,0 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$q_\Sigma = 983,5 \text{ t/ml} \Rightarrow M_\Sigma = 149 \text{ t}\cdot\text{m}$$

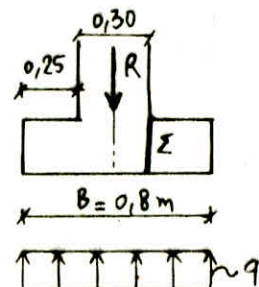


- SEMELLE "S<sub>3</sub>" - (sens transversal)

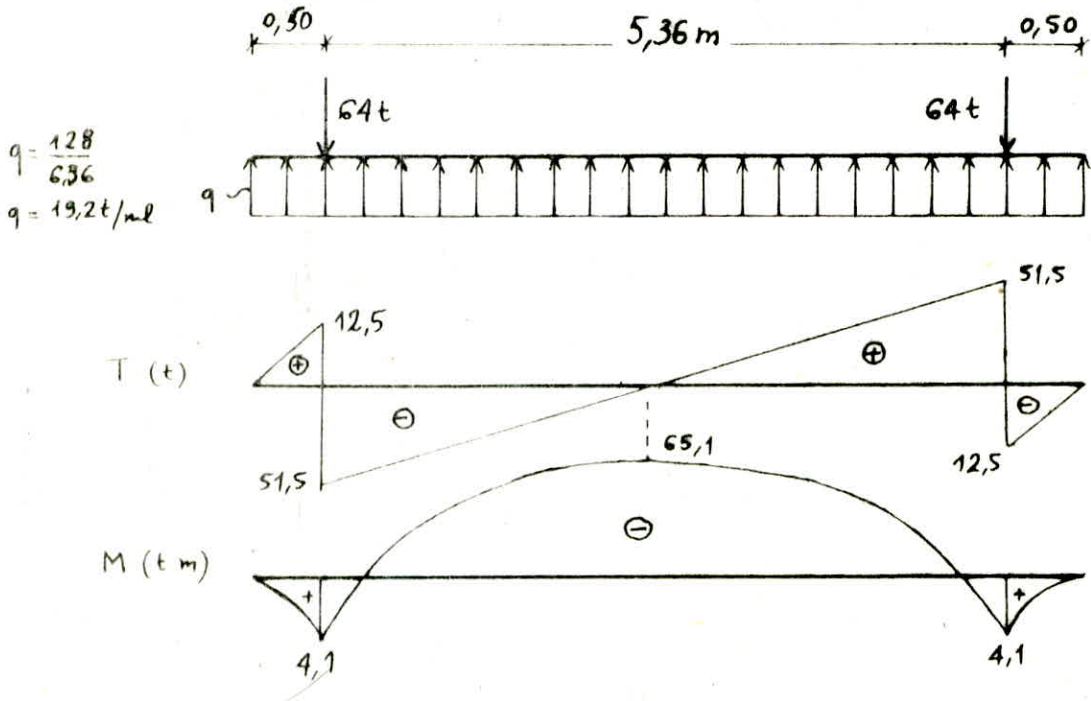
$$R = 128 \text{ t}$$

$$q = \frac{R}{B} = \frac{128}{0,8} = 160 \text{ t/ml}$$

$$M_\Sigma = \frac{q \cdot 0,25^2}{2} = 5 \text{ t}\cdot\text{m}$$



- SEMELLE "S3" (sens longitudinal)

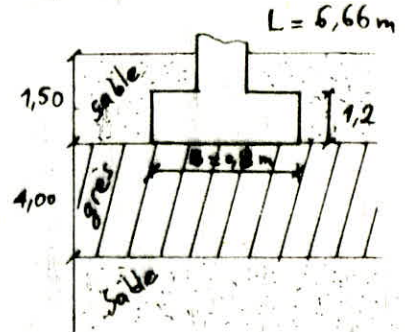


• capacité portante du sol vis à vis de la rupture:

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_1 D + \frac{\beta \gamma_2 N \gamma + \gamma_1 D (N \gamma - 1) + C N_c}{F}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 2 + \frac{2 \cdot 48}{4} \cdot \frac{0,8}{2(1 + \frac{0,8}{6,36})} + \frac{2 \cdot 1,5}{4} (33,3 - 1)$$

$$\bar{\sigma}_a = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

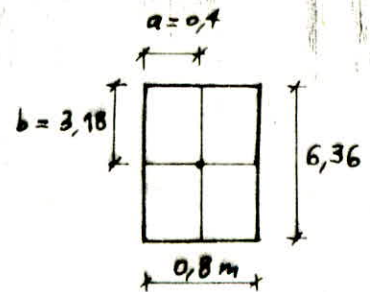


• Etude des tassements:

Effort total = 128 + 19,2 (poids semelle + terres) = 147,2 t

$$q = \frac{N_{tot}}{S} = \frac{147,2 \cdot 10^3}{6,36 \cdot 0,8 \cdot 10^4} = 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

z (m)	$m = \frac{a}{z}$	$n = \frac{b}{z}$	k	$\Delta \sigma = 4 \text{ kg (kg/cm}^2)$	$\Delta e$	$\Delta h$ (cm)
4,50	0,09	0,74	0,022	0,25	0,002	0,11
5,50	0,07	0,61	0,019	0,21	0,001	0,09
6,50	0,06	0,52	0,013	0,15	0,001	0,06
7,50	0,05	0,45	0,011	0,12	0,001	0,05
8,50	0,05	0,41	0,009	0,11	0,001	0,04
9,50	0,04	0,36	0,008	0,09	0,001	0,03



$$\Delta h_{tot} = 0,38 \text{ cm} < \Delta \bar{h}$$

- FERRAILLAGE DES SEMELLES -

Le moment de calcul = max (1,5 M<sub>SP1</sub> ; M<sub>SP2</sub>)

- calcul sections d'acier - armatures principales -  
(méthode P. CHARRON)

Semelle	travée L (m)	moment M (t.m)	sollicitation	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$	$\eta$	K	E	$\sigma'_b$	A <sub>cm</sub> <sup>2</sup>	
sens longitudinal	S <sub>1</sub>	8,65	673,5	SP <sub>1</sub>	2670	162	0,0497	38,4	0,9064	72,9	241,3
		11,50	1246,8	SP <sub>1</sub>	2670	162	0,0920	26,1	0,8783	107,3	460,9
	S <sub>2</sub>	8,65	378,7	SP <sub>1</sub>	2670	162	0,0838	27,7	0,8829	101,1	139,3
		11,50	785,2	SP <sub>1</sub>	2670	162	0,1638	17,7	0,8471	158,2	301
	S <sub>3</sub>	5,06	65,1	SP <sub>1</sub>	2800	162	0,0360	46,6	0,9188	60,1	23,0
	sens transversal	S <sub>1</sub>	-	781,4	SP <sub>1</sub>	2670	162	0,0577	35,0	0,9000	80,0
S <sub>2</sub>		-	589,9	SP <sub>2</sub>	4005	243	0,0871	27,1	0,8812	155	144,9
S <sub>3</sub>		-	4,10	SP <sub>1</sub>	2800	162	0,0022	215	0,9783	13,0	1,36
armatures inférieures	S <sub>1</sub>	-	1326,3	SP <sub>1</sub>	2800	162	0,0263	56	0,9296	50,0	480,7
	S <sub>2</sub>	-	149	SP <sub>2</sub>	4200	243	0,0020	225	0,9792	187	33,0
	S <sub>3</sub>	-	5,0	SP <sub>1</sub>	2800	162	0,0003	560	0,9913	5	1,64

- choix et disposition des armatures principales -

Semelle	sens	type d'armatu.	travée	A calculée	Ferrailage adopté	A réelle <sup>(cm<sup>2</sup>)</sup>
"S <sub>1</sub> " B = 6 m L = 22,35 m	longitudinal	Arm sup	8,65	241,3	30T32, e=20cm	241,2
		Sup	11,50	460,9	58T32, 2 nappes e=20	466,32
	transversal	Arm inf	/	281,9	35T32, 2 nappes e=20	281,4
		Arm inf	/	480,7	95T20+90T16 e=12	487,7
		Arm sup	/	/	45T14, e=50	69,3
"S <sub>2</sub> " B = 2 m L = 22,35 m	longitudinal	Arm sup	8,65	139,3	12T40, e=17	150,72
		Sup	11,50	301	24T40, 2 nappes e=17	301,44
	transversal	Arm inf	/	144,9	12T40, e=17	150,72
		Arm inf	/	33	57T16, e=40	114,57
		Arm sup	/	/	45T14, e=50	69,3
"S <sub>3</sub> " B = 0,8 m L = 6,06 m	long	Arm sup	/	23	8T20, e=10	25,13
		Arm inf	/	1,36	8T14, e=10	12,31
	trans	Arm inf	/	1,64	13T14, e=50	20,02
		Arm sup	/	/	13T14, e=50	20,02

\* ARMATURES TRANSVERSALES :

contrainte de cisaillement :  $\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z}$  ,  $z = \frac{7}{8} h$

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Semelle	$T_{max}^{(t)}$	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_b$	$\bar{\tau}_b$
S <sub>1</sub>	665,6	11,52	80,0	24,5
S <sub>2</sub>	335,4	17,11	63,6	24,5
S <sub>3</sub>	51,5	6,69	13,0	24,5

on a  $\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_{cb}$  → on utilise des cadres et des étriers  $\perp$  à la ligne moyenne.

Semelle	$\bar{t}$ (cm)	$t_{adopté}$ (cm)	$\bar{\sigma}_{at}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$A_t$	Ferrailage adopté	$A_{dalle}$
S <sub>1</sub>	55,7	30	3432	59,4	30 étriers T12	67,8
S <sub>2</sub>	30	24	3059	26,9	12 étriers T12	27,14
S <sub>3</sub>	78,5	40	3754	5,6	1 cadre + 6 épingles T10	6,28

$A_t = \frac{T \bar{t}}{2 \bar{\sigma}_{at}}$  ,  $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$

$\rho_{at} = \sup(\frac{8}{100}, 1 - \frac{\bar{t}_b}{9 \bar{\sigma}_b})$

$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h(1 - 0,3 \frac{\bar{t}_b}{\bar{\sigma}_b}) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h \end{cases}$

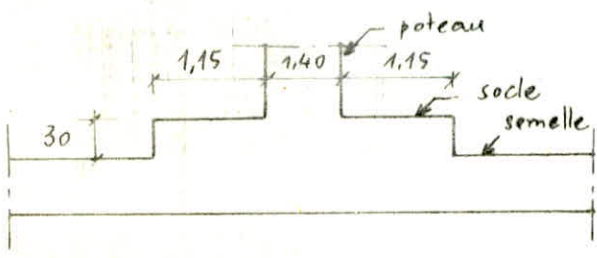
\* VERIFICATION AU POINÇONNEMENT (des semelles) :

Condition de sécurité vis à vis du poinçonnement sous charges localisées est satisfaite si :

$\bar{\tau}_{max} = \frac{1,5 \cdot Q}{1,2 P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$  (Art. 39.54 CCBA68)

dimension du poteau considéré	$Q_{max}^{(t)}$	$P_c$ (cm)	$\bar{\tau}_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
140 x 120	1236,8	1000	12,88	7
120 x 100	588,1	920	6,66	"
30 x 30	64	300	2,22	"

pour le poteau central la sécurité vis à vis du poinçonnement n'est pas vérifiée, on augmente alors la surface de contact entre le poteau et la semelle en réalisant un socle de hauteur 30 cm et de dimension (3,70 m x 3,20 m) :



dans ce cas :

$P_c = [(3,7 + 1,2) + (3,2 + 1,2)] \times 2 = 18,6 \text{ m}$

$\bar{\tau}_{max} = \frac{1,5 \cdot 1236,8 \cdot 1000}{1,2 \cdot 1860 \cdot 120} = 6,93 < \bar{\sigma}_b = 7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$



## SEMELLE FILANTE SOUS LE VOILE PERIPHERIQUE

hauteur du voile  $h = 1,1 + 4 = 5,1 \text{ m}$

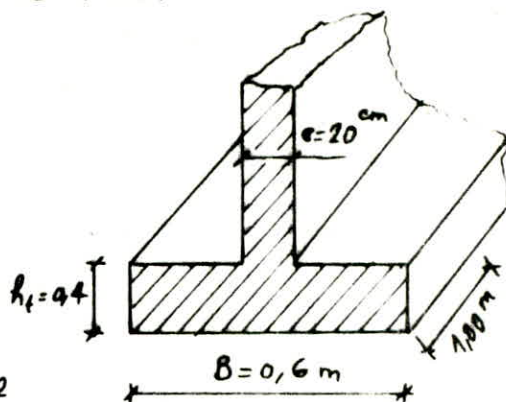
Poids ml de voile  $1 \times 5,1 \times 0,2 \times 2,5 = 2,55 \text{ t/ml}$

Poids ml de semelle  $0,6 \times 0,4 \times 2,5 = 0,6 \text{ t/ml}$

Poids ml des terres au dessus  
de la semelle  $(0,6 - 0,2) \times 1 \times 1,1 \times 2 = 0,88 \text{ t/ml}$

Charge totale/ml  $\rightarrow q = 4,03 \text{ t/ml}$

Contrainte dans le sol:  $\sigma_s = \frac{q}{s} = \frac{4,03 \cdot 1000}{60 \cdot 100} = 0,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$



Ferraillage de la semelle:

- sens transversal:

on utilise la méthode des bielles:

$$F = \frac{N(B-b)}{8h} = \frac{4,03 \cdot 1000 \cdot (60-20)}{8(40-4)} = 559,7 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{559,7}{2800} = 0,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend 4T10/ml (e=25cm) (A=3,14 cm}^2)$$

sens longitudinal

dans ce sens, la semelle joue le rôle d'une longrine

$$\text{effort de traction} \rightarrow N = \frac{N_{\text{max}}}{15} = \frac{588,1}{15} = 39,2 \text{ t}$$

$$A = N \frac{39,2 \cdot 10^3}{\sigma_a} = 14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend 6T20 (A=18,84 cm}^2)$$

- VOILE PERIPHERIQUE -

Le voile périphérique sera dimensionné afin de supporter la pression latérale due aux terres sur une hauteur de 5,1 m.

Le voile sera considéré comme appuyé en haut sur le plancher et en bas sur les fondations.

en plus du poids des terres, on prend en compte une surcharge éventuelle de 500 kg/m<sup>2</sup>.

La distribution de la poussée des terres sur le voile est donnée par la formule:

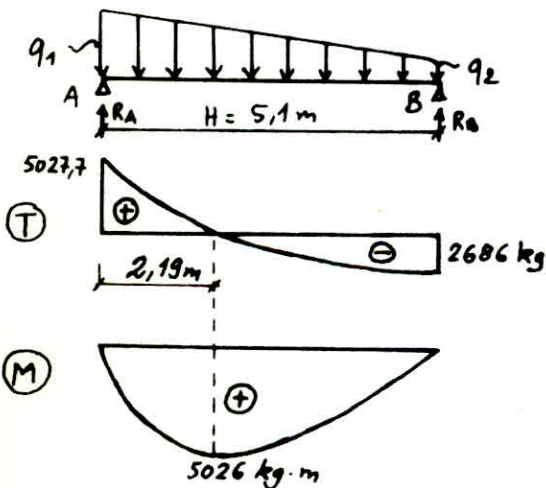
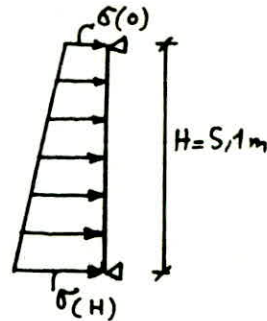
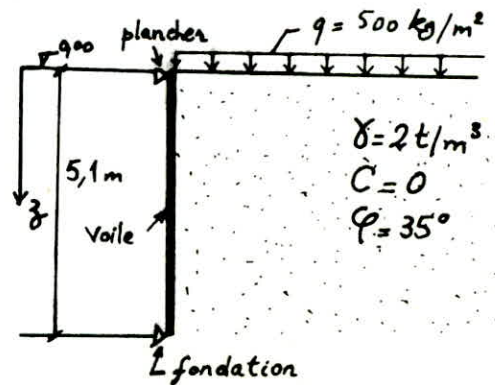
$$\sigma_z = K_a (\gamma z + q)$$

avec  $K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$

$$\begin{cases} \sigma(0) = K_a \cdot q \quad (z=0) \rightarrow \sigma(0) = 135 \text{ kg/m}^2 \\ \sigma(H) = K_a (\gamma \cdot H + q) \rightarrow \sigma(H) = 2890 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

on considère une bande de 1m de largeur du voile :

on aura  $q_1 = 2890 \text{ kg/ml}$  et  $q_2 = 135 \text{ kg/ml}$



$$\begin{aligned} R_A &= \frac{(q_1 - q_2) H}{3} + q_2 \cdot \frac{H}{2} \\ R_B &= \frac{(q_1 + q_2) H}{2} - R_A \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} R_A = 5027,7 \text{ kg} \\ R_B = 2686 \text{ kg} \end{cases}$$

\* Calcul des sections d'acier

- armatures longitudinales :

méthode P. CHRON :

$$\left. \begin{aligned} M^{\max} &= 5,03 \text{ t.m} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h_t &= 20 \text{ cm}, h = 17,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} A &= 11,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ &\text{soit } 6 \text{ T16/ml} \\ &(A = 12,06 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

dans le sens perpendiculaire  $\rightarrow$  arm. de répartition:  $A_2 \geq \frac{A}{4} = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T10/ml}$   
(3,14 cm<sup>2</sup>)

- Armatures transversales:

$$\bar{q}_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5027,7}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17,5} = 3,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{q}_b^{\max} < \bar{q}_b = 1,15 \bar{q}_b = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  les arm. transv. ne sont pas nécessaires.



### - LONGRINES -

Les longrines seront calculées conformément à l'article 4.2.3.3 du "RPA 81".

Elles doivent pouvoir équilibrer un effort axial de traction au moins égal à 15% de la charge axiale du poteau en question

$$N = \frac{N_{max}}{15} \text{ (terrain de consistance moyenne)}$$

• Longrine reliant les poteaux de la structure

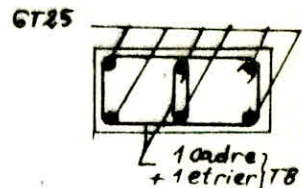
$$N = \frac{N_{max}}{15} = \frac{1236,8}{15} = 82,4 \text{ t}$$

- Coffrage de la longrine : 30x50 (cm)

- Ferrailage :  $A \geq \frac{82,4 \cdot 1000}{2670} = 30,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{GT25}$

- armatures transversales:

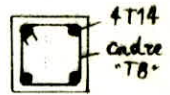
(1cadre + 1étrier) T8 (e=20cm)



• Longrine reliant les poteaux de la cage d'escalier:

$$N = \frac{64}{15} = 4,3 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} N = \frac{64}{15} = 4,3 \text{ t} \\ \text{Coffrage: } 30 \times 30 \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{4,3 \cdot 1000}{2800} = 1,53 \text{ cm}^2$$



on prend 4T14 avec un cadre "T8" (e=20cm)



- BIBLIOGRAPHIE -

- Regles techniques : CCBA 68
- Reglement parasismique Algerien : RPAB1
- Calcul et verification des ouvrages en béton armé  
(P. CHARON)
- Dynamique des structures et sismologie de l'ingenieur
- traité de béton armé "Tome 4" (A. GUERRIN)
- Formulaire de béton armé (CHAMBAUD-LEBELLE)
- Aide mémoire de béton armé (U. DAVIDOVICI)
- Aide mémoire de R.D.M ( J. Goulet)
- Calcul des fondations et murs de Soutènement  
(WAYNE.C - TENG)
- La méthode de Cross - théorie et applications (P. CHARON)

