



10x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Genie-Civil**

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CLINIQUE MATERNITE (R + 3)

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Mr A B E D

B.TOUAT

Mr STRAKOV

PROMOTION : JUIN 1985

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

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CLINIQUE MATERNITE (R+3)

Proposé par :

Mr ABED

Etudié par :

B. TOUAT

Dirigé par :

Mr STRAKOV

PROMOTION JUIN 1985

SOMMAIRE

<u>Chapitre</u>	<u>Page</u>
- Présentation de l'ouvrage	1
- Caractéristiques des matériaux	3
- Charges et Surcharges	6
- Prédimensionnement - descente de charge	7
- Calcul des éléments	9
- 1) Acrotère	9
- 2) Planchers	12
- 3) Escaliers	15
- 4) Poutre palier	19
- Calcul des rigidités	21
- Etude au séisme	23
- Efforts dans les portiques engendrés par les charges horizontales	28
- Déformations horizontales	34
- Vérification au renversement	35
- Efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales	36
- Superposition des sollicitations	39
- Ferrailage des poutres	49
- Ferrailage des poteaux	70
- Fondations (Semelles)	80
- Longrines	91
- Voile périphérique	92
- Etude des tassement	93
- Calcul du radier	95

INTRODUCTION

Presentation de l'ouvrage

Le projet qui me a été proposé, consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un clinique maternité, qui sera implanté à CHELIF
Zone de forte sismicité, en prenons 1e fois un bon sol de $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$, et
le autre fois un mauvais sol de $\bar{\sigma}_s = 1.0 \text{ bars}$

Ce clinique comporte un vide sanitaire un rez de chaussée et 3 étages

Dimensions du bâtiment

Longueur : - 24.90 m } entre nus des poteaux
Largeur : - 11.10 m }
hauteur d'étage - 2.90 m
hauteur totale (y compris l'acrotère) 12.79 m

Béton armé Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CC-B-R 68) ainsi qu'à tous les règles en vigueur applicables en Algérie.
• Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (F.E 40) et de l'acier doux (F.E 24). L'acier doit être propre et débarrassé de toute rouille non adhérente (peinture, graisse, ...)

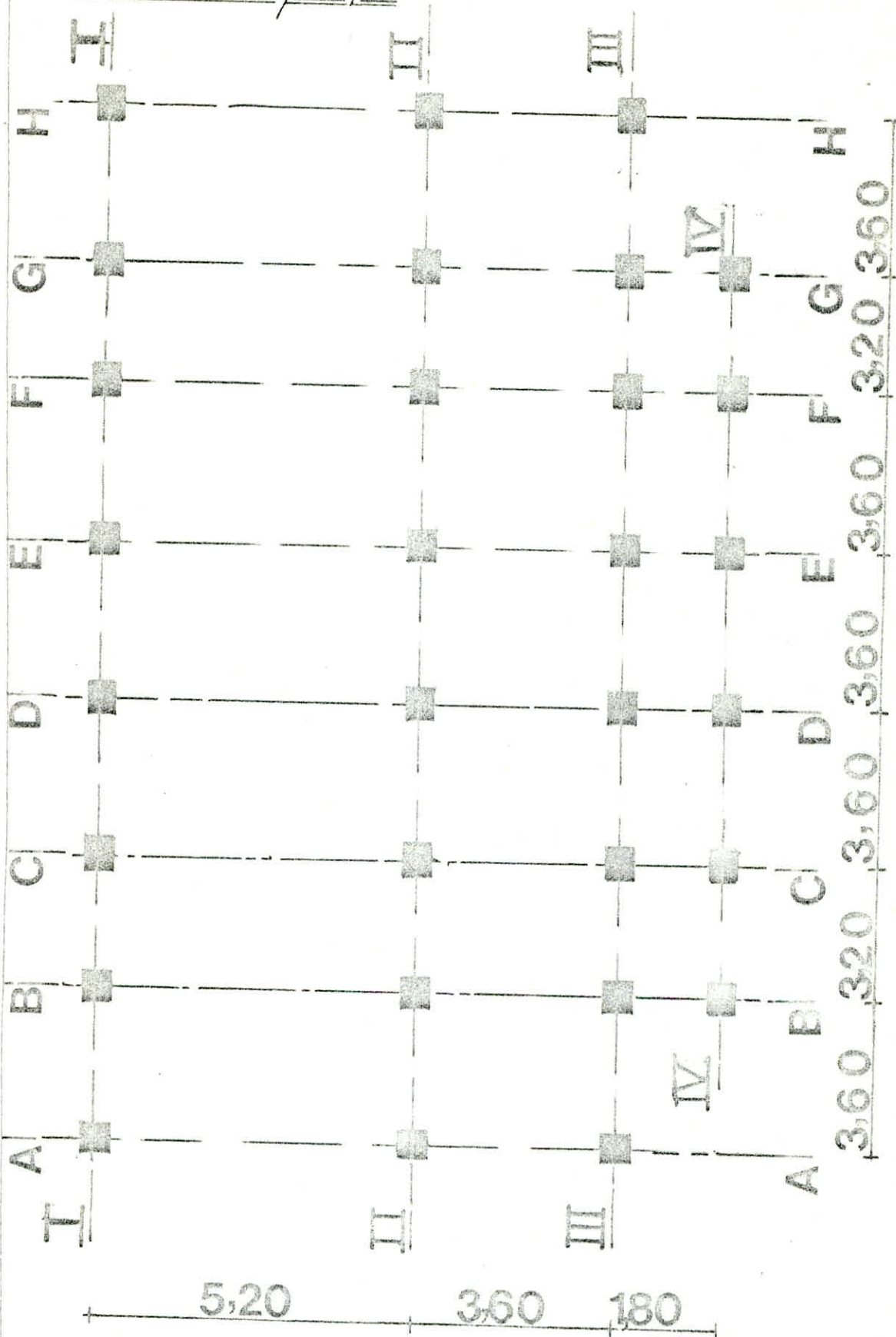
Ossature Le clinique est contreventé par des Portiques autostables (8) transversaux et (4) longitudinaux, le remplissage sera fait par la maçonnerie

Planchers Les planchers seront constitués par des dalles pleines d'épaisseur 16 cm

Escalier Le clinique sera muni d'une cage d'escaliers en béton armé, coulé sur place revêtues de carrelage

Maçonnerie Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de deux cloisons séparées par un vide d'air de 5 cm : (15+5+5). Les murs intérieurs seront des cloisons de séparation de (10 cm) d'épaisseur

Notation des portiques



Remarque. Le bâtiment a une cloison vitrée au niveau du portique IV-IV

caracteristiques et contraintes admissibles des materiaux

beton Il est dosé à 350 kg/m³ de c-p-A 325 ; controle attenué

La grosseur des granulats c_g : 5/15 mm.

la resistance nominale de la compression $\sigma'_{28} = 270$ bars

la resistance nominale de la traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 23.2$ bars

la composition d'un m³ de beton est la suivante:

800 l de gravillon ; 400 l de sable ; 350 kg de ciment -

c-p-A 325 ; 175 l d'eau

Contrainte de compression admissible

Elle est donnée par : $\overline{\sigma'_s} = \xi'_s \sigma'_{28}$ avec $\xi'_s = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

α : - α : depend de la classe de ciment utilisé ; pour le ciment de classe 325 $\alpha = 1$; - β : depend de l'efficacite de controle ; controle attenué : $\beta = 5/16$

γ : depend des epaisseurs relatives (hm) des elements de construction et des dimensions des granulats (c_g)

δ : depend des epaisseurs relatives (hm) des elements de construction et des dimensions des granulats (c_g)

Si $hm < 4c_g \rightarrow \gamma = \frac{hm}{4c_g}$; Si $hm \geq 4c_g \rightarrow \gamma = 1$

ϵ : depend de la nature des sollicitations

$\epsilon = 0,3$ en compression simple

$\epsilon = 0,6$ en flexion simple ou en flexion composée si l'effort normal est une traction :

$\epsilon = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3(1 + \frac{e_0}{32}) \end{array} \right\} \rightarrow$ en F.C si l'effort normal est la compression

e_0 : excentricite de la resultante des forces exterieures par rapport au centre de gravite du beton seul

e_1 : distance de la limite du noyau central au cdg du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

quand il s'agit d'une sollicitation du 2^e genre les valeurs de $\bar{\sigma}$ seront multipliées par 1.5 :

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$\epsilon = 1$. ds le cas de la compression simple.

$0.5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas avec $d_m' \leq \bar{\sigma}_{s0}$.

d_m' : étant la contrainte du béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée ; ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite :

Resume - En compression simple :

Pour SP₁ $\bar{\sigma}_{s0}' = 1.5/6 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 270 = 67.5 \text{ bars} = 68.5 \text{ kg/cm}^2$

Pour SP₂ $\bar{\sigma}_{s0}' = 2 \cdot 68.5 = 137 \text{ kg/cm}^2$

- En flexion simple . - sous SP₁ $\bar{\sigma}_s' = 2 \cdot 68.5 = 137 \text{ kg/cm}^2$

- sous SP₂ $\bar{\sigma}_s' = 1.5 \cdot 137 = 205.5 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de traction de référence

$\bar{\sigma}_t = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}_{st}$, α, β, γ prennent les memes valeurs que précédement ; $\theta = 0.018 + 2.1/\bar{\sigma}_{st} = 0.018 + 2.1/270 = 0.0258$

Pour SP₁ $\bar{\sigma}_t = 5.8 \text{ bars} = 5.9 \text{ kg/cm}^2$

Pour SP₂ $\bar{\sigma}_t = 1.5 \cdot 5.9 = 8.85 \text{ kg/cm}^2$

Aciers 1 - Aciers doux (ronds lisses) Nuance FeE 24, $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles: Pour SP₁ $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Pour SP₂ $\bar{\sigma}_a = 1.5 \cdot 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$

2 Aciers à haute adhérence Nuance FeE 40

$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$, $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$

Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ sous SP}_2 \end{cases} ; \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ sous SP}_2 \end{cases}$$

3. Acieris soudés $\phi \leq 6\text{mm} \rightarrow \sigma_{ad} = 5300 \text{ kg/cm}^2$; $\phi > 6\text{mm} \rightarrow 4500 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles

$$\phi \leq 6\text{mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3500 \text{ kg/cm}^2 & \text{Dous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 & \text{Sous SP}_1 \end{cases}$$

$$\phi > 6\text{mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$$

4) Armatures transversales

(\perp à la ligne moyenne)

La contrainte de traction admissible est donnée par : $\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \sigma_{ad}$

$$\beta_{at} = 1 - \frac{z_b}{5\bar{\sigma}_b} \rightarrow \text{si } \beta_{at} \geq \frac{2}{3} \text{ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage ; } \beta_{at} = \frac{2}{3} \rightarrow \text{sinon}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration les contraintes

admissibles doivent rester inférieures ou égales à :

$$\max \begin{cases} \sigma_1 = \frac{k_r \bar{w}_f}{\phi (1 + 10\bar{w}_f)} \rightarrow \text{fissuration systématique} \\ \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k_r \bar{\sigma}_a}{\phi}} \rightarrow \text{fissuration accidentelle} \end{cases}$$

$$\eta : \text{coef}^t \text{ de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour l'acier doux} \\ 1.8 & \text{pour l'acier à haute adhérence} \end{cases}$$

ϕ : diamètre (en mm) de la plus grosse barre

\bar{w}_f : A/β_f : pourcentage de fissuration : $\begin{cases} A : \text{section de l'acier tendue} \\ \beta_f : \text{section du béton enrobant } A \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton (bars)

k_r : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage.

$$\begin{cases} k_r = 1.5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu préjudiciable} \\ k_r = 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudiciable} \\ k_r = 0.5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

et en fin la contrainte admissible de l'acier est : $\min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{ad} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

charges et surcharges

* PLANCHER - TERRASSE

Charges permanentes	- étanchéité	<table> <tr> <td>induit de planete - 30</td> <td rowspan="2">.....</td> <td rowspan="2">50 kg/m²</td> </tr> <tr> <td>étanchéité : 20</td> </tr> </table>	induit de planete - 30	50 kg/m ²	étanchéité : 20
	induit de planete - 30	50 kg/m ²			
	étanchéité : 20					
	- béton de pente	-----	110			
	- protection : gravier (1200 kg/m ³ → 5cm)	-----	85			
- dalle de béton (e=16cm)	-----	400				
- faux Plafond (30 kg/m ²) + Plâtre (15mm)		50				

Sur charge d'exploitation : - terrasse inaccessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$

$G = 695 \text{ kg/m}^2$

doit $G + 1,2 P = 815 \text{ kg/m}^2$

* PLANCHERS, COURANTS ET R-D-C.

Charges permanentes:

- revêtement	carrelage : 2200 x 9015	} 127
	induit (15mm) : 2000 x 9015	
	sable 3cm : 1800 x 903	
	isolation phonique : 10	
- dalle de béton (e=16cm)	-----	400
- faux plafond	-----	50
- cloisons	-----	75
$G =$		652 kg/m^2

Sur charge d'exploitation $P = 500 \text{ kg/m}^2$

doit $G + 1,2 P = 1252 \text{ kg/m}^2$

* murs extérieurs:

- cloisons séparées par une lame d'air de 5cm

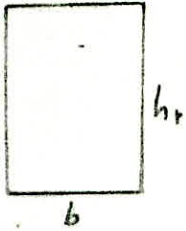
}	banque creuse de 15cm	→ 220 kg/m ²
	banque creuse de 5cm	→ 90 "

- plâtre : 20 kg/m²

Le poids des murs extérieurs sera 330 kg/m²

Predimensionnement - descente de charge

* poutres en dimensionne les poutres tout en respectant les prescriptions du reglement parasismique ALGERIENNE (RPA 81) relative au coffrage des poutres

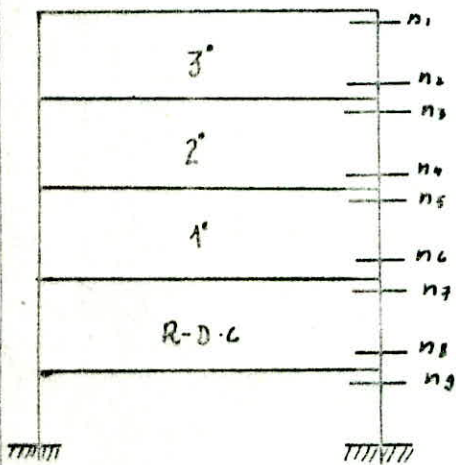


RPA Preconise que doit $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \\ h_r/b \leq 3 \end{array} \right.$ en zone III

Prenons $b = 30 \text{ cm}$, $h_r = 70 \text{ cm}$

* Poteaux les poteaux sont dimensionnes en faisant une descente de charge rapide sous G+1,2P.

- DESCENTE DE CHARGE -



faisant notre descente de Charge pour les (2) poteaux les plus sollicités soient

P_{H-I} et P_{D-II}

poteau P_{D-II}

niveau n ₁	→	16150 kg
niveau n ₂	→	16440 kg
niveau n ₃	→	35511 kg
niveau n ₄	→	40164 kg
niveau n ₅	→	63236 kg
niveau n ₆	→	64123 kg
niveau n ₇	→	87195 kg

Poteau P_{H-I}

niveau n ₁	→	5368 kg
niveau n ₂	→	5439 kg
niveau n ₃	→	16941 kg
niveau n ₄	→	17164 kg
niveau n ₅	→	28667 kg
niveau n ₆	→	29045 kg
niveau n ₇	→	40547 kg

niveau n ₃ → 88355 kg	niveau n ₀ → 41082 kg
niveau n ₂ → 111427 kg	niveau n ₁ → 52584 kg
niveau (fondation) → 112692 kg	niveau (fondation) → 53182 kg

- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 81 - art 2-1)

- $A = bh \geq \frac{h N'}{\sigma_{28}}$ ($\sigma_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$, $\lambda = 5 \rightarrow \text{Zone III}$)
- $\text{Min}(b, h) \geq 30$ (Zone III)
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$
- $\text{Min}(b, h) \geq h/20$ / h : hauteur d'étage
- Pour $N'_1 = 112692 \rightarrow a \geq 45.68 \text{ cm}$
- Pour $N'_2 = 53182 \rightarrow a \geq 31 \text{ cm}$

Conclusion.

Poteaux R-D-C section carrée (50x50)

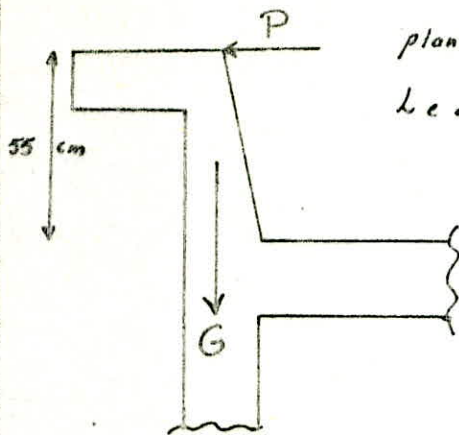
Poteaux étages courantes section carrée (40x40)

CALCUL
DES
ELEMENTS

1 acrotère

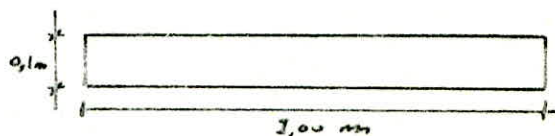
L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m dont les dimensions sont les suivantes



épaisseur $e = 9,10 \text{ m}$

hauteur $h = 0,55 \text{ m}$



- On distingue les efforts suivantes.

- Poids propre $G = 2500 \times 0,55 \times 0,1 = 137,5 \text{ kg/m}$

- Surcharge $P = 100 \text{ kg/m}$ (appliquée horizontalement et que est due à la main courante)

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire (0,1 x 1m) soumise à la flexion composée $\left\{ \begin{array}{l} N = G = 137,5 \text{ kg/m} \\ M = 1,2 \times 100 \times 0,55 = 66 \text{ kg m/m} \end{array} \right.$

- La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

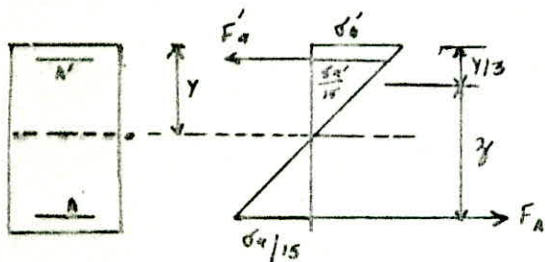
Excentricité: $e_0 = M/N = \frac{66}{137,5} = 48 \text{ cm}$; $h/2 = 10/2 = 5 \text{ cm}$ $e_0 > e$

⇒ la section est partiellement comprimée

- Moment fictif (M_f) $M_f = N(e_0 + h/2 - d) = 137,5 \times 51 = 70,125 \text{ kg m}$

Moment résistant du béton: (M_{rb})

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}'_b y (h - y/3) \quad \text{avec} \quad y = \frac{\eta \bar{\sigma}'_b}{\eta \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} h ; \quad \eta = 15.$$



$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

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

$$y = \frac{15 \cdot 137,5}{15 \cdot 137 + 2800} \cdot 8 = 3,386 \quad \Rightarrow \quad M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 137 \left(8 - \frac{3 \cdot 386}{3} \right) = 3,580 - 1593 \text{ kg m}$$

$$M_{rb} > M_f \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

Armatures tendues on calcule la section à la flexion simple sous l'effet du moment

M_f on déduit la section en flexion composée

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7012,5}{2800 \cdot 100 \cdot (8)^2} = 0,0059 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9652 \\ \xi_e = 12,9 \end{cases}$$

$$A_{fd} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{7012,5}{2800 \cdot 8 \cdot 0,9652} = 0,324 \text{ cm}^2/\text{m}^1$$

$$\text{D'où } A_{fc} = A_{fd} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,324 - \frac{132,5}{2800} = 0,275 \text{ cm}^2/\text{m}^1$$

cette section étant très faible on adoptera la section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité

Condition de non fragilité (CCBA GB art 52)

$$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ca}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{420} \longrightarrow A \geq 0,775 \text{ cm}^2$$

on adoptera 3TC/m¹ soit 0,84 cm²/m¹ avec 1 aspect de 30 cm.

On prévoit également des armatures \perp aux armatures principales

- ces armatures sont constructives

Vérifications des contraintes:

$$\bar{\omega}_f = \frac{100 A}{b h} = 9,106 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 77 \\ \xi = 93455 \end{cases}$$

$$\sigma_u = \frac{M}{\xi h \cdot A} = \frac{7012,5}{0,9652 \cdot 8 \cdot 9,84} = 1103,7 < 2800, \quad \sigma'_u = \frac{\sigma_u}{\xi} = 144,75 < \bar{\sigma}'_u \longrightarrow \text{vérifier}$$

condition de non fissuration

$$\sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{k_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9 \cdot 1,4}{6}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \longrightarrow$ pas de risque de fissuration.

Vérification à l'effort tranchant

on doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

$$T = 1,2 P = 120 \text{ kg}$$

$$M = -7012,5 \text{ kg cm}$$

$$3 = 3/8 \cdot 8 = 7 \text{ cm}$$

$$\text{alors, } 2800 \cdot 9,84 \geq 120 - \frac{7012,5}{7} < 0$$

l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction suppl^e

* Verification du seisme local de L'acrotère

D'après le RPA art 3.33, on doit vérifier le seisme local dans les éléments secondaires de la structure.

L'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

W_p : poids de l'élément $\rightarrow W_p = 137,5 \text{ kg/m'}$

$$Z = \frac{A(\text{groupe d'usage II, zone III})}{A(\text{groupe d'usage II, zone III})} = \frac{0,25}{0,25} = 1$$

$A \rightarrow$ coef d'accélération de zone

(Les valeurs de A sont tirées du tableau art 3.3.11 (R.P.A.81))

$$I = \frac{\text{Valeur du coef } A \text{ pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{Valeur du coef } A \text{ pour le groupe d'usage II}} = \frac{0,25}{0,25} = 1$$

- C_p : Facteur de force horizontale $\rightarrow C_p = 0,8$

$$\text{D'où } F_p = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 137,5 = 110 < 1,2P = 120 \text{ kg/m'}$$

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

2 Planchers

Ⓐ plancher terrasse c'est une dalle pleine d'épaisseur 16 cm

$$G + 1,2P = 815 \text{ kg/m}^2$$

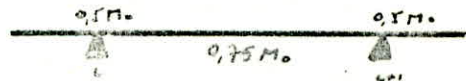
* panneau Ⓐ $\left. \begin{array}{l} l_x = 3,60 \text{ m} \\ l_y = 5,20 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \beta = l_x/l_y = 0,69 > 0,4$

on a : $0,4 < \beta < 1 \rightarrow$ on calcul le panneau dans les 2 sens

$$\beta = 0,69 \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0727 \rightarrow M_{0x} = M_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0727 \cdot 815 \cdot (3,6)^2 = 767,9 \text{ kgm/m} \\ M_y = 0,548 \rightarrow M_{0y} = M_y \cdot M_{0x} = 0,548 \cdot 767,9 = 420,8 \text{ kgm/m} \end{array} \right.$$

Calcul du panneau Partiellement encastré : (Méthode forfaitaire)

On doit avoir $M_t + \frac{M_c + M_{c1}}{2} \geq 1,15 M_0$



m va prendre $M_t = 0,75 M_0$
 $M_a = 0,5 M_0$

dans le sens de l_x : $\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,75 \cdot 767,9 = 576 \text{ kgm/m} \\ M_a = 0,5 \cdot 767,9 = 384 \text{ --} \end{array} \right.$



$$h_x = h_t - e - \frac{\phi_{lx}}{2} = 16 - 1,5 - 0,5 = 14 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \phi_{lx} - \frac{\phi_{ly}}{2} = 13 \text{ cm}$$

Ferraillage on utilise la méthode de (M. P. Charon)

$$M_t = 576 \text{ kgm} \quad \mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 576 \cdot 10^4}{2800 \cdot (14)^2 \cdot 100} = 0,0157 \left\{ \begin{array}{l} \mu = 75 \\ \epsilon = 0,9445 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{576 \cdot 10^4}{2800 \cdot 14 \cdot 0,9445} = 1,55 \text{ dt} \quad \text{dt} \quad A = 2710 / \text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

avec 1 espacement $e = 50$

Verification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,118 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} = 74,5 \\ \epsilon = 0,9498 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{576 \cdot 10^4}{1,57 \cdot 0,9498 \cdot 14} = 2776 < 2800, \quad \bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2776}{74,5} = 37,2 < \bar{\sigma}'_0$$

donc les contraintes sont vérifiées

armatures aux appuis (Chapeaux) $M_a = 384 \text{ kgm} \rightarrow \mu = 0,0105 \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9541 \\ h = 94 \end{array} \right.$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = 1,026 \rightarrow A = 2710 / \text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

verification des Contraintes $\bar{\omega} = 0,1121 \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9432 \\ h = 74,5 \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1851 ; \bar{\sigma}'_a = 25 \rightarrow$

contraintes vérifiées

armatures devant la grande portée l_y : $M_{0y} = 1120,8 \text{ kg m/m}^2$

$M_r = 0,75 \cdot 1120,8 = 840,6$, $M_a = 0,5 \cdot 1120,8 = 560,4 \text{ kg m/m}^2$

armatures en travée: $\rho_r = 316 \rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 316 \cdot 10^4}{2800 \cdot 100 \cdot (117)^2} = 0,0100$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9552 \\ l_a = 96,5 \end{array} \right.$

$A = \frac{316}{28 \cdot 0,9552 \cdot 13} = 0,908$ soit $2T8/m^2 = 1 \text{ cm}^2$ avec 1 esp. de 50 cm

Verification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,077$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9531 \\ l_a = 91,5 \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2550 < \bar{\sigma}_a$
 $\bar{\sigma}'_b = 28 \ll \bar{\sigma}'_b \rightarrow (\text{verifie})$

armatures aux appuis $M_a = 210 \text{ kg m}$; $\mu = 0,0066$ $\left\{ \begin{array}{l} l_a = 120 \\ \epsilon = 0,9630 \end{array} \right.$
 $\rightarrow A \approx 0,6 \text{ cm}^2$ soit $2T8/m^2 = 1 \text{ cm}^2/m^2$ avec 1 esp. de 50 cm

Verification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,077$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9571 \\ l_a = 91,5 \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1694 < \bar{\sigma}_a$
 $\bar{\sigma}'_b = 18,52 \ll 137 \rightarrow (\text{verifie})$

Condition de non fragilite: (art 52-CCBA 68) on a $0,4 < \rho < 1$; on doit verifier que:

① $\frac{A_s}{b h_x} \geq \psi_4/2 (2-\rho) \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$
 ② $\frac{A_v}{b h_y} \geq \psi_4/4 (1+\rho) \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$ avec: $\psi_4 = 0,5$ (aciers bruts de laminage)
 $h_0 = 16$ (ep. de la dalle)
 $h_x = 114 \text{ cm}$
 $h_y = 13$

soit ① $\rightarrow \frac{1,57}{100 \cdot 14} \geq \frac{0,54}{2} (2-0,69) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{16}{114} \right)^2 \rightarrow 1,12 \cdot 10^{-3} \geq 9,73 \cdot 10^{-4} \text{ (oui)}$

② $\rightarrow \frac{1}{100 \cdot 13} \geq \frac{0,54}{4} (1+0,69) \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{16}{13} \right)^2 \rightarrow 7,69 \cdot 10^{-4} \geq 7,28 \cdot 10^{-4} \text{ (oui)}$

Verification de l'effort tranchant $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

au milieu de l_x , $T = \frac{P}{2l_x + l_y}$; au milieu de l_y , $T = \frac{P}{3l_y}$

$P = 9,12 \cdot l_y$

dans le sens de l_x $A = 1,57$ $T = \frac{3,6 \cdot 5,2 \cdot 815}{2 \cdot 5,20 + 3,60} = 1090 \text{ kg/m}^2$
 $M = -384$

soit $1,57 \cdot 2800 \geq 1090 - \frac{384 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 14} \rightarrow (\text{verifie})$
 < 0

dans le sens de l_y $T = 978$, $T + M/3 < 0 \rightarrow (\text{verifie})$

orle CTC preconise une quantite minime donnee par:

d'ou on prend pour le panneau (1) suivant $L_x \rightarrow \begin{cases} A_t = 4710 \text{ Pm} \\ A_a = 4710 \text{ Pa} \end{cases}$: suivant $L_y \begin{cases} A_t = 478 \\ A_a = 478 \end{cases}$

le calcul des autres panneaux, est identique à celle du panneau (1) exposé précédemment, ainsi on a les resultats suivantes.

- Suivant L_x (tous les panneaux) on prend $A_t = A_a = 4710/m' ; t = 25 \text{ cm}$
- Suivant L_y " " " $A_t = A_a = 478/m' ; t = 25 \text{ cm}$

et ainsi avec ce ferrailage toutes les verifications sont satisfaites.
(contraintes, effort tranchant, cond de non frag^l)

B) Planchers courants et R-D-C

on a: $G + 1,2P = 12520 \text{ kg/cm}^2$ (toujours des dalles pleines d'épaisseur 16cm)
tous calculs fait en tenant compte de A^{min} preconise par CTC on a adopte les resultats suivantes.

• Suivant L_x et Pour tous les panneaux $\begin{cases} A_t = 5710/m' ; e = 20 \text{ cm} \\ A_a = 5710/m' ; e = 20 \text{ cm} \end{cases}$

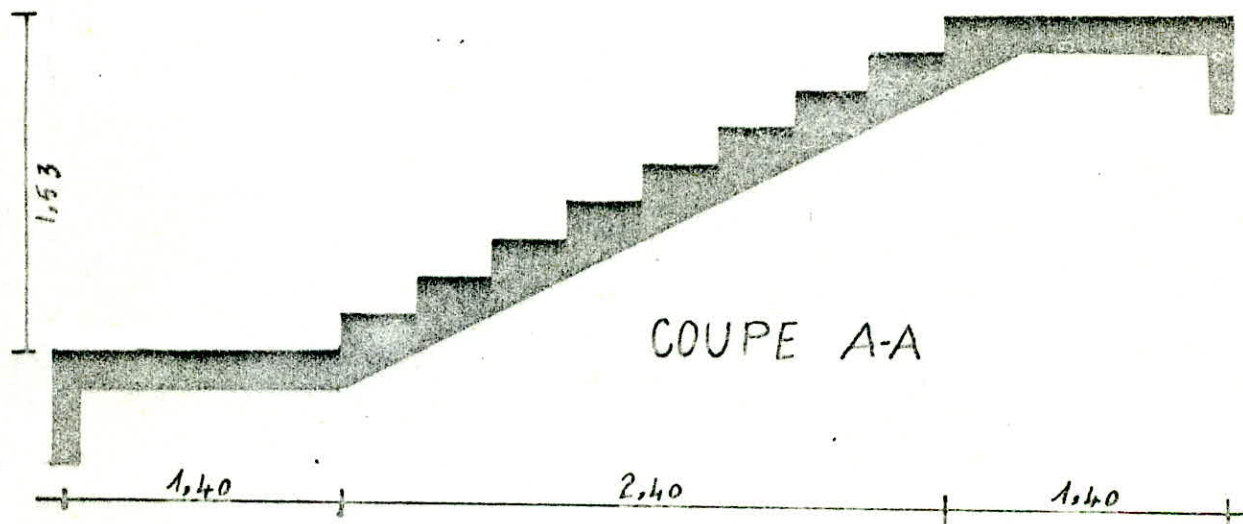
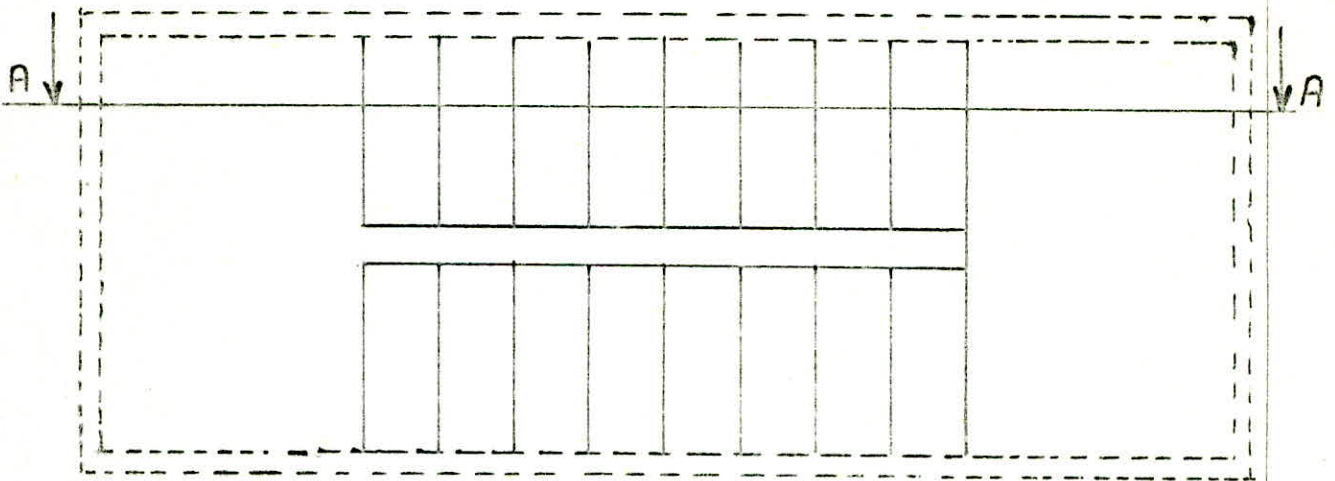
• Suivant L_y et Pour tous les panneaux $\begin{cases} A_t = 578/m' ; e = 20 \text{ cm} \\ A_a = 578/m' ; e = 20 \text{ cm} \end{cases}$

egalement pour le choix toutes les conditions sont satisfaites.

3 LES ESCALIERS

on a un seul type d'escalier à étudier: ESCALIER à palissades non adjacentes comporte 1 palier courant et 1 palier intermédiaire lia par la palissade.

VUE en plan de la cage.



COUPE A-A

La palissade est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal

$$\text{tg } \alpha = 153/240 = 0,6375 \longrightarrow \alpha = 32,51 \longrightarrow \begin{cases} \sin \alpha = 0,537 \\ \cos \alpha = 0,843 \end{cases}$$

Vérification de la condition de "BLONDEL"

La largeur d'une marche $g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

La hauteur d'une marche $h = 153/9 = 17 \text{ cm}$.

La condition de BLONDEL s'écrit : $59 < g+2h < 66$:

dans notre cas $g+2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \rightarrow$ vérifiée

Prédimensionnement : on prend pour la pailasse et les paliers la même

épaisseur : $l/30 < e < l/20$; $l = L/\cos\alpha = 240/0,843 = 284,7 \text{ cm}$

Doit $9,48 < e < 14,23 \rightarrow$ on prend $e = 14 \text{ cm}$.

évaluation de la charge de calcul

1) pailasse

- poids propre ----- $= \frac{2500 \times 0,14}{0,843} = 416,2 \text{ kg/m}^2$

- poids des marches ----- $= \frac{0,17 \cdot 2200}{2} = 187 \text{ "}$

- revêtement (carrelage + mortier) ----- $= 84 \text{ "}$

- garde corps (en acier) ----- $= 50 \text{ "}$

charge permanente $G = 736,2 \text{ kg/m}^2$

Surcharge $P = 400 \text{ kg/m}^2$

Pour la tranche de 1 m on a : $G = 736,2 \text{ kg/m}^2$, $P = 400 \text{ kg/m}^2$

Doit $q_1 = G + 1,2P = 736,2 + 1,2 \times 400 = 1216,2 \text{ kg/m}^2$

2) palier

- poids propre : ----- $2500 \times 0,14 = 350 \text{ kg/m}^2$

- revêtement (carrelage + mortier) ----- $= 84 \text{ "}$

$G = 434 \text{ kg/m}^2$

Surcharge $P = 400 \text{ kg/m}^2$

Pour la tranche de 1 m on a :

$G = 434 \text{ kg/m}^2$, $P = 400 \text{ kg/m}^2$

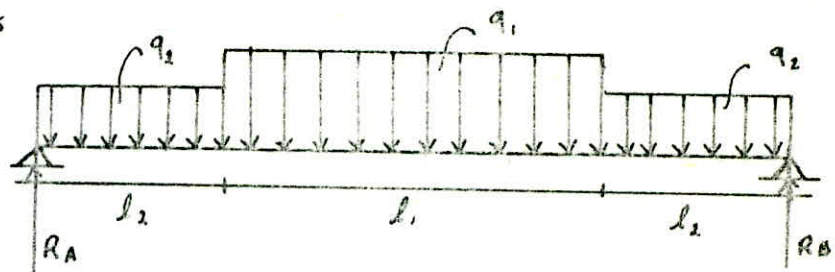
d'où la charge totale du palier $q_2 = 434 + 1,2 \cdot 400 = 914 \text{ kg/m}^2$

Détermination des efforts

Schema Statique

$l_1 = 2,40 \text{ m}$

$l_2 = 1,40 \text{ m}$



$R_A + R_B = q_1 l_1 + 2 q_2 l_2 = 5478,08 \text{ kg}$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot 5,2 = 914 \times (5,2)^2 / 2 + 302,2 \times 2,4 (1,4 + 1,9) \rightarrow R_B = 2739,04 \text{ kg}$

$$\Sigma M/A = 0 \longrightarrow R_A = 2739,02 \text{ kg} = T_A$$

calcul du moment isostatique max $M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} - (q_2 - q_1) \frac{(x - l_2)^2}{2}$

$$T(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = R_A - q_2 x - (q_2 - q_1)(x - l_2)$$

$$M^{max} \longrightarrow T(x) = 0 \longrightarrow R_A - q_2 x - (q_2 - q_1)(x - l_2) = 0 \longrightarrow x = 2,6 \text{ m}$$

$$M^{max} = M(2,6) = 3814,6 \text{ kgm} / \text{m}^2$$

Moments hyperstatiques : En tenant compte de la semi-encastrement aux appuis

on aura : $M_E = 0,85 M_0^{max}$, $M_A = 0,3 M_0^{max}$.

soit $M_E = 3242,41 \text{ kgm}$, $M_A = 1144,38 \text{ kgm}$

Calcul des armatures on utilise la methode de "P. CHARON"

En travée $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3242,41}{28 \times 100 \times (12)^2} = 0,1206 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,8645 \\ \xi_0 = 21,9 \end{cases}$

$$\xi'_0 = 2800/21,9 = 127,8 < \bar{\sigma}'_a \longrightarrow A' = 0$$

$$A_c = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{3242,41}{28 \times 12 \times 0,8645} = 11,16 \longrightarrow \text{on adoptera } (6T14 + 2T12) / \text{m}^2$$

avec ξ espacé $e = 12 \text{ cm}$

ainsi que dans l'autre sens on adopte des armatures de repartition qui sont

donnés par : $A_r \geq A/4$; soit $11,49/4 = 2,87 \longrightarrow$ soit $7T8 / \text{m}^2$ avec $e = 14 \text{ cm}$

Sur appuis $\mu = \frac{15 \times 1144,88}{28 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0425 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9126 \\ \xi_0 = 42,2 \end{cases}$

$$\xi'_0 = 66,35 < \bar{\sigma}'_a \longrightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{1144,38}{28 \cdot 12 \cdot 0,9126} = 3,73 ; \text{ on adoptera } 5T10 / \text{m}^2 \text{ avec } \xi \text{ espacement}$$

de 17 cm ; et pour les armatures de repartition on choisit $6T8 / \text{m}^2$ avec ξ espacement de 16 cm

Verifications

1- contraintes

- En travée $A = 11,49$ $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,9575 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,8630 \\ \xi_0 = 21,5 \end{cases}$

$$\xi_a = \frac{3242,41 \cdot 10^2}{11,49 \cdot 12 \cdot 0,8630} = 2725 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_a = \frac{2725}{21,5} = 126,7 < \bar{\sigma}'_a \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Sur appuis $A = 3,92$; $\bar{\omega} = 0,320 \longrightarrow \begin{cases} \xi_0 = 41 \\ \xi = 0,9108 \end{cases}$, $\bar{\sigma}_a = 2171$, $\bar{\sigma}'_a = 65,14$

done les contraintes sont vérifiées

2/ Condition de non fragilité : $A \gg bh \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 100 \cdot 12 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$
 en travée ; $11,49 > 1,16$, Sur appuis ; $3,92 > 1,16$ \longrightarrow condition vérifiée

3/ Vérification de la flèche

Pour la flèche en travée, il suffit de vérifier, l'inégalité suivante :

$$A \leq bh \cdot 43 / \bar{\sigma}_{en} ; \text{ soit } A \leq \frac{100 \cdot 12 \cdot 43}{4200} = 12,28 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

4/ Vérification de la fissuration

- En travée : $\bar{\omega}_f = A / 2d B = 11,49 / 2 \cdot 100 \cdot 4 = 0,0287$

$$\sigma_s = \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,4}{14} \times \frac{0,0287}{1 + 0,287} = 3825 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ Pas de risque de fissuration

- Sur appuis $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_b \bar{\sigma}_a}{\phi}} = 2855 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ Pas de fissuration

5/ condition aux appuis on doit vérifier : $A_a \bar{\sigma}_a \gg T + M/2$

$$T + M/2 = 2739,04 - \frac{114438}{7/8 \cdot 12} < 0 \text{ donc les armatures inférieures au niveau des appuis ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

Armatures transversales La contrainte de cisaillement est donnée par :

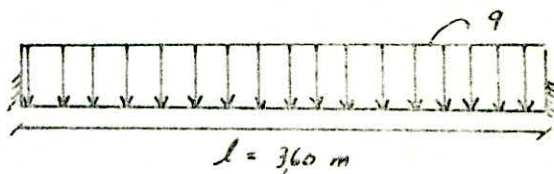
$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} ; \tau_b = \frac{2739,04}{100 \cdot 7/8 \cdot 12} = 2,11 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

donc on a pas besoin d'armatures transversales

4 LA POUTRE PALIERE

Cette poutre palier de section (35x45) est supposée semi-encastree aux poteaux à mi-hauteur

1/ Schema Statique



2/ charges à considerer

- son poids propre - - - - - $2500 \times 0,45 \times 0,35 = 393,75 \text{ kg/m}^1$
- la reaction du palier - - - - - $= 2739,04 \text{ "}$
- Poids $\frac{1}{2}$ mur - - - - - $\frac{1}{2} \times 330 \cdot 2,35 = 387,75 \text{ "}$

3/ moment isostatique.

$$q = 3466,54 \text{ kg/m}^1$$

$$M_0^{max} = q \frac{l^2}{8} = 5615,8 \text{ kg m}$$

4/ Moment en travée et sur appui.

En tenant compte de la semi-encastrement on aura :

$$\begin{cases} M_T = 0,85 M_0^{max} = 4773,43 \text{ kg m} \\ M_u = 0,3 M_0^{max} = 1684,74 \text{ kg m} \end{cases}$$

5/ Ferraillage.

- En travée $\mu = \frac{15 \times 4773,43}{2800 \times 35 \cdot 41^2} = 0,0434$
 $\begin{cases} \lambda = 41,8 \\ \epsilon = 0,9120 \end{cases}$

$$\sigma_s' = 2800 / 41,8 \neq 67 < \bar{\sigma}_s \longrightarrow A_s' = 0$$

$$A_e = \frac{4773,43}{2800 \times 0,9120 \times 41} = 4,56 \longrightarrow \text{on adoptera } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Sur appui : $\mu = \frac{15 \times 1684,74}{2800 \times 35 \cdot 41^2} = 0,0153$
 $\begin{cases} \lambda = 76,5 \\ \epsilon = 0,9454 \end{cases}$

$$\sigma_s' = 2800 / 76,5 = 36,6 \ll \bar{\sigma}_s \longrightarrow A_s' = 0$$

$$A_u = \frac{1684,74}{2800 \cdot 41 \cdot 0,9454} = 1,55 \longrightarrow \text{soit } 3T10 = 2,75 \text{ cm}^2$$

6 verifications

a/ Contraintes

sur appuis

$$\tilde{\omega} = 0,1916 < \begin{cases} \lambda = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \end{cases} \longrightarrow \sigma_a = 1608; \sigma_b = 28,9$$

on a : $1608 < \bar{\sigma}_a$; $28,9 < 137 \longrightarrow$ Contraintes vérifiées

Entravée $\bar{w} = 0,4296 \begin{cases} l_e = 35 \\ \xi = 0,9000 \end{cases} \longrightarrow \sigma_a = 2460 < \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ vérifiée

$$\sigma_h' = 2460/35 = 70,28 < 137 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

b) condition de non fragilité : $A \gg 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 1,39$

entravée : $A = 6,16 > 1,39 \longrightarrow$ vérifiée ; sur appuis : $2,75 > 1,39 \longrightarrow$ vérifiée

c) Vérification de la flèche $A \leq \frac{b h^3 \cdot 43}{\sigma_{cn}}$ soit $6,16 \leq 14,69 \longrightarrow$ vérifiée

d) fissuration

- En travée : $\bar{w}_f = 0,022$, $\sigma_1 = 3091 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ pas de fissuration

- Sur appuis $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2855 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ pas de fissuration

7) Armatures transversales

$$T^{max} = \frac{90}{2} = \frac{3466,52 \times 3,6}{2} = 6239,7 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T^{max}}{b z} = \frac{6239,7}{\frac{7}{8} \cdot 41 \cdot 35} = 4,96 \text{ kg/cm}^2$$

on a $\sigma_h' = 36,6 < \bar{\sigma}_{ho}$ \longrightarrow on doit vérifier que $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$

$$\text{soit } 4,96 \leq 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ (vérifiée)}$$

On peut donc utiliser des cadres et des étriers \perp à la ligne moyenne.

On prend (1 cadre + 1 étrier) $\phi B = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\text{l'espacement } t = \frac{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot A_e}{T} = \frac{1600 \times \frac{7}{8} \cdot 41 \times 1,13}{6239,7} = 10,39$$

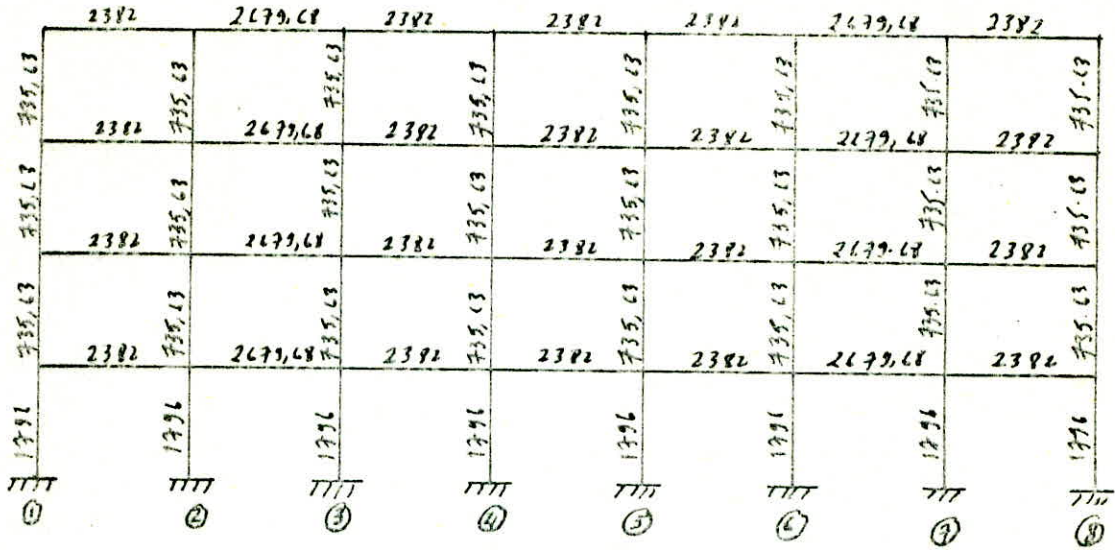
$$\text{l'aspect admissible } \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 8,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 30,65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- On prend un espacement constant de 10 cm

calcul des rigidites relatives de niveau corrigés

A/ portiques Longitudinaux

* Portique I-I



NIV	Port	E	α_j	$K_P = I/h$	$\alpha_j K_P$	$D_j = I \alpha_j K_P$	$R_j = 12 E D_j / h^3$
0° 4° + 3° + 2°	1	3.24	0,62	735,63	456,10	4296,08	233848,15
	2	6.38	0,77	"	566,43		
	3	6.38	0,77	"	566,43		
	4	6.47	0,76	"	559,08		
	5	6.47	0,76	"	559,08		
	6	6.38	0,77	"	566,43		
	7	6.38	0,77	"	566,43		
	8	3.24	0,62	"	456,10		
1°	1	1.33	0,55	1796	987,8	9339,2	508359,86
	2	2.82	0,63	"	1239,24		
	3	2.82	0,63	"	1239,24		
	4	2.65	0,67	"	1003,32		
	5	2.65	0,67	"	1003,32		
	6	2.82	0,63	"	1239,24		
	7	2.82	0,63	"	1239,24		
	8	1.33	0,55	"	987,8		

* portique IV-IV

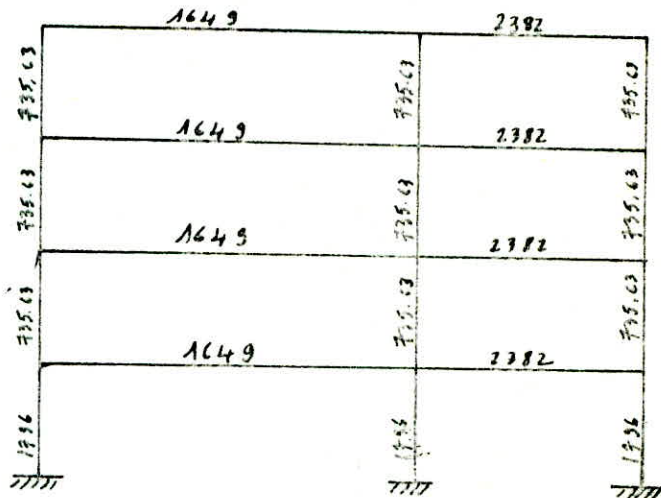


- Calcul des rigidites -

NIV	Pat	K	ay	KP	ay KP	Dy	Ry
2	3	3.24	0,62	735,63	456,10	2030,33	110516,77
	4	6.47	0,76	-	559,08		
	5	6.47	0,76	-	559,08		
	6	3.24	0,62	-	456,1		
1	2	1.50	0,80	1796	1436,8	7758,72	422329,78
	3	2.82	0,63	-	1233,74		
	4	2.65	0,67	-	1203,32		
	5	2.65	0,67	-	1203,32		
	6	2.82	0,63	-	1233,24		
	7	1.50	0,80	-	1436,8		

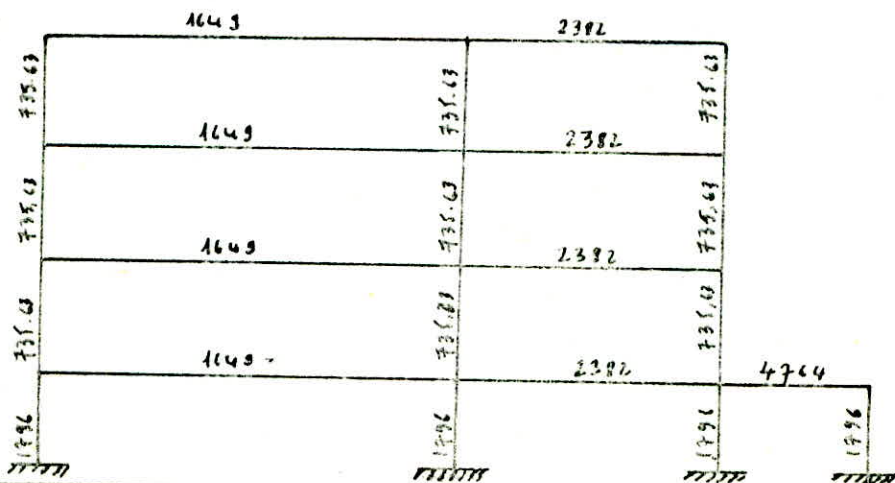
B Portiques transversaux

* Portique A-A



NIV	Pat	K	ay	KP	ay · KP	Dy	Ry
2	1	2,24	0,53	735,63	389,88	1382,98	75279,63
	2	5,28	0,73	-	537		
	3	3,24	0,62	-	456,1		
1	4	0,92	0,48	1796	862,1	3000	163298
	2	2,24	0,64	-	1149,44		
	3	1,32	0,55	-	787,8		

* Portique B-B



ETUDE AU SEISME

⊗ Calcul des forces sismiques

Pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées donc on peut faire un calcul statique équivalent:

Pour ce calcul, on a l'intensité de la force horizontale totale qui est donnée par la formule de (R.P.A 81 - art 3.3.1):

$$V = A B D Q W$$

V: force horizontale totale;

A: coefficient d'accélération des zones, il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Pour notre cas (groupe d'usage 2; zone III) $\rightarrow A = 0,25$ (RPA-)

D: facteur d'amplification dynamique, la valeur de D sera déterminée d'après le type de sol en f^t de la période T du bâtiment à partir du graphique (R.P.A p 37)

Détermination de la période T

D'après le R.P.A 81 la valeur de T pour les bâtiments dans lesquels le système de contreventement est une ossature auto stable capable de reprendre à 100% les forces horizontales, peut être déterminée par la formule:

$T = 0,1 N$ avec N: n^{bre} d'étage du bâtiment
pour notre cas N = 4 $\rightarrow T = 0,1 \cdot 4 = 0,4 s$

(T = 0,4 s; sol meuble) $\rightarrow D = 2,0$

B: facteur de comportement de la structure, il dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements. Les valeurs de B sont dans le tableau (..

2- RPA 81

Portique auto stable
zone III $\rightarrow B = 1/3$

Q: facteur de qualité, les valeurs de Q sont données par la formule

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

Où q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q .

Les critères ainsi que les valeurs de p_q correspondantes sont données dans les

Tableaux suivants.

Sens longitudinal.

q	Critères	Valeur de p_q	
		critère observé	critère non observé
1	conditions minimales des files porteuses	0	0,1*
2	Surabondance en plan	0	0,1*
3	symétrie en plan	0*	0,1
4	régularité en élévation	0	0,1*
5	contrôle de qualité des matériaux	0	0,1*
6	contrôle de la qualité de la construction	0	0,1*

$$Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,5$$

Sens transversal.

pour ce sens on a 4 critères non observés $\Rightarrow Q = 1,4$

- W : la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, etc...)

$$W = 1592,86 \text{ t}$$

* Distribution des forces latérales La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{RPA 91 - art 3.3.3})$$

- la force F_t concentrée au sommet est calculée à partir de la formule :

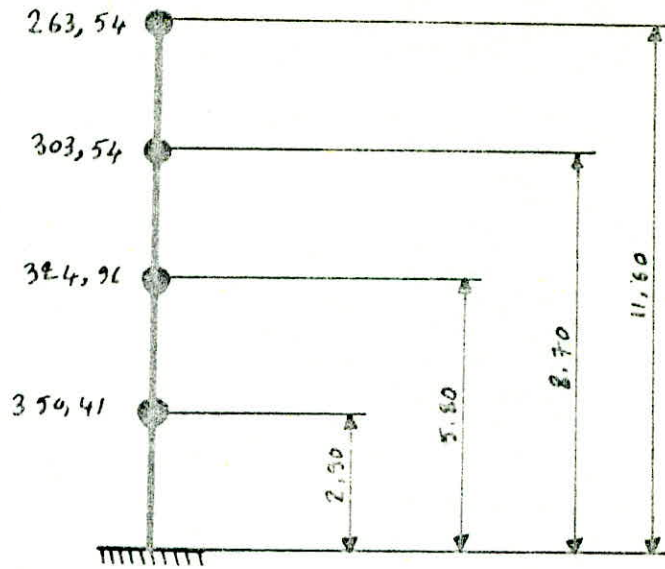
$$F_t = 0,07 T V \quad (F_t \text{ doit être inférieure à } 0,25 V)$$

F_t peut être prise égale à zéro si $T \leq 0,75$ dans notre cas ($F_t = 0$)
la partie restante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule suivante

$$F_k = \frac{(V - F_c) W_k h_k}{\sum_{k=1}^n W_k h_k} ; \text{ avec } F_c: \text{ effort horizontal au niveau } k$$

$W_{k,k}$: partie W qui se trouve au niveau k ,
respectivement

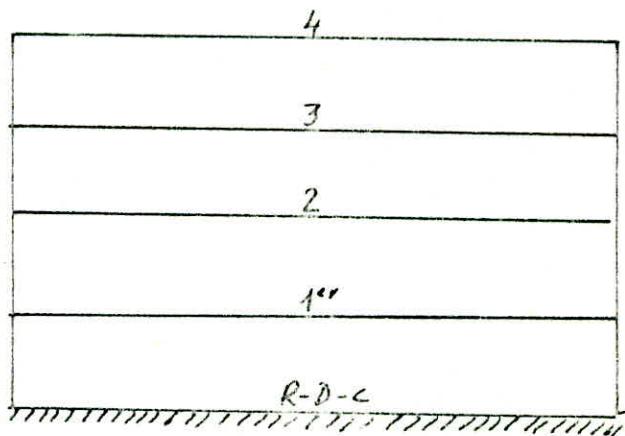
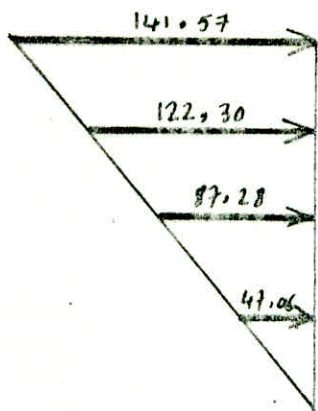
* Modalisation Sous forme de console



* Seisme longitudinal $V_L = 0,25 \times \frac{1}{3} \times 2,0 \times 1,5 \times 1592,86 = 398,215 \text{ t}$

$\sum W_k h_k = 263,54 \times 11,6 + 303,54 \times 8,7 + 324,96 \times 5,8 + 350,41 \times 2,9 = 8598,82 \text{ t.m}$

NIVEAU	4	3	2	1
W_k (t)	263,54	303,54	324,96	350,41
h_k (m)	11,60	8,70	5,80	2,90
$W_k h_k$ (t.m)	3057,10	2640,80	1884,77	1016,19
F_k (t)	141,57	122,30	87,28	47,06

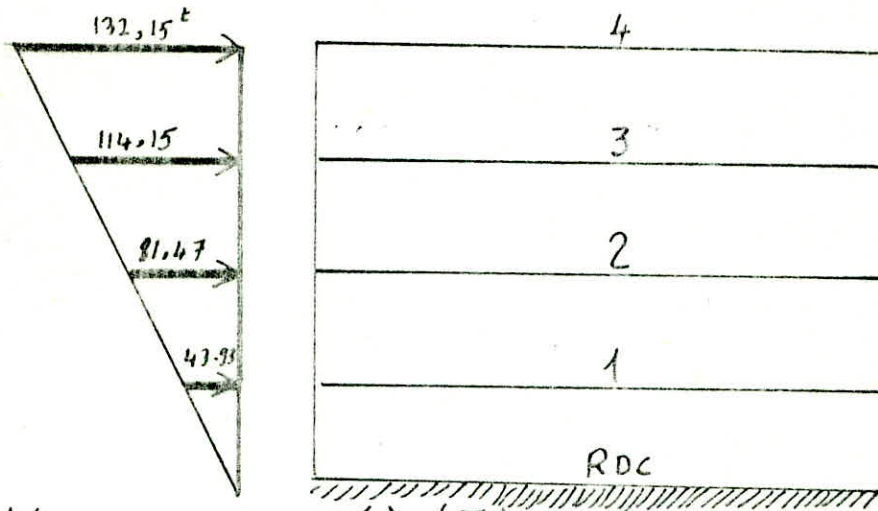


* Seisme transversal

$$V_r = 0,25 \times 2 \times \frac{1}{3} \times 1,4 \times 1592,80 = 371,67$$

$$\sum w_i h_i = 8598,82 \text{ t.m.}$$

NIVEAU	4	3	2	1
F_{di} (t)	132,15	114,15	81,47	43,93



* EFFORT tranchant d'étage j (E_j)

C'est la somme des forces agissantes au-dessus du niveau j considéré soit

$$E_j = \sum_{i=j}^n F_i \quad \text{pour 1 bâtiment comportant } n \text{ étages.}$$

Sens longitudinal

$$T_{x4} = 141,57 \text{ t}$$

$$T_{x3} = 263,87 \text{ t}$$

$$T_{x2} = 351,15 \text{ t}$$

$$T_{x1} = 398,21 \text{ t}$$

Sens transversal

$$T_{y4} = 132,15 \text{ t}$$

$$T_{y3} = 266,30 \text{ t}$$

$$T_{y2} = 327,77 \text{ t}$$

$$T_{y1} = 371,70 \text{ t}$$

⊙ Détermination de l'effort de niveau (T_y) revenant à chaque portique

L'effort tranchant d'étage (E_j) s'applique au cdg de l'étage (G) c.à.d en G

Comme on a une rotation de plancher autour de centre de torsion C , T_y appliqué en

G est équivalent à E_j appliqué en C plus un couple de torsion M_j avec $M_j = C E_j$

D'où sous l'action de T_{yx} on a un effort de niveau (T_j) que sera :

Portiques longitudinaux

Portique I-I			Pot	1	2	3	4	5	6	7	8
NIV	T _y	D _y	a _y K _y	456,10	566,43	566,43	559,08	559,08	566,43	566,43	456,10
4	58,005	429,698	t _y	5,840	7,252	7,252	7,158	7,158	7,252	7,252	5,840
3	102,112	"	a _y K _y	456,10	566,43	566,43	559,08	559,08	566,43	566,43	456,10
			t _y	10,872	13,503	13,503	13,327	13,327	13,503	13,503	10,872
2	119,926	"	a _y K _y	456,10	566,43	566,43	559,08	559,08	566,43	566,43	456,10
			t _y	12,732	15,812	15,812	15,607	15,607	15,812	15,812	12,732
1	125,447	99,39,2	a _y K _y	987,8	1239,24	1239,24	1203,32	1203,32	1239,24	1239,24	987,8
			t _y	13,271	16,449	16,449	16,166	16,166	16,449	16,449	13,271

			Poteau	2	3	4	5	6	7
NIV	T _y	D _y	a _y K _y	/	456,10	559,08	559,08	456,10	/
2	47,790	2030,33	t _y	/	10,735	13,160	13,160	10,735	/
1	86,358	758,72	a _y K _y	1436,8	1239,24	1203,32	1203,32	1239,24	1436,8
			t _y	16,000	13,793	13,394	13,394	13,793	16,000

Portiques transversaux

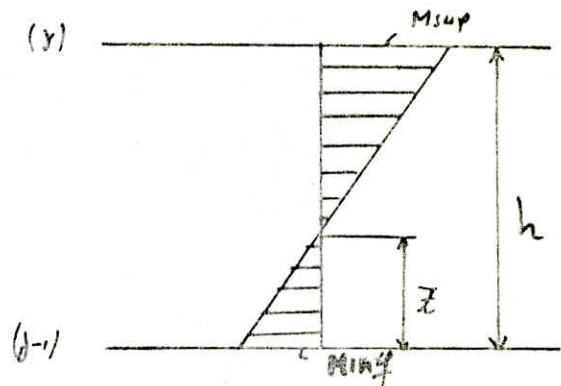
Portique H-H					Portique G-G					Portique F-F								
NIVEAU	T _y	D _y				T _y	D _y				T _y	D _y						
			1	1	2			3	1	2			3	4	1	2	3	4
4	27,156	1362,98	a _y K _y	389,88	537	456,1	21,216	1382,98	388,83	537	456,1	19,450	1382,98	389,88	537	456,1	/	
			t _y	6,526	8,989	7,674			5,965	8,238	6,997			5,470	7,567	6,227		
3	41,818	1382,98	a _y K _y	389,88	537	456,1	38,228	1382,98	388,83	537	456,1	37,718	1411,8	389,88	537	562	/	
			t _y	11,730	16,237	13,791			10,760	14,943	12,607			9,856	13,604	14,238		
2	45,572	1382,98	a _y K _y	388,83	537	456,1	44,772	1486,8	389,83	537	562	57,685	2096,54	389,88	537	610,57	562	
			t _y	12,715	17,695	15,030			11,700	16,149	15,900			10,700	14,775	16,800	15,465	
1	49,576	2000	a _y K _y	862,1	1149,5	987,8	65,954	4561,86	862,1	1149,5	1347	1205,36	60,344	4561,86	862,1	1149,5	1347	1203,32
			t _y	13,671	18,230	15,665			12,491	16,630	19,486	17,407			11,407	15,205	17,820	15,917

⊗ calcul des moments dans les poteaux

La position du point d'inflexion est calculée en f^t des caractéristiques du portique.

$$Z = \gamma h \quad / \quad \gamma = \gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3$$

$M_{sup} = E_y^{(L)} h - Z$
$M_{inf} = E_y^{(I)} Z$



avec : γ_0 : coefficient donné par les tableaux du (bulletin N°5 C-T-C) en fonction de \bar{K} , du nombre total de niveau de portique et du N° de niveau

γ_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/l) des poutres Supérieures et inférieures, il est donné par des tableaux en fonction de α_1 et de \bar{K} ; $\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} \rightarrow$ poutres supérieures
 \rightarrow poutres inférieures.

γ_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage Supérieur, il est donné en fonction de $\alpha_2 = h_0/n$ et de \bar{K}
 (Pour le dernier niveau $\gamma_2 = 0$)

γ_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et \bar{K} , $\alpha_3 = h_0/n$ ($\gamma_3 = 0$ pour le 1^{er} niveau)

Remarque : dans notre cas $h_j = 2.90$ m pour tous les niveaux \Rightarrow

$\gamma_2 = \gamma_3 = 0$ - les coefficients $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$ et γ_3 sont donnés dans le bulletin n°5 du C-T-C (1980)

Portiques longitudinaux

Portique I-I

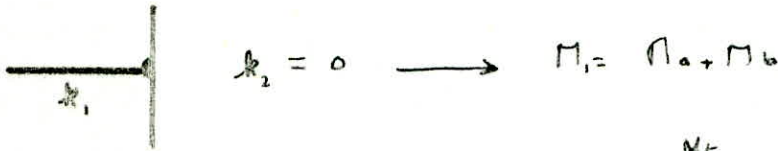
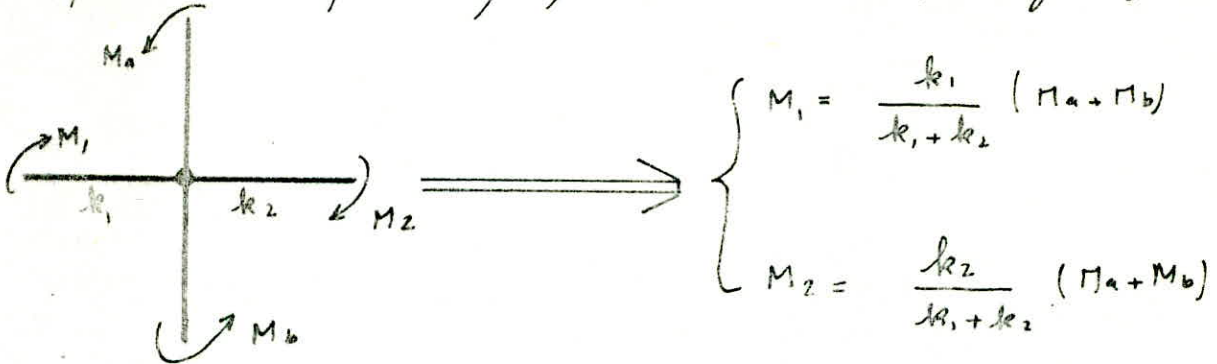
NIV	Poteau	$E_y(t)$	\bar{K}	Y_0	α_i	$Y_{i,m}$	$Y = \sum Y_{i,m}$	$Z = Yh$	M_{inf} / t_m	$h-Z$	M_{sup} / t_m
4	1, 8	5,840	3,24	0,45	1	0	0,45	1,305	7,621	1,595	9,314
	2, 3, 6, 7	7,252	6,88	"	"	"	"	"	9,464	"	11,566
	4, 5	7,158	6,47	"	"	"	"	"	9,341	"	11,417
3	1, 8	10,872	3,24	0,50	"	"	0,50	1,45	15,764	1,45	15,764
	2, 3, 6, 7	13,603	6,88	"	"	"	"	"	19,724	"	19,724
	4, 5	13,227	6,47	"	"	"	"	"	19,324	"	19,324
2	1, 8	12,332	3,24	"	"	"	"	"	18,461	"	18,461
	2, 3, 6, 7	15,812	6,88	"	"	"	"	"	22,927	"	22,927
	4, 5	15,607	6,47	"	"	"	"	"	22,630	"	22,630
1	1, 8	13,271	1,33	0,617	/	"	0,617	1,789	23,745	1,11	14,744
	2, 3, 6, 7	16,649	2,82	0,55	/	"	0,55	1,595	26,585	1,305	21,727
	4, 5	16,166	2,65	"	/	"	"	"	26,582	"	21,749

Portique TV-IV

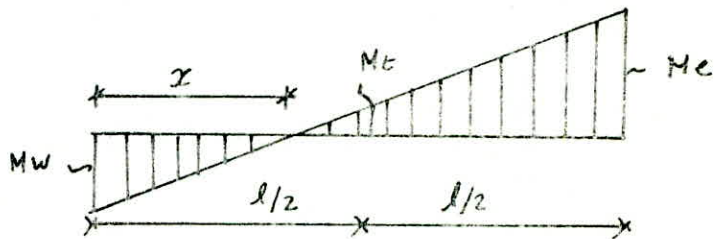
NIV	Poteau	$E_y(t)$	\bar{K}	Y_0	α_i	$Y_{i,m}$	$Y = \sum Y_{i,m}$	$Z = Yh$	M_{inf} / t_m	$h-Z$	M_{sup} / t_m
2	3	10,735	3,24	0,45	0,47	0,105	0,50	1,45	15,565	1,45	15,565
	6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4, 5	13,16	6,47	0,50	1	0	"	"	19,082	"	19,082
1	2, 7	16,00	1,50	0,575	/	0	0,575	1,667	24,68	1,232	19,72
	3, 6	13,793	2,82	0,55	/	0	0,55	1,595	22,00	1,305	18,00
	4, 5	13,793	2,65	"	/	0	"	"	21,383	"	17,48

* calcul des moments dans les poutres

Dans un nœud le moment résultant des poutres aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires



- Moment en travée



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_c} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_c} l \quad (1) ; \quad \frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_c} \Rightarrow M_c = \frac{M_w}{x} (l-x) \quad (2)$$

$$(1) \text{ et } (2) \rightarrow \boxed{M_c = \frac{M_w - M_c}{2}}$$

Effort tranchant

À partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante (composons l'éqⁿ du moment)

$$M = ax + b \rightarrow T = a ; \quad x=0 \Rightarrow b = M_w, \quad x=l \Rightarrow a + M_w = M_c$$

$$\Rightarrow a = -\frac{M_c + M_w}{l} \text{ soit } \boxed{T = -\frac{M_w + M_c}{l}}$$

Effort normal pour un nœud (c) l'effort normal dans la poutre sera

$$N_c = -(T_{c,e} - T_{c,w})$$

Remarque: j'ai pris comme convention de signe

$N > 0 \rightarrow$ compression ; $N < 0 \rightarrow$ traction.

Portiques longitudinaux

portique I-I

portique IV-IV

NIV	NOEU d	M _a t _m	M _b t _m	M ₁ t _m	M ₂ t _m
4	1	0	9,34	0	9,314
	2,6	0	11,566	5,442	6,123
	3,7	0	"	6,123	5,442
	4,5	0	11,417	5,708	5,708
	8	0	9,34	9,314	0
3	1	7,681	15,762	0	23,385
	2,6	9,464	19,724	13,735	15,522
	3,7	9,464	"	15,722	13,735
	4,5	9,741	19,324	14,332	14,332
	8	7,621	15,764	23,385	0
2	1	15,764	18,462	0	34,226
	2,6	19,724	22,927	20,071	22,580
	3,7	19,724	"	22,580	20,071
	4,5	19,324	22,63	20,977	20,973
	8	15,764	18,462	34,226	0
1	1	18,462	14,74	0	33,202
	2,6	22,927	21,727	20,014	23,640
	3,7	"	"	23,640	20,014
	4,5	22,63	21,749	22,190	22,140
	8	18,462	14,74	33,202	0

NIV	NOEU d	M _a	M _b	M ₁	M ₂
2	3	0	15,565	0	15,565
	4,5	0	19,082	9,541	9,541
	6	0	15,565	15,565	0
1	2	0	19,72	0	19,72
	3	15,565	18,00	17,770	15,795
	4,5	19,082	17,48	18,282	18,281
	6	15,565	18,00	15,795	17,770
	7	0	19,72	19,72	0

~ Tableaux recapitulatifs ~

Poutres sous SJ

Portiques longitudinaux

Portique I-J

N - V	Pout. ic	M _w cm	M _c cm	M _T (cm)	T (E)
1	1-2	9,314	5,442	1,936	-4,099
	2-3	6,123	6,123	0	-3,826
	3-4	5,442	5,708	-0,133	-3,097
	4-5	5,708	5,708	0	-3,171
	5-6	5,708	5,442	0,133	-3,097
	6-7	6,123	6,123	0	-3,826
	7-8	5,442	9,314	-1,936	-4,099
	3	1-2	23,385	13,735	4,825
2-3		15,522	15,522	0	-9,701
3-4		13,735	14,332	-0,298	-7,796
4-5		14,332	14,332	0	-7,962
5-6		14,332	13,735	0,298	-7,796
6-7		15,522	15,522	0	-9,701
7-8		13,735	23,385	-4,825	-10,311
2	1-2	34,226	20,071	7,070	-15,082
	2-3	22,580	22,580	0	-14,112
	3-4	20,071	20,977	-0,453	-11,402
	4-5	20,977	20,977	0	-11,653
	5-6	20,977	20,071	0,453	-11,402
	6-7	22,580	22,580	0	-14,112
	7-8	20,071	34,226	-7,070	-15,082

1-2	33,202	20,014	6,594	-14,782
2-3	23,640	23,640	0	-14,775
3-4	20,014	22,190	-1,088	-11,723
1 4-5	22,190	22,190	0	-12,327
5-6	22,190	20,014	1,088	-11,723
6-7	23,640	23,640	0	-14,775
7-8	20,014	33,202	-6,594	-14,782

Portique IV-IV

N - V	Poutre	M _w	M _c	M _t	T
2	3-4	15,565	9,541	3,012	-6,973
	4-5	9,541	9,541	0	-5,300
	5-6	9,541	15,565	-3,012	-6,973
1	2-3	17,770	17,770	0,975	-11,715
	3-4	15,795	18,281	-1,243	-9,465
	4-5	18,281	18,281	0	-10,156
	5-6	18,281	15,795	1,243	-9,465
	6-7	17,770	17,770	-0,975	-11,715

Poteaux sous SI

Portiques longitudinaux

Portique I-I

NIV	Poteau	M _{sup} à m	M _{inf} à m	T t	N t	N _{cum} t
4	1	9,314	7,621	5,840	-4,033	-4,029
	2	11,566	9,464	7,251	+0,273	0,273
	3	"	"	"	0,729	0,729
	4	11,417	9,341	7,158	-0,074	-0,074
	5	"	"	"	0,074	0,074
	6	11,566	9,464	7,251	-0,729	-0,729
	7	"	"	"	-0,273	-0,273
	8	9,314	7,621	5,840	4,033	4,029
3	1	15,764	15,764	10,871	-10,311	-14,41
	2	19,724	19,724	13,662	0,61	0,883
	3	"	"	"	1,905	2,634
	4	19,724	19,724	13,662	-0,166	-0,240
	5	"	"	"	0,166	0,240
	6	19,724	19,724	13,662	-1,905	-2,634
	7	"	"	"	-0,61	-0,883
	8	15,764	15,764	10,871	10,311	14,41
2	1	18,461	18,461	17,731	-15,082	-29,482
	2	22,927	22,927	18,225	0,97	1,853
	3	"	"	"	2,71	5,344
	4	22,630	22,630	15,606	-0,251	-0,491
	5	"	"	"	0,251	0,491

2	6	22,927	22,927	18,225	-2,71	-5,344
	7	"	"	"	0,97	-1,853
	8	18,461	18,461	17,731	15,082	29,482
1	1	14,740	23,745	13,270	-14,782	-44,274
	2	21,727	26,558	16,649	0,007	1,860
	3	"	"	"	3,052	8,391
	4	21,740	26,582	16,665	-0,604	-1,095
	5	"	"	"	0,604	1,095
	6	21,727	26,558	16,649	-3,052	-8,391
	7	"	"	"	-0,007	-1,860
	8	14,740	23,745	13,270	14,782	44,274

P
IV-IV

NIV	Pat	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
2	3	15,565	15,565	10,734	-6,973	-6,973
	4	19,082	19,082	13,16	1,673	1,673
	5	"	"	"	-1,673	-1,673
	6	15,565	15,565	10,734	6,973	6,973
1	2	19,72	26,68	16,000	-11,715	11,715
	3	18,00	22,00	13,793	2,25	-4,723
	4	17,480	21,303	13,394	-0,691	0,982
	5	"	"	"	0,691	-0,982
	6	18,00	22,00	13,793	-2,25	4,723
	7	19,72	26,68	16,000	11,715	11,715

DEFORMATIONS HORIZONTALES

Le calcul des déplacements horizontaux vise à éviter la propagation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pièces en béton-armé sont suffisamment rigides et que seulement une partie de l'énergie est dissipée sous forme d'énergie élastique. Ainsi que les sollicitations horizontales, il y a lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectées de tels déplacements.

On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

Détermination des déplacements relatifs d'étage:

- Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(\frac{1}{2B})$ Pour obtenir le déplacement relatif (R.P.A. 81) donc le déplacement relatif est donné par la formule suivante:

$$\delta_j = \frac{E_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B}$$

E_j : effort tranchant d'étage 'j'

R_j : rigidité relative de l'étage 'j'

B: facteur de comportement de la structure (structure auto-stable $B = 1/3$)

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage (R.P.A. 81 - art 3.7.1)

⊗ Sens longitudinal

NIV	E_{jx} (kN)	R_{jx} (kN/m)	δ_{jx} (cm)	$\bar{\delta}_{jx}$ (cm)
4	141,57	701544,24	0,302	2,175
3	263,87	"	0,564	"
2	387,15	812061,6	0,648	"
1	398,21	1947409,2	0,306	"

⊗ Sens transversal

NIV	E_{jy}	R_{jy}	δ_{jy}	$\bar{\delta}_{jy}$
4	132,15	602238,72	0,330	2,175
3	246,30	625273,68	0,590	"
2	327,71	763122,72	0,640	"
1	371,70	1816489,2	0,307	"

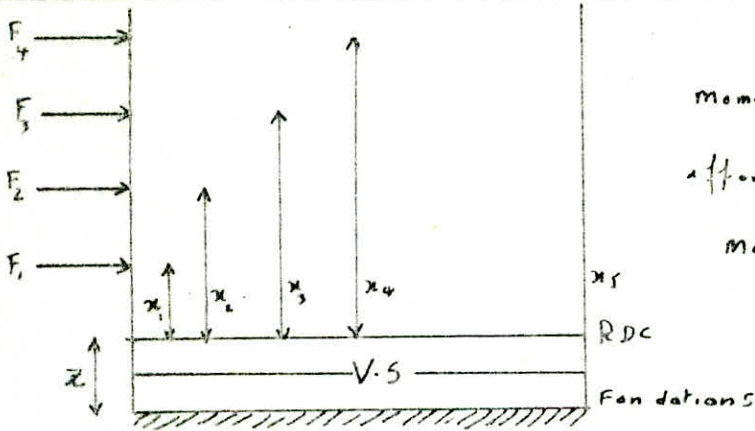
$$\delta_j < \bar{\delta}_j \rightarrow \text{vérifiée}$$

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux efforts de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.

$$\text{Moment de renversement} = \text{Moment extérieur en console} + \text{effort tranchant} \times z$$

(R.D.C.) (base)



$$\text{moment en construction} = \sum_{i=1}^4 F_i x_i$$

$$\text{effort tranchant à la base} = H \cdot z$$

$$\text{moment résistant } M_r = b \sum w_i$$

Sens longitudinal

$$L = 24,4$$

$$b = 24,4 \cdot 0,5 = 12,2 \text{ m}$$

$$z = 1,5 + 1,23 = 2,73 \text{ m}$$

$$\text{moment en console} = 141,57 \times 11,6 + 122,8 \times 8,7 + 87,28 \times 5,9 + 47,06 \times 2,9 = 3348,92 \text{ t.m}$$

$$H = 141,57 + 122,8 + 87,28 + 47,06 = 398,21 \text{ t}, \quad H \cdot z = 398,21 \times 2,73 = 1087,11 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} = 1592,86 \times 12,2 = 19432,892 \text{ t.m}$$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{moment de renversement}} = \frac{19432,892}{3348 + 1087,11} = 4,380 > 1,5 \text{ donc notre bâtiment est très stable vis à vis du renversement dans ce sens}$$

Sens transversal

$$b = 10,6 \times 0,5 = 5,3 \text{ m}$$

$$\text{moment en console} = 11,16 \times 132,15 + 8,7 \times 114,15 + 5,8 \times 81,47 + 2,9 \times 43,93 = 3067,822 \text{ t.m}$$

$$H = 112,15 + 114,15 + 81,47 + 43,93 = 371,7 \text{ t}, \quad H \cdot z = 371,7 \times 2,73 = 1014,94 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment de renversement} = 1592,86 \times 5,3 = 8442,158 \text{ t.m}$$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = \frac{8442,158}{1014,94 + 3067,822} = 2,067 > 1,5$$

donc le renversement dans le sens transversal est vérifié

**CHARGES
VERTICALES**

Portique I-I

Moments et efforts tranchants dans les poutres

SOUS G								SOUS P				SOUS G						SOUS P							
NIV	Tranch	l	q ₀₁	M _w ^{kn}	M _c ^{kn}	T _w ^r	T _c ^t	q	M _w	M _c	T _w	T _c	NIV	Tranch	l	q	M _w	M _c	T _w	T _c	q	M _w	M _c	T _w	T _c
4	1-2	3,20	2,26	0,431	2,024	3,022	-4,013	0,25	0,043	0,250	0,343	-0,456	2	1-2	2,30	0,712	2,024	3,130	-4,090	1,30	0,402	1,144	1,803	-2,516	
	2-3	2,80	"	1,858	1,487	3,212	-1,348	"	0,211	0,163	0,365	-0,335		2-3	"	2,014	1,526	3,374	-3,045	"	1,138	0,862	1,918	-1,710	
	3-4	3,20	"	1,544	1,713	3,407	-3,577	"	0,175	0,194	0,374	-0,306		3-4	"	1,617	1,770	3,112	-3,787	"	0,914	1,00	2,053	-2,101	
	4-5	"	"	1,717	"	3,520	-3,520	"	0,194	0,174	0,400	-0,400		4-5	"	1,770	"	3,68	-3,130	"	1,00	1,00	2,08	-2,08	
	5-6	"	"	"	1,544	3,577	-3,467	"	0,194	0,175	0,406	-0,374		5-6	"	"	1,617	3,727	-3,632	"	1,00	0,914	2,106	-2,08	
	6-7	2,80	"	1,487	1,584	2,974	-3,186	"	0,163	0,202	0,338	-0,362		6-7	"	1,526	1,535	3,216	-3,223	"	0,862	0,867	1,817	-1,821	
	7-8	3,20	"	1,641	0,431	3,300	-3,142	"	0,186	0,043	0,443	-0,352		7-8	"	1,640	0,712	3,301	-3,330	"	0,927	0,402	2,244	-1,916	
	1-2	3,20	2,30	0,688	2,037	3,258	-4,101	1,30	0,388	1,151	1,841	-2,318		3	1-2	"	0,95	1,860	3,325	-3,914	"	0,537	1,051	1,913	-2,240
2-3	2,80	"	1,800	1,528	3,317	-3,123	"	1,017	0,863	1,874	-1,715	2-3	"		1,61	1,502	3,258	-3,181	"	0,910	0,849	1,841	-1,778		
3-4	3,20	"	1,622	1,770	3,174	-3,726	"	0,316	1,00	2,054	-2,106	3-4	"		1,645	1,770	3,641	-3,720	"	0,930	1,00	2,058	-2,102		
4-5	"	"	1,770	"	3,680	-3,680	"	1,00	1,00	2,08	-2,08	4-5	"		1,770	"	3,680	-3,680	"	1,00	1,00	2,08	-2,08		
5-6	"	"	"	1,622	3,726	-3,630	"	1,00	0,316	2,106	-2,058	5-6	"		"	1,645	3,720	-3,641	"	1,00	0,930	2,102	-2,058		
6-7	2,80	"	1,528	1,533	3,218	-3,282	"	0,863	0,877	1,828	-1,821	6-7	"		1,502	1,435	3,209	-3,176	"	0,849	0,811	1,833	-1,806		
7-8	3,20	"	1,641	0,688	3,354	-3,376	"	0,338	0,381	2,252	-1,908	7-8	"		1,513	0,950	3,855	-3,504	"	0,850	0,334	2,170	-1,981		

Portique - III

Moments et efforts tranchants dans les poutres

NIV	S O U S G							S O U S P				
	Travée	l _m	q l _m	M _w (kml)	M _e (kml)	T _w (t)	T _e (t)	q l _m	M _w	M _e	T _w	T _e
2	3-4	3,20	1,10	0,213	1,071	1,491	-2,028	0,56	0,108	0,546	0,760	-1,032
	4-5	"	"	1,015	1,015	1,760	-1,76	"	0,518	0,518	1,008	-1,008
	5-6	"	"	1,071	0,213	2,028	-1,491	"	0,546	0,108	1,032	-0,76
1	2-3	2,80	"	0,272	0,848	1,334	-1,745	"	0,138	0,432	0,860	-0,868
	3-4	3,20	"	0,848	"	1,76	-1,76	"	0,432	"	0,876	-0,876
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6-7	2,80	"	"	0,272	1,745	-1,334	"	"	0,138	0,811	-0,860

MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX dans les poteaux

NIV	Poteau	S O U S G						S O U S P					
		M _n k m	M _s k m	T _c t	T _w t	N t	N _{norm} t	M _n	M _s	T _c	T _w	N	N _{norm}
2	3	-0,213	0	1,491	-	1,491	1,491	-0,108	0	0,760	/	0,760	0,760
	4	0,056	0	1,760	-2,028	3,788	3,788	0,029	0	1,080	-1,032	2,04	2,04
	5	-0,056	0	2,028	1,760	"	"	-0,029	0	1,032	-1,008	"	"
	6	0,213	0	/	-1,491	1,491	1,491	0,108	0	/	-0,760	0,760	0,760
1	2	-0,272	0,136	1,334	/	1,334	1,334	-0,138	-0,07	0,804	/	0,804	0,804
	3	/	/	1,760	1,745	3,505	4,996	/	/	0,896	-0,888	1,784	2,544
	4-5	/	/	"	1,76	3,52	7,308	/	/	0,896	-0,896	1,792	3,832
	6	/	/	1,745	"	3,505	4,996	/	/	0,888	"	"	"
	7	0,272	-0,136	/	1,580	1,334	1,334	0,138	0,07	/	-0,804	0,804	0,804

SUPERPOSITION
de s
Sollissitations

1 METHODES DES SUPERPOSITIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structureux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (RPA 81)

* Poutres

$$\begin{array}{l} G+P + \overleftrightarrow{SI} \\ 0.8G + \overleftrightarrow{SI} \end{array}$$

* Poteaux

$$\begin{array}{l} 0.8G + \overleftrightarrow{SI} \\ G+P + \overleftrightarrow{1,2 SI} \end{array}$$

Où : G : sollicitation due à la charge permanente
 P : " " " d'exploitation
 SI : " " aux séismes

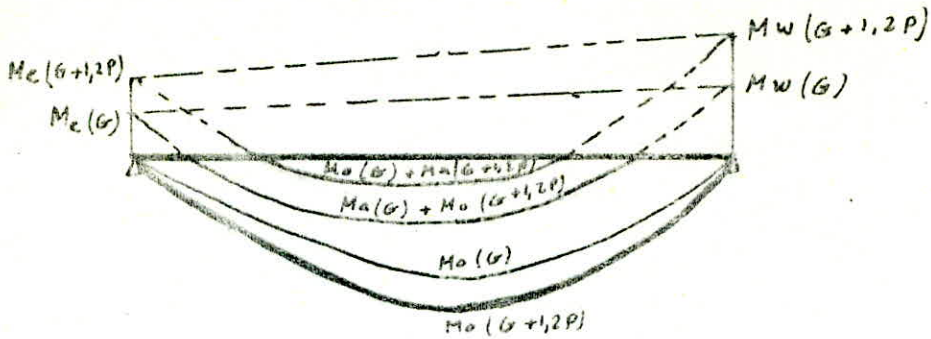
Moments en travées des Poutres (CCBA 68 art 12)

Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de part et d'autre avec les charges permanentes puis avec les surcharges ; on prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimums en valeur absolue ;
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximums en valeur absolue

Et ce dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple



On veut calculer le moment en travée sous $(G+1,2P)$, on calcul le moment isostatique M_0

$$M_0 = (G+1,2P) l^2 / 8$$

- le moment en travée sera $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$

- le moment au appui sera: $M_a = M_a(G) + M(1,2P)$

- le moment en travée sous SI : $M_t = \frac{M_c - M_w}{2}$

Donc pour les poutres on a:

• Moments en travée "Mt"

- sous $(G+1,2P) \rightarrow M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$

- sous $(G+P+SI) \rightarrow M_t = M_0(G+P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2} + M_t(SI)$

- sous $(0,8G+SI) \rightarrow M_t = M_0(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_c(0,8G)}{2} + M_t(SI)$

• Moments aux appuis "Ma"

- sous $(G+1,2P) \rightarrow M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- sous $(G+P+SI) \rightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(SI)$

- sous $(0,8G+SI) \rightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(SI)$

• EFFORTS tranchants "T"

- sous $(G+1,2P) \rightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$

- sous $(G+P+SI) \rightarrow T = T(G) + T(P) + T(SI)$

- sous $(0,8G+SI) \rightarrow T = 0,8 T(G) + 1,2 T(SI)$

N.B l'expression du moment en travée sous SI est donnée par $M_t = \frac{M_c - M_w}{2}$

les moments sont en valeurs absolues (dans les tableaux) du fait que "SI" peut agir dans un sens ou dans l'autre.

2 SUPER POSITIONS

Moments en travées

Portique I-I

N l v	l vée	l	M _{cr} M _w 2 sous G	G + 1,2 P			G + P			0.8 G		
				q _{cl}	M _o ^{cl}	M _c ^{cl}	q	M _o	M _c	q	M _o	M _c
4	1-2	3,20	1,227	2,50	3,20	1,923	2,45	3,136	1,920	1,76	2,252	1,026
	2-3	2,80	1,672	"	2,45	0,778	"	2,401	0,730	"	1,724	0,053
	3-4	3,20	1,628	"	3,20	1,572	"	3,136	1,508	"	2,252	0,125
	4-5	"	1,733	"	"	1,427	"	"	1,423	"	"	0,540
	5-6	"	1,628	"	"	1,522	"	"	1,508	"	"	0,125
	6-7	2,80	1,635	"	2,45	0,815	"	2,401	0,760	"	1,724	0,090
	7-8	3,20	1,036	"	3,20	2,114	"	3,136	2,100	"	2,252	1,217
	8-9	3,20	1,362	3,86	4,941	3,578	3,60	4,608	3,246	1,84	2,355	0,995
3	1-2	3,20	1,362	3,86	4,941	3,578	3,60	4,608	3,246	1,84	2,355	0,995
	2-3	2,80	1,664	"	3,782	2,118	"	3,528	1,764	"	1,803	0,140
	3-4	3,20	1,696	"	4,941	3,276	"	4,608	2,912	"	2,355	0,660
	4-5	"	1,730	"	"	3,171	"	"	2,838	"	"	0,585
	5-6	"	1,696	"	"	3,245	"	"	2,912	"	"	0,660
	6-7	2,80	1,531	"	3,782	2,252	"	3,528	2,015	"	1,803	0,272
	7-8	3,20	1,171	"	4,941	3,766	"	4,608	3,484	"	2,305	1,181
	8-9	3,20	1,368	"	4,941	3,573	"	4,608	3,240	"	2,355	0,987
2	1-2	3,20	1,368	"	4,941	3,573	"	4,608	3,240	"	2,355	0,987
	2-3	2,80	1,730	"	3,782	2,013	"	3,528	1,758	"	1,803	0,033
	3-4	3,20	1,693	"	4,941	3,248	"	4,608	2,915	"	2,355	0,662
	4-5	"	1,730	"	"	3,171	"	"	2,838	"	"	0,585
	5-6	"	1,693	"	"	3,248	"	"	2,915	"	"	0,662
	6-7	2,80	1,531	"	3,782	2,252	"	3,528	1,997	"	1,803	0,272
	7-8	3,20	1,176	"	4,941	3,715	"	4,608	3,432	"	2,355	1,197
	8-9	3,20	1,415	"	4,941	3,526	"	4,608	3,179	"	2,355	0,940
1	1-2	3,20	1,415	"	4,941	3,526	"	4,608	3,179	"	2,355	0,940
	2-3	2,80	1,556	"	3,782	2,226	"	3,528	1,772	"	1,803	0,247
	3-4	3,20	1,707	"	4,941	2,234	"	4,608	2,901	"	2,355	0,647
	4-5	"	1,730	"	"	3,171	"	"	2,838	"	"	0,585
	5-6	"	1,707	"	"	3,234	"	"	2,901	"	"	0,647
	6-7	2,80	1,418	"	3,782	2,315	"	3,528	2,060	"	1,803	0,385
	7-8	3,20	1,231	"	4,941	3,710	"	4,608	3,377	"	2,355	1,124
	8-9	3,20	1,231	"	4,941	3,710	"	4,608	3,377	"	2,355	1,124

Moments dans les poutres

Portique I-J

NIVEAU	Elevé	G + 1,2P			G + P + \overleftarrow{SI}			G + P + \overrightarrow{SI}			0,8G + \overleftarrow{SI}			0,8G + \overrightarrow{SI}		
		Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc
4	1-2	-0,430	1,123	-2,300	8,834	3,916	-7,696	-9,794	0,044	3,185	8,970	2,962	-7,061	-9,658	-0,910	3,822
	2-3	-2,111	0,778	-1,630	4,054	0,730	-7,780	-8,192	0,730	4,469	4,536	0,053	-7,312	-6,877	0,053	4,933
	3-4	-1,754	1,572	-1,945	3,723	1,775	-7,615	-7,161	1,641	3,801	4,206	0,492	-7,078	-6,678	0,758	4,337
	4-5	-1,945	1,487	-1,945	3,801	1,423	-7,615	-7,615	1,423	3,801	4,337	0,540	-7,078	-7,078	0,540	4,337
	5-6	-1,945	1,577	-1,754	3,801	1,641	-7,161	-7,615	1,375	3,723	4,337	0,758	-6,678	-7,078	0,492	4,207
	6-7	-1,630	0,815	-2,028	4,467	0,760	-8,110	-7,790	0,760	4,137	4,933	0,090	-7,550	-7,712	0,090	4,635
	7-8	-1,864	2,164	-0,490	3,615	0,164	-9,794	-7,270	4,036	8,654	4,130	-0,720	-9,658	-6,754	3,152	8,970
3	1-2	-1,153	3,578	-3,418	12,303	8,071	-16,927	-24,461	-1,580	10,547	22,834	5,817	-15,364	-23,935	-3,830	12,105
	2-3	-3,020	2,118	-2,567	12,705	1,864	-17,913	-18,34	1,864	13,131	14,082	0,140	-16,744	-16,962	0,140	14,320
	3-4	-2,721	3,276	-2,970	11,297	2,614	-17,102	-16,173	3,210	11,562	12,437	0,362	-15,748	-15,032	0,358	12,916
	4-5	-2,970	3,171	-2,970	11,562	2,838	-17,102	-17,102	2,838	11,562	12,916	0,588	-15,748	-15,748	0,585	12,916
	5-6	-2,970	3,245	-2,721	11,562	3,210	-16,273	-17,102	2,614	11,197	12,916	0,358	-15,032	-15,748	0,362	12,437
	6-7	-2,563	2,252	-2,585	13,131	2,015	-17,932	-17,913	2,015	13,112	14,300	0,272	-16,748	-16,744	0,272	14,295
	7-8	-2,786	3,764	-1,157	11,136	-1,391	-24,461	-16,334	7,260	22,309	12,906	-3,644	-23,935	-15,036	6,006	22,834
2	1-2	-1,174	3,573	-3,376	8,312	10,317	-23,240	-35,340	-3,837	16,903	33,656	8,064	-21,700	-34,795	-6,100	18,451
	2-3	-3,380	2,013	-2,560	13,428	1,758	-24,963	-25,774	1,758	20,192	20,918	1,133	-23,801	-24,191	0,033	21,360
	3-4	-2,714	3,243	-2,970	17,540	2,462	-23,747	-22,602	3,368	18,207	17,777	0,209	-22,393	-21,314	1,115	19,561
	4-5	-2,970	3,171	-2,970	18,207	2,838	-23,747	-23,747	2,838	18,207	19,561	0,585	-22,393	-22,393	0,585	19,561
	5-6	-2,970	3,243	-2,714	18,207	3,368	-22,602	-23,747	2,462	17,540	19,561	1,115	-21,314	-22,393	0,209	18,777
	6-7	-2,560	3,252	-2,585	20,192	1,997	-24,962	-24,967	1,997	20,177	21,360	0,220	-23,808	-23,810	0,272	21,352
	7-8	-2,752	3,765	-1,174	17,504	-3,645	-35,340	-22,638	10,510	33,112	17,760	-5,700	-34,795	-21,383	8,256	33,656
1	1-2	-1,534	3,526	-3,121	31,715	9,787	-22,925	-34,690	-3,401	17,103	32,440	7,534	-21,560	-33,363	-5,654	18,526
	2-3	-2,703	2,226	-2,521	21,120	1,992	-26,000	-26,160	1,972	21,790	22,352	0,247	-24,741	-24,729	0,247	22,438
	3-4	-2,761	3,234	-2,970	17,440	1,813	-24,960	-22,570	3,990	19,420	18,618	-0,440	-23,606	-21,370	1,736	20,777
	4-5	-3,370	3,171	-2,970	19,420	2,838	-24,960	-24,960	2,838	19,420	20,777	0,585	-23,606	-23,606	0,585	20,777
	5-6	-2,970	3,234	-2,761	19,420	3,990	-22,570	-24,960	1,813	17,440	20,777	1,736	-23,370	-23,606	-0,440	18,618
	6-7	-2,521	2,215	-2,408	31,23	2,060	-35,336	-26,000	2,060	21,394	22,438	0,375	-24,729	-24,741	0,375	22,438
	7-8	-2,536	3,710	-1,534	17,645	-3,215	-34,690	-22,380	9,970	31,715	18,804	-5,468	-33,362	-21,223	7,711	32,442

-42-

EFFORTS Tranchants dans les poutres

N V	P vée	G + 1,2P		G + P + 5I		G + P + 5J		0.8G + 5J		0.8G + 5I	
		T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c
4	1-2	3,433	-4,565	-0,734	-8,573	7,464	-0,375	-1,681	-7,313	6,516	0,884
	2-3	3,650	-3,350	-0,310	-7,109	7,343	-0,543	-12,56	-6,194	6,325	1,467
	3-4	3,940	-4,060	0,764	-7,076	6,958	-0,882	-0,323	-5,955	5,870	0,238
	4-5	4,00	-4,00	0,749	-7,091	7,091	-0,749	-0,355	-5,987	3,987	0,355
	5-6	4,060	-3,937	0,882	-6,958	7,076	-0,764	-1,038	-5,870	5,155	0,323
	6-7	3,380	-3,620	-0,514	-7,374	7,138	0,278	-1,446	-6,374	5,353	1,277
	7-8	4,431	-3,564	0,244	-7,593	8,442	0,605	-0,980	-6,612	7,220	-1,585
3	1-2	5,467	-6,882	-5,212	-16,730	15,410	3,892	-7,704	-13,592	12,917	7,030
	2-3	5,615	-5,241	-4,460	-14,590	14,942	4,813	-7,047	-12,200	12,354	7,202
	3-4	6,098	-6,253	-2,408	-13,628	13,484	1,964	-4,888	-10,776	10,703	4,815
	4-5	6,176	-6,176	-2,202	-13,722	13,722	2,202	-5,018	-10,906	10,906	5,018
	5-6	6,253	-6,098	-1,964	-13,484	13,628	2,108	-4,815	-16,703	10,776	4,888
	6-7	5,400	-5,407	-4,665	-14,704	14,737	4,658	-6,806	-12,278	12,525	7,123
	7-8	6,686	-5,667	-4,075	-15,595	16,547	5,027	-7,123	-13,011	13,498	7,610
2	1-2	5,353	-6,859	-9,200	-11,687	20,965	8,476	-12,530	-18,354	17,634	11,810
	2-3	5,695	-5,097	-9,550	-18,847	18,675	9,377	-11,326	-16,548	16,827	11,676
	3-4	6,095	-6,227	-5,622	-17,235	17,182	5,570	-8,896	-14,313	17,907	8,420
	4-5	6,176	-6,176	-5,833	-17,413	17,413	5,893	-8,710	-14,197	14,597	9,110
	5-6	6,254	-6,095	-5,664	-17,087	17,140	5,717	-8,420	-14,307	14,313	8,496
	6-7	5,396	-5,408	-9,080	-19,156	19,152	9,068	-11,540	-16,990	16,684	11,533
	7-8	6,663	-5,686	-8,867	-20,378	21,296	9,776	-11,906	-17,794	18,258	12,370
1	1-2	5,697	-6,652	-9,468	-20,986	20,096	8,578	-12,066	-17,953	17,498	11,611
	2-3	5,467	-5,338	-9,676	-19,754	19,874	9,796	-12,168	-17,320	17,381	12,230
	3-4	6,110	-6,242	-6,094	-17,545	17,422	5,901	-8,810	-14,700	14,635	7,747
	4-5	6,176	-6,176	-6,567	-18,687	18,087	6,567	-9,313	-15,271	15,271	9,383
	5-6	6,242	-6,110	-5,901	-17,422	17,545	6,024	-8,747	-14,635	14,700	8,810
	6-7	5,443	-5,363	-9,686	-19,777	19,852	9,773	-12,180	-17,332	17,370	12,217
	7-8	6,471	-5,881	-8,747	-20,267	20,817	9,297	-11,693	-17,515	17,866	11,978

Moments dans les poteaux

N V	P ₀ Eau	G + 1,2P		0,8G + 5I		0,8G + 5I		G + P + 1,2 5I		G + P + 1,2 5I	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
4	1,8	0,489	-0,543	9,658	-7,810	-9,970	7,362	11,656	-9,652	-10,636	8,636
	2	0,178	-0,190	11,698	-9,535	-11,433	9,372	14,064	-11,534	-13,634	11,778
	3,6	0,064	-0,072	11,612	-9,500	-11,520	9,428	13,942	-11,424	-13,816	11,288
	4,5	0	0	11,417	-9,341	-11,417	9,341	13,700	-11,210	-13,700	11,210
	7	0,091	-0,080	11,630	-9,505	-11,502	9,423	13,968	-11,431	-13,790	11,181
3	1,8	0,610	-0,5,97	16,055	-16,048	-15,472	15,480	19,481	-19,473	-18,347	17,360
	2	0,214	-0,251	19,826	-19,822	-19,621	19,625	23,866	-23,900	-23,468	23,438
	3,6	0,083	-0,083	19,764	-19,764	-19,614	19,614	23,746	-23,746	-23,590	23,590
	4,5	0	0	19,324	-19,324	-19,324	19,324	23,188	-23,188	-23,188	23,188
	7	0,095	-0,086	19,770	-19,765	-19,678	19,682	23,957	-23,748	-23,580	23,588
2	1,8	0,597	-1,131	18,745	-19,00	-18,176	17,922	22,710	-23,208	-21,596	21,098
	2	0,207	-0,298	23,025	-23,070	-22,828	22,784	27,705	-27,790	-27,320	27,234
	3,6	0,083	-0,170	22,967	-23,010	-22,819	22,845	27,590	-27,671	-27,434	27,353
	4,5	0	0	22,630	-22,630	-22,630	22,630	27,156	-27,156	-27,156	27,156
	7	0,086	-0,090	22,968	-22,970	-22,815	22,813	27,593	-27,596	-27,431	27,428
1	1,8	0,463	-0,231	14,961	-23,935	-14,520	23,674	18,120	-28,710	-17,256	28,278
	2	0,122	-0,062	21,725	-26,584	-21,668	26,525	26,213	-31,924	-25,931	31,808
	3,6	0,070	-0,035	21,767	-26,571	-21,687	26,538	26,137	-31,904	-26,007	31,833
	4,5	0	0	21,749	-26,571	-21,749	26,582	26,100	-31,900	-26,100	31,900
	7	0,036	-0,090	21,744	-26,563	-21,710	26,546	26,106	-31,943	-26,038	31,790

Efforts Normaux dans les poteaux

N. v	P o t	$G + 1,2P$		$0,8G + \overrightarrow{5I}$		$0,8G + \overleftarrow{5I}$		$G + P + 1,2\overrightarrow{5I}$		$G + P + 1,2\overleftarrow{5I}$	
		N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc
4	1	3,433	3,433	-1,681	-1,681	6,516	6,516	-1,553	-1,553	2,237	2,237
	2	8,215	8,215	6,057	6,057	5,511	5,511	2,378	2,378	7,723	7,723
	3	7,283	7,298	5,855	5,855	4,410	4,410	8,018	8,018	6,270	6,270
	4	8,060	8,060	5,600	5,600	5,748	5,748	7,810	7,810	7,987	7,987
	5	8,060	8,060	5,748	5,748	5,600	5,600	7,987	7,987	7,810	7,810
	6	7,370	7,370	4,423	4,423	5,881	5,881	6,298	6,298	9,047	9,047
	7	8,052	8,052	5,542	5,542	5,941	5,941	7,563	7,563	8,218	8,218
	8	3,564	3,564	6,542	6,542	-1,515	-1,515	2,328	2,328	-1,340	-1,340
3	1	5,467	8,900	-7,704	-9,385	12,917	19,433	-7,274	-8,807	17,476	25,755
	2	12,448	20,630	6,544	12,601	5,324	10,835	12,342	20,72	10,878	18,601
	3	10,841	18,13	6,960	12,765	3,100	7,510	12,363	20,381	7,791	14,061
	4	12,429	20,508	6,758	11,358	6,090	11,938	11,392	19,202	11,791	17,778
	5	12,429	20,508	6,090	11,838	5,758	11,358	11,791	19,778	11,392	19,202
	6	11,488	18,818	3,576	8,000	7,386	13,267	8,438	14,736	13,010	20,057
	7	12,093	20,145	5,154	10,550	6,374	12,315	10,547	18,110	12,011	20,230
	8	5,665	9,230	13,011	19,553	-7,610	-9,125	17,657	29,985	-7,090	-8,480
2	1	5,953	14,253	-12,530	-21,915	17,634	37,067	-13,100	-21,907	23,091	48,846
	2	12,564	33,227	6,957	19,558	5,017	15,852	12,882	33,602	10,554	29,155
	3	10,692	28,822	7,651	20,416	2,231	9,741	13,192	33,573	6,688	20,750
	4	12,430	32,938	5,674	17,032	6,176	18,014	11,291	30,498	11,894	31,676
	5	12,430	32,938	6,176	18,014	5,674	17,032	11,894	31,676	11,291	30,498
	6	11,492	30,310	2,768	10,767	8,188	21,455	7,466	22,208	13,970	34,027
	7	12,071	32,216	4,784	15,333	6,724	19,040	10,094	21,204	12,422	32,151
	8	5,679	14,918	17,794	37,347	-12,370	-21,495	23,404	49,390	-12,956	-21,222
1	1	5,697	19,950	-12,066	-33,981	17,498	54,565	-12,424	-34,331	23,052	71,898
	2	12,119	45,346	5,784	25,342	5,770	21,622	11,311	44,915	11,294	40,450
	3	11,450	40,292	8,510	21,924	2,405	12,146	14,340	47,913	7,015	27,764
	4	12,430	45,368	5,321	24,393	6,530	24,544	10,868	41,361	12,317	43,990
	5	12,430	45,368	6,530	24,544	5,321	22,353	12,317	43,990	10,868	41,361
	6	11,554	41,864	2,456	13,223	8,560	30,015	7,193	29,315	14,438	48,465
	7	13,034	45,250	5,633	20,961	5,647	24,686	20,028	40,232	12,045	44,196
	8	5,811	20,800	17,585	54,942	-11,978	-33,473	23,223	72,612	-12,253	-33,475

Portique 10-13

Moments dans les poutres

N V	P V	G + 1,2P			G + P + \vec{S}_I			G + P + \overleftarrow{S}_I			0.8G + \vec{S}_I			0.8G + \overleftarrow{S}_I		
		M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c
2	3-4	0,342	1,867	-1,726	15,244	4,735	-11,58	-15,886	-12,70	7,924	15,324	3,737	-10,357	-15,735	2,287	8,694
	4-5	1,636	1,253	-1,636	8,008	1,110	-11,074	-11,074	1,110	8,008	8,729	0,111	-10,357	-10,357	0,111	8,729
	5-6	1,726	1,867	-0,342	7,924	-1,230	-15,886	-11,58	4,735	15,224	8,614	-2,287	-15,735	-10,357	3,737	15,324
1	2-3	0,437	1,176	-1,366	19,310	2,041	-19,05	-2,013	0,031	16,470	19,502	1,273	-18,441	-19,937	-0,673	17,031
	3-4	1,366	1,420	-	14,515	0,033	-19,561	-17,071	2,519	17,001	15,116	-0,965	-18,960	-16,473	1,521	17,602
	4-5	"	"	-	17,001	1,276	-	-19,561	1,276	17,001	17,602	0,278	-18,960	-18,960	0,278	17,602
	5-6	"	"	-	"	2,519	-17,071	-19,561	0,033	14,515	17,602	1,521	-16,473	-18,960	-0,965	15,116
	6-7	"	1,176	-0,437	16,490	0,091	-2,013	-19,05	2,041	19,310	17,031	-0,673	-19,937	-18,441	1,273	17,502

Efforts tranchants dans les poutres

N V	P V	G + 1,2P		G + P + \vec{S}_I		G + P + \overleftarrow{S}_I		0.8G + \vec{S}_I		0.8G + \overleftarrow{S}_I	
		T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c
2	3-4	2,403	-3,266	-4,722	-10,033	9,224	3,913	-5,780	-8,595	8,165	5,350
	4-5	2,969	-2,969	-2,532	-8,068	8,068	2,532	-3,892	-6,708	6,708	3,892
	5-6	1,266	-2,403	-3,913	-9,224	10,033	4,722	-5,350	-8,165	8,595	5,780
1	2-3	2,278	-2,810	-9,577	-14,348	13,853	9,082	-10,647	-13,111	12,772	10,320
	3-4	2,835	-2,835	-6,810	-12,121	11,121	6,810	-8,057	-10,873	10,873	8,057
	4-5	2,835	"	-7,500	-12,812	12,821	7,500	-7,748	-11,564	11,564	8,747
	5-6	2,835	"	-6,810	-12,121	11,121	6,810	-8,057	-10,873	10,873	8,057
	6-7	2,810	-2,150	-9,682	-13,730	14,348	9,701	-10,320	-12,772	13,111	10,647

Moments dans les poteaux

Niveau	P	G + 1,2P		0,8G + \bar{S}_I		0,8G + \bar{S}_I		G + P + 1,2 \bar{S}_I		G + P + 1,2 \bar{S}_I	
		Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf
2	3,6	0,342	0	15,735	-15,565	-15,394	15,665	19,00	-18,198	-18,357	18,678
	4,5	0,091	0	19,126	-19,082	-19,037	19,082	22,983	-22,898	-22,813	22,898
	2,7	0,437	-0,220	19,937	-26,788	-19,502	26,571	24,071	-32,222	-23,254	31,810
1	3,6	0	0	18,00	-22,00	-18,000	22,00	21,600	-26,400	-21,600	26,400
	4,5	0	0	17,480	-21,363	-17,480	21,363	20,976	-25,635	-20,976	25,635

Efforts normaux dans les poteaux

Niveau	P	G + 1,2P		0,8G + \bar{S}_I		0,8G + \bar{S}_I		G + P + 1,2 \bar{S}_I		G + P + 1,2 \bar{S}_I	
		N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc
2	3	2,403	2,403	-5,780	-5,780	8,165	8,165	-6,116	-6,116	10,618	10,618
	4	6,236	6,236	4,703	4,703	1,357	1,357	7,835	7,835	-3,820	-3,820
	5	=	=	1,357	1,357	4,703	4,703	-3,820	-3,820	7,835	7,835
	6	2,403	2,403	8,165	8,165	-5,780	-5,780	16,618	16,618	-6,116	-6,116
1	2	2,298	2,298	-10,647	-10,647	12,782	12,782	-11,920	-11,920	16,196	16,196
	3	5,645	8,048	5,045	-0,726	0,554	8,720	7,990	1,874	2,590	13,208
	4	5,670	11,906	2,125	6,828	3,507	4,864	4,482	12,317	6,141	2,321
	5	5,690	11,906	3,507	4,864	2,125	6,828	6,141	2,321	4,482	12,317
	6	5,645	8,048	0,554	8,720	5,054	-0,726	2,590	13,208	7,990	1,874
	7	2,298	2,298	12,782	12,782	-10,647	-10,647	16,196	16,196	-11,920	-11,920

**FERRAILLAGE
DES
PORTIQUES**

A FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A15 du ECBA 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres, les poutres seront donc ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 .

pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de $1,5 M (SP_1)$ et $M (SP_2)$

la méthode de détermination des sections d'acier sera celle de M^r P. CHARON

- sous $SP_1 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$. sous $SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_b = 205$

Calcul des armatures longitudinales

on calcul $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ tableau $\rightarrow k_1, \epsilon \rightarrow \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / k_1$

- si $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

la section des armatures tendues est donnée par: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$

- si $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}_b$, il est nécessaire de prévoir des armatures comprimées, on calcul

$$K_1 = 15 \bar{\sigma}_a / n \bar{\sigma}_b ; \quad K_2 = \frac{15 (h-d') \bar{\sigma}_a}{(h+d') \bar{\sigma}_b}$$

1°/ si $k_1 > k_2$, on prend K_1 et: $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b$ tableau $\rightarrow d', \mu', \epsilon$

$$M_1 = \mu' \bar{\sigma}_b b h^2 \rightarrow M_2 = M - M_1, \quad y = \epsilon h \rightarrow \bar{\sigma}_a' = \frac{15}{y} (y-d') \bar{\sigma}_b$$

armatures comprimées: $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$; armatures tendues $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$

2°/ si $k_2 > k_1$, on prend k_2 et $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k_2$, $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a$, $k_2 \rightarrow \epsilon, \mu'$

$$M_1 = \mu' b \bar{\sigma}_a' h^2, \quad M_2 = M - M_1$$

armatures comprimées $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$; armatures tendues, $A = \frac{M_1}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$

calcul des armatures transversales

la quantité minimale est donnée par: $A_c =$

où: ϵ : espacement; b : largeur de la poutre.

a) contrainte de cisaillement max : $\tau_b = \frac{T_{max}}{3 \cdot b}$, b : largeur de la poutre
 $\tau = \tau / 2 h$

b/ contrainte de cisaillement admissible

Si: $\sigma'_s \leq \bar{\sigma}'_s \longrightarrow \bar{V}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_s$

Si $\bar{\sigma}'_s \leq \sigma'_s \leq 2\bar{\sigma}'_s \longrightarrow \bar{V}_b = \left(1,5 - \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_s}\right) \bar{\sigma}'_s$

Si $\bar{V}_b \leq V_b \longrightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits.

Si $\bar{V}_b < V_b \leq 5\bar{V}_b \longrightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits plus des barres obliques

c/ contrainte admissible des armatures transversales

$\bar{\sigma}_{ar} = f_{ar}$ ou: $f_{ar} = 2/3 \longrightarrow$ si on a reprise de bétonnage.

$f_{ar} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ \left(1 - \frac{V_b}{5\bar{V}_b}\right) \end{array} \right. \longrightarrow$ si on a pas de reprise de bétonnage

d) Espacement

$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{ar}}{T}$

e) espacement admissible $\bar{t} \leq \min (h/4, 12 \phi, 3a_m) \longrightarrow$ en zone nodale ou en travée avec A'

$\bar{t} \leq h/2 \longrightarrow$ en dehors de la zone nodale

Verifications

1) condition de la flèche (art 6, CCBA 68)

$h \geq l/16$; $h \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{N_0}$; $A \leq b h 43 / \bar{\sigma}_{ar}$

on peut disposer de la formule de vérification de la flèche pour les poutres qui

Satisfont aux 3 conditions ci-dessus.

2) condition de non fragilité (art 52-1 CCBA 68)

pour les poutres flexibles on doit avoir $A \geq b h 44 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$ $44 = 0,54$

3) conditions aux appuis (art 35-32, CCBA 68)

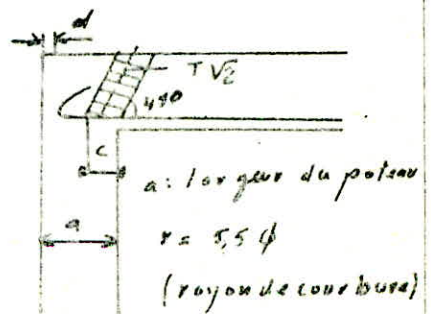
beton l'effort tranchant crée des efforts de compressions dans les bielles de béton inclinées à 45°

pour que $\sigma'_s \leq \bar{\sigma}'_s$ on doit avoir $C \geq 2T / b_s \bar{\sigma}'_s = C_0$

T: effort tranchant max au appuis

C: distance du nu de l'appui au pt où commencer

l'ancrage des armatures inférieures $C = a - (d + r)$



armatures inférieures la section minimale des armatures de traction inférieures qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et au-delà doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible $= T + M/3$, ce qu'on doit vérifier que: $A\bar{\sigma}_s \geq T + M/3$.

4) pourcentage des aciers longitudinaux (RPA 81)

$$0,3 \% \leq A \leq 2,5 \% \quad \text{dans notre cas} \quad 6,3 \text{ cm}^2 < A < 52,5 \text{ cm}^2$$

5) Condition de non entraînement des barres (art 29-11 CCBA 08)

on doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ / $\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_s$ ($\psi_d = 1,5$ acier HA)

$$\tau_d = T_{\max} / n p z$$

T : effort tranchant max

p : périmètre de la barre, n : n° des barres

6) Condition de non fissuration

On doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$, $\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \sigma_b}{\phi}}$

7) ancrage:

L'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure (page 62 RPA)

8) contraintes:

Les sections seront vérifiées sous leurs moments maximaux les plus défavorables

* Section sans armatures comprimées

On calcule $\bar{\omega} = 10A/bh$ Z tableau k, ξ et on doit avoir, $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{M}{A \xi h} < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\xi} \leq \bar{\sigma}_b' \end{array} \right.$

* Section avec armatures comprimées

On calcule $D = 15/6 (A + A')$, $E = \frac{30}{b} (A' d' + Ah)$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}, \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 (h - y_1)^2, \quad K = \frac{M}{I}$$

et on doit avoir; $\sigma_b' = K y_1 \leq \bar{\sigma}_b'$

$$\sigma_a' = 15 K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a'$$

$$\sigma_a = 15 K (y_1 - h_1) \leq \bar{\sigma}_a$$

Portique longitudinal I-I

Presentation des moments

Niveau 4

SP₂

-9,739	-8,192	-7,790	-7,615	-7,615	-7,778	-8,110	-9,739
Δ 3,936	Δ 4,730	Δ 1,641	Δ 1,423	Δ 1,441	Δ 4,740	Δ 4,036	Δ
8,970	4,636	4,938	4,737	4,737	4,933	4,695	8,970

SP₁

-0,490	-2,30	-1,754	-1,945	-1,945	-1,754	-2,026	-0,490
Δ 1,923	Δ 0,778	Δ 1,572	Δ 1,487	Δ 1,587	Δ 0,815	Δ 2,164	Δ

Niveau 3

SP₂

-24,461	-18,740	-17,913	-17,102	-17,102	-17,913	-18,752	-24,461
Δ 8,071	Δ 1,864	Δ 3,210	Δ 2,838	Δ 3,210	Δ 2,035	Δ 8,760	Δ
22,934	14,082	14,300	12,918	12,916	14,300	14,255	22,939

SP₁

-1,153	-3,418	-2,721	-2,970	-2,970	-2,721	-2,786	-1,153
Δ 3,578	Δ 2,118	Δ 3,276	Δ 3,171	Δ 3,265	Δ 2,252	Δ 3,766	Δ

Niveau 2

SP₂

-35,340	-6,10	-25,774	-26,968	-23,747	-23,747	-24,968	-24,968	-35,340
Δ 10,317	Δ 1,758	Δ 3,368	Δ 2,838	Δ 3,368	Δ 1,997	Δ 10,510	Δ	
33,656	20,156	21,360	19,561	19,561	21,360	20,178	33,656	

SP₁

-1,194	-3,336	-2,714	-2,970	-2,970	-2,714	-2,752	-1,194
Δ 3,577	Δ 2,013	Δ 3,248	Δ 3,171	Δ 3,248	Δ 2,252	Δ 3,765	Δ

Niveau 1

SP₂

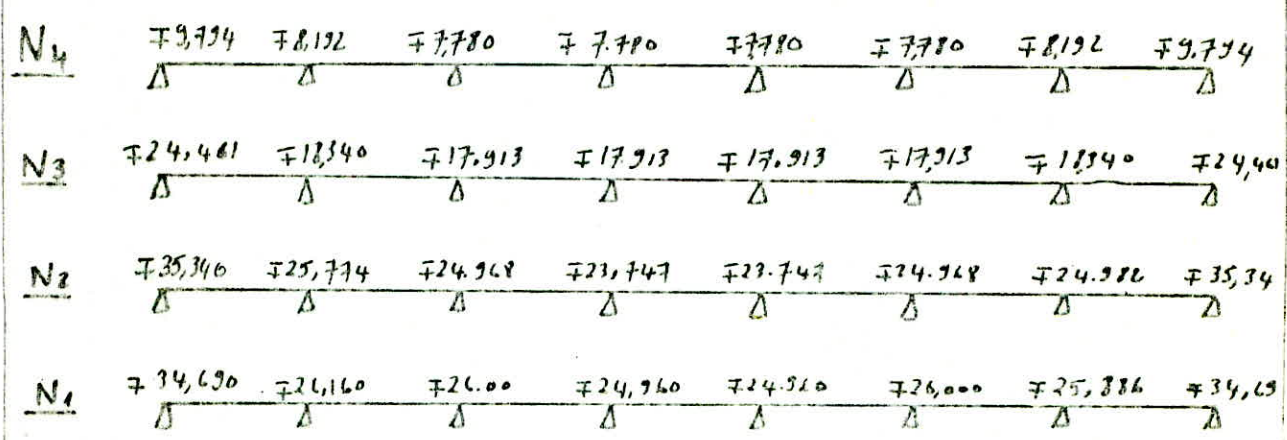
-34,63	-26,16	-26,00	-24,96	-24,96	-26,00	-25,882	-34,63
Δ 9,787	Δ 1,927	Δ 3,990	Δ 2,838	Δ 3,990	Δ 2,060	Δ 3,970	Δ
32,442	22,352	22,438	20,774	20,774	22,438	22,492	32,442

SP₁

-1,534	-3,121	-2,761	-2,970	-2,970	-2,761	-2,736	-1,534
Δ 3,526	Δ 2,226	Δ 3,234	Δ 3,171	Δ 3,234	Δ 2,315	Δ 3,71	Δ

Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas portées des charges verticales et elles ne sont sollicitées principalement que par les forces latérales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Ainsi que les moments en travées sont très faibles par rapport aux moments sur appuis donc on calcule seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeurs absolues et on adoptera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (RPA 81, art. 4-2-3-2)

Moments de calcul (SP₂)



Remarque les moments du niveau 1 sont peut différents de ceux du niveau "2", donc ces deux niveaux auront le même ferrailage et ce devoir sera calculé avec les moments max des deux niveaux

Sections d'aciers aux appuis

$b = 30\text{ cm}, h_t = 70\text{ cm}, d = d' = 5\text{ cm}$

NIV	sect ⁿ	M _{km}	μ	ϵ	k	σ_h' kg/cm ²	A _{cal} cm ²	A _{adop}	Ø
4 ^e	1,8	9,794	0.0276	0,9281	54,5	77,06	3,86	4,52	4 T 12
	2,7	8,192	.230	9338	60,5	69,42	3,21	3,39	3 T 12
	3,4,5,6	7,780	.220	9351	62,0	67,74	3,04	3,39	3 T 12
3 ^e	1,8	24,461	.690	8922	31,4	193,75	10,04	10,05	5 T 16
	2,7	18,380	.517	9046	37,7	112,30	7,44	7,70	5 T 14
	3,4,5,6	17,913	.504	9057	37,0	110,52	7,24	7,70	5 T 14
2 ^e	1,8	35,340	.995	8744	24,8	169,35	14,81	15,70	5 T 20
	4,5	24,960	.703	8913	31,0	139,53	10,77	12,06	6 T 16
1 ^e	2,3,6,7	26,160	.737	8891	30,5	135,48	10,25	12,06	6 T 16

Sections d'aciers adoptées

$$N_4 \quad \begin{array}{cccccccc} 4T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 4T12 \\ \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta & 2T12 & \Delta \\ 4T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 3T12 & 4T12 \end{array}$$

$$N_3 \quad \begin{array}{cccccccc} 5T16 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T16 \\ \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta & 3T14 & \Delta \\ 5T16 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T14 & 5T16 \end{array}$$

$$N_{2,1} \quad \begin{array}{cccccccc} 5T20 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 5T20 \\ \Delta & 4T16 & \Delta & 4T16 & \Delta & 4T16 & \Delta & 3T20 & \Delta & 3T20 & \Delta & 3T20 & \Delta & 3T20 & \Delta \\ 5T20 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 6T16 & 5T20 \end{array}$$

o. Verifications

1) Condition de la flèche

$$- h_t = 70 > l/16 = \frac{320}{16} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{verifié}$$

$$- h_t = 70 > l/10 = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm} \rightarrow \text{verifié}$$

$$- A < b h \text{ 43/den.}$$

$$\text{on a } A_e^{\max} = 3T20 = 8,04 < b h \text{ 43/den} = \frac{30 \cdot 65 \cdot 43}{4200} = 19,96 \rightarrow \text{verifié}$$

donc aucun justification de la flèche est nécessaire

$$2) \text{ condition de non fragilité : } A \geq b h \eta_f \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 30 \cdot 65 \cdot 0,54 \cdot \left(\frac{70}{65} \right)^2 \cdot \frac{5,9}{4200}$$

$$= 1,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifié pour toutes les sections}$$

3) Conditions aux appuis

* beton

$$\text{on doit avoir } c \geq 2T/b \cdot \overline{\sigma_b} \quad c = a - (d+r) \quad r = 5\phi \rightarrow 5 \cdot 5\phi, \quad d = 4 \text{ cm}$$

$$a = 40 \text{ cm}, \quad 50 \text{ cm}$$

ona le m serrillage aux appuis derive, donc il suffit de verifier cette condition pour l'appui où T est max

NIVEAU	4	3	2	1
T (t)	7,593	15,595	20,915	20,965
C (cm)	29,4	27,2	25,0	35,0
c ₀ (cm)	4,92	10,12	13,6	13,6

$$c \geq c_0 \text{ pour tous les appuis derive} \rightarrow \text{verifié}$$

armatures inférieures On doit vérifier que : $A\bar{\sigma}_a \gg T + M/\gamma$

NIVEAU	4		3		2 et 1	
Sections (appuis).	1,8	2=7	1,8	2=7	1,8	2=7
M (tm)	8,970	4,933	22,834	14,300	33,656	22,438
T (t)	7,593	8,573	15,595	16,73	20,965	20,986
$T/\bar{\sigma}_a + \frac{M}{\gamma\bar{\sigma}_a}$	5,562	4,106	13,27	9,97	19,08	14,39

Condition non vérifiée d'où les nouvelles sections adoptées

N_4	5T12 Δ 5T12	3T12	4T12 Δ 4T12	3T12	4T12 Δ 4T12	3T12	4T12 Δ 4T12	3T12
N_3	4T14+4T16 Δ 4T14+4T16	4T14	7T14 Δ 7T14	4T14	7T14 Δ 7T14	4T14	7T14 Δ 7T14	7T14
$N_{2,1}$	4T16+4T20 Δ 4T20+4T16	4T16	7T16 Δ 7T16	4T16	7T16 Δ 7T16	4T16	7T16 Δ 7T16	7T16

- Vérification des contraintes

NIV	SOLL	Section	M	A	$\bar{\omega}$	ϵ	l_k	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
4	SP ₂	1,8	9,794	5,65	0,289	0,9153	44	2513,4	66,21
		2=7	8,192	4,52	0,231	0,9231	50	3021	60,42
		travée	4,036	3,39	0,173	0,9324	59	1964,4	33,30
3	SP ₂	1,8	24,461	14,06	0,721	0,8768	25,6	3050,9	119,2
		2=7	18,34	10,73	0,552	0,8891	30,1	2953	98,11
		travée	8,26	6,16	0,315	0,9120	41,8	2262	54,11
2 et 1	SP ₂	1,8	35,34	21,29	1,122	0,8547	19,4	2906	149,8
		2=7	26,16	14,07	0,721	0,8768	25,6	3262,3	127,43
		travée	9,97	8,04	0,412	0,9016	35,8	2116	59,11

Verification de la fissuration.

NIV	A_{cm2}	$\overline{\sigma}_f$	σ_1	σ_2	$\overline{\sigma}_{u, \min} \left\{ \begin{matrix} \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \\ \sigma_{u, \text{lim}} \end{matrix} \right.$	Condition
4	3,39	0,0113	2030	3193	3193	Verifiée
	4,52	0,0150	2619	"	"	"
	5,65	0,0188	3165	"	"	"
3	6,16	0,0205	2920	2956	2956	"
	10,77	0,0359	4528	"	4200	"
	14,07	0,0469	4789	2765	"	"
2 et 1	8,04	0,0268	3170	2765	3170	"
	14,07	0,0469	4789	"	4200	"
1	21,89	0,0730	5062	2479	"	"

Conclusion: pas de risque de fissuration en comparant les contraintes dans l'acier avec celles imposées par la condition de non fissuration de béton

ainsi on a dans chaque niveau et dans chaque section $\sigma_a < \overline{\sigma}_a$
 $\sigma_b < \overline{\sigma}_b$ (205,5)

Armatures transversales

on utilise des armatures transversales des T8 FCEAO

pour 1 cadre et 1 étrier $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$\overline{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \overline{\sigma}_{en}$ (on suppose qu'on a reprise de bétonnage)

$t \leq \min \left\{ \begin{matrix} h/4, 12\phi, 30 \text{ cm} \end{matrix} \right\}$ \longrightarrow en Zone nodale } RPA 81
 \longrightarrow en dehors de la zone }

ϕ : est le \otimes petit diamètre des barres utilise dans chaque niveau

NIV	$T_{\max} S\%$	$\overline{\sigma}_b$	t_b	\overline{t}_b	$\overline{\sigma}_{at}$	A_t	t	$t_{\text{adep}} ZN$	$t_{\text{adep}} ZC$
4	8,573	66,21	5,02	30,98	4200	2,01	56,0	15	20
3	16,730	119,20	9,80	29,55	"	"	28,7	15	20
2 et 1	20,098	149,80	12,30	26,92	"	"	22,8	10	20

D'après les valeurs de t_b on remarque que $t_b < \overline{t}_b$

car on peut utiliser des cadres et des étriers droits.

Ver. section: $A_t = 2,01 > 0,003 t_b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8$: zone courante

$A_t = 2,01 > 0,003 t_b = 0,003 \cdot 30 \cdot 15 = 1,35$ zone nodale

Portique longitudinal IV-V

Présentation des moments

Niveau 2

<u>SP₂</u>	-15,886	-2,287	-11,158		-11,158	-2,287	-15,886
Δ		4,735	Δ	1,440	Δ	4,735	Δ
	15,394		8,729		8,729		15,394
<u>SP₁</u>	-0,342		-1,726		-1,726		-0,342
Δ		1,867	Δ	1,253	Δ	1,867	Δ

Niveau 1

<u>SP₂</u>	-20,130		-19,050		-19,561		-19,561		-19,050		-20,130
Δ		2,041	Δ	2,519	Δ	1,276	Δ	2,519	Δ	2,041	Δ
	19,502		17,091		17,602		17,602		17,091		19,502
<u>SP₁</u>	-0,437		-1,366		-1,366		-1,366		-1,366		-0,437
Δ		1,176	Δ	1,420	Δ	1,420	Δ	1,420	Δ	1,176	Δ

Moment de calcul (SP₂)

<u>N₂</u>	$\pm 15,886$		$\mp 11,158$		$\mp 11,158$		$\mp 15,886$
	Δ		Δ		Δ		Δ
	①		③		④		⑤
<u>N₁</u>	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$	$\mp 20,130$
	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑥

Sections d'aciers sur appuis

NIV	Section	M tm	μ	ϵ	h	σ_b'	A ^{calc} calcul	A ^{adopte}	ϕ
2	2-5	15,886	0,0447	0,9081	39,4	106,6	6,40	9,23	6T14
	3-4	11,158	0,0314	0,9237	50,5	93,2	4,08	7,70	5T14
1	1-6	20,130	0,0567	0,9008	39,4	118,6	8,18	12,06	6T16

Sections d'aciers adoptees

<u>N₂</u>	6T14		5T14		5T14		6T14
	Δ	3T14	Δ	3T14	Δ	3T14	Δ
	6T14		5T14		5T14		6T14
<u>N₁</u>	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16
	Δ	3T16	Δ	3T16	Δ	3T16	Δ
	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16

• Verifications

- Verification de la flèche - $ht = 70 \text{ cm} > l/10 = 32 \rightarrow$ Verifie

- $A < bh \cdot 43/\sigma_{ca} = \frac{30 \cdot 65 \cdot 43}{4200} = 19,96$
 On a $A_t^{max} = 3716 = 6,03 < 19,96 \rightarrow$ Verifie

\rightarrow (Pas de risque de flèche)

- Condition de non Fragilite $A \gg bh \cdot 4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{ht}{l}\right)^2$ (ideme portique J-J) \rightarrow Verifie

- Conditions aux appuis on doit verifier $c \gg 2T/b \cdot \sigma_b'$

NIVEAU	2	1
T (t)	9,224	13,853
C (cm)	29,4	38,3
C ₀ (cm)	5,98	8,98

$c > C_0$ pour toutes les appuis de rive \rightarrow Verifie

armatures inférieures On doit verifier: $A \gg T/\sigma_a + M/3\sigma_a$

NIVEAU	2		1
Sections	2,5	3,4	1-6
M (cm)	15,886	11,158	20,130
T (t)	9,224	10,033	14,348
$T/\sigma_a + M/3\sigma_a$	8,840	7,060	11,843

\rightarrow condition Verifie

Verification des contraintes

NIV	SOLL	Sections	M cm	A cm ²	$\bar{\omega}$	E	k	σ_a	σ_b'
2	SP ₂	2,5	15,886	9,23	0,423	0,2958	33,0	2956	29,57
		3,4	11,158	7,70	0,394	0,3035	36,8	2467,5	67,05
		travée	4,735	4,62	0,237	0,3221	49,2	1710	34,75
1		1-6	20,13	12,06	0,618	0,8840	28,1	2965	103,4
		travée	2,519	6,03	0,310	0,3129	42,4	704	16,605

Verification de la fissuration

NIV	A (cm ²)	ω_f	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a = \min\{4200, \max(\sigma_1, \sigma_2)\}$
2	9,23	0,0300	4033	2956	4033
	7,70	0,0259	3526	2956	3526
	4,62	0,0154	2298	2956	2956
1	12,06	0,0402	4301	2765	4200
	6,03	0,0201	2510	2765	2765

Conclusion en comparons les contraintes reelles dans les sections avec les contraintes imposees par la fissuration, on a tjrs $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$, $\sigma_b < \bar{\sigma}_b'$ (205,5)

armatures transversales : avec 1 cadre + 1 barre de $\Phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$) on a.

NIV	$T_{max}^{SP_2}$	f_b'	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t_{cm}	t adopté	
								zone nodale	zone courbe
2	10,033	89,57	5,88	30,98	2400	2,01	27,85	10	20
1	14,34	103,4	8,41	"	"	"	19,12	10	20

- verification - $t \leq \min(h/4, 12\phi, 30) = 16,25$ zone nodale \rightarrow Verifiée
 - $t \leq h/2 = 32,5$ \rightarrow " courbe \rightarrow "
 - $A_t = 0,003 \cdot 30 \cdot 20 = 1,8 < 2,01 \rightarrow$ Verifiée

Portique transversale: A-A

Présentation des moments

<u>N_4</u>	-11,560			-11,926		-12,561
<u>SP_2</u>	Δ			Δ		Δ
	9,568	5,636		5,964	2,644	11,896
<u>SP_1</u>	-1,174			-4,060		-0,392
	Δ	3,470		Δ	0,838	Δ
<u>N_3</u>	-29,793	-3,900		-25,953	-4,256	-30,982
<u>SP_2</u>	Δ			Δ		Δ
	25,214	12,585		17,833	6,656	23,362
<u>SP_1</u>	-3,035			-6,835		-1,074
	Δ	6,863		Δ	2,326	Δ
<u>N_2</u>	-34,343	-3,304		-34,064	-6,023	-42,848
<u>SP_2</u>	Δ			Δ		Δ
	29,634	11,975		26,135	8,490	41,193
<u>SP_1</u>	-3,122			-6,733		-1,110
	Δ	6,870		Δ	2,360	Δ
<u>N_1</u>	-36,208			-33,262		-36,552
<u>SP_2</u>	Δ			Δ		Δ
	30,251	12,435		26,838	5,308	34,318
<u>SP_1</u>	-3,948			-6,00		-1,48
	Δ	6,837		Δ	2,580	Δ

Armatures inférieures et Supérieures surappuis

NIV	app	Soll	$\frac{M_{sup}}{M_{inf}}$	M	E	K	σ_b	A _{cal}	A _{adopt}	ϕ	
4	1	SP	11,560	0,0325	0,9226	49,6	84,67	4,530	6,78	6 T 12	
			9,548	269	9291	55,5	75,67	3,33	5,65	5 T 12	
	2	"	11,920	335	9214	48,6	86,42	4,73	6,78	6 T 12	
			5,964	168	9245	82,0	58,32	2,31	5,65	5 T 12	
	3	"	"	12,561	354	9194	47,0	82,36	5,00	6,78	6 T 12
				11,896	335	9214	48,6	86,42	4,73	6,78	6 T 12
3	1	"	25,733	839	8832	27,8	157,08	12,35	14,07	7 T 16	
			25,214	710	8908	30,8	136,36	10,36	14,07	7 T 16	
	2	"	25,957	731	8894	30,2	177,03	10,69	12,06	6 T 16	
			17,833	502	8821	38,2	104,34	7,40	12,06	6 T 16	
	3	"	"	30,982	873	8870	27,0	155,55	12,88	14,07	7 T 16
				29,362	827	8837	28,0	150,00	12,17	16,08	8 T 16
2 et 1	1	"	36,208	1020	8731	24,4	172,13	15,15	15,70	5 T 20	
			30,251	852	8821	27,4	153,28	12,56	18,84	6 T 20	
	2	"	34,064	759	8762	25,4	165,35	14,24	15,70	5 T 20	
			26,838	756	8879	29,6	146,82	11,07	18,84	6 T 20	
	3	"	"	42,848	1207	8645	21,9	191,78	18,15	17,84	6 T 20
				41,173	1160	8663	22,4	187,50	17,41	25,13	8 T 20

armatures en travée

NIV	Soll	travée	M	M	E	K	σ_b	A _{cal}	A _{adopt}	ϕ
4		1-2	5,636	0,0158	0,9445	75	56,0	2,18	3,33	3 T 12
		2-3	2,644	074	5612	114	38,8	1,00	2,26	2 T 12
3	SP ₂	1-2	12,585	354	9114	47	89,4	5,01	8,04	4 T 16
		2-3	6,656	187	9398	68	61,7	2,59	4,02	2 T 16
2 et 1		1-2	12,435	350	9199	47,4	88,60	4,35	9,42	3 T 20
		2-3	8,490	240	9324	59	71,1	3,33	6,28	2 T 20

Serrailage adopté

N ₄	6 T 12		6 T 12	6 T 12
	Δ	3 T 12	Δ	Δ
N ₃	5 T 12		5 T 12	3 T 12
	5 T 16 + 3 T 12		5 T 16	3 T 16 + 5 T 16
	Δ	4 T 16	Δ	2 T 16
N _{2, N₁}	7 T 16		6 T 16	8 T 16
	4 T 20		4 T 20	6 T 20
	Δ	3 T 20	Δ	Δ
	6 T 20		6 T 20	3 T 20
				8 T 20

Verifications

Verification de la flèche $h_e > l/16$ $l_{max} = \max(480, 320) = 480$

$$l/16 = 480/16 = 30 \quad \text{donc } 70 > 30 \rightarrow \text{verifiee}$$

$h_e > 1/10 \frac{M_t}{n_0}$, etant donne que $M_t/M_0 < 1$, on doit verifier seulement, $h_e > l/10$

$$\text{donc } 70 > 480/10 = 48 \rightarrow \text{verifiee}$$

$A < b_k 43/6cm$; soit $A < 19,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiee pour toutes les}$

sections tendues, les trois conditions sont verifiees donc aucune

justification de la flèche n'est necessaire.

Condition de non fragilité $A > b_k 44 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_a (h_t/n)^2 = 2,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiee}$

Condition aux appuis

$$\text{relations} \rightarrow c > 2T/b \cdot \bar{\sigma}_b' = c$$

\rightarrow condition Verifiee

NIV	4			3			2 et 1		
appuis	1	3		1	3		1	3	
T	7,291	7,940	15,358	18,051	17,780	23,893			
C ₀	4,73	5,15	7,96	11,71	11,53	15,50			
C	29,4	29,4	25	25	25	25			

Paramètres inférieurs

$$A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3\bar{\sigma}_a} \quad (M70)$$

NIV	4			3			2 et 1		
appuis	1	2	3	1	2	3	1	2	3
M (cm)	9,563	15,964	11,996	25,214	17,833	22,362	30,251	26,838	41,193
T	7,291	9,960	7,942	15,358	20,61	18,051	17,780	26,354	23,893
T/60000 / $\bar{\sigma}_a$	3,19	4,84	6,17	14,31	12,376	16,54	16,89	17,51	22,92
condition	V E R I F I E E								

Pourcentage d'aciers: les sections d'acier utilisee sont comprises entre l'intervalle

$$(5,58 - 48,75) \rightarrow \text{verifiee}$$

condition de non entrainement des barres

$$\text{on doit avoir: } \tau_d < \bar{\tau}_d ; \bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\text{soit } \bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 1,9 \times 1,5 = 26,55 \text{ kg } 1\text{cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$$

$$\tau_d = T/n p_3$$

NIV	4			3			2 et 1		
appuis	1	2	3	1	2	3	1	2	3
T	7,291	9,960	7,942	15,358	20,61	18,051	17,780	26,354	23,893
τ_d	6,200	9,197	6,170	7,670	12,010	7,890	8,290	12,290	8,350
Cond ⁿ	V E R I F I E E								

Verification des Contraintes (appuis)

NIV	Seal	MSUP/MM	A	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	\bar{h}	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{matrix} 4200 \\ \max(\bar{\sigma}_a) \end{matrix} \right\}$	Contraint
4	1	11,560	6,78	0,347	0,9084	39,6	2887,6	72,92	3686	Verifiee
		9,568	5,65	289	9153	44,0	2846,9	64,70	3193	"
	2	11,920	6,78	347	9084	39,6	2977,5	75,20	3686	"
		5,964	5,65	289	9153	44,0	1774,2	40,32	3193	"
	3	12,561	6,78	347	9084	39,6	3137	79,23	3686	"
		11,876	6,78	347	9084	39,6	2976,5	75,04	3686	"
3	1	29,797	14,07	721	8768	25,6	3713,4	143,13	4200	"
		25,214	14,07	721	8768	25,6	3844,4	122,82	4200	"
	2	25,357	12,06	618	8843	28,2	3744	132,1	4200	"
		17,833	12,06	618	8843	28,2	2572,5	91,22	4200	"
	3	30,782	14,07	721	8768	25,6	3863,7	151	4200	"
		29,362	16,08	874	8705	23,6	3227	136,39	4200	"
2	1	36,208	15,70	805	8715	23,9	4071	170,39	4122	"
		30,251	18,84	966	8626	21,4	2883	133,80	4200	"
	2	34,064	15,70	805	8715	23,9	3830	160,25	4122	"
		26,838	18,84	966	8626	21,4	2540	112,16	4200	"
1	3	42,843	18,84	966	8626	21,4	4056,9	139,35	4200	"
		41,173	25,13	1288	8476	17,8	2977,3	167,07	4200	"

Travées

A	M	W	$\bar{\epsilon}$	\bar{h}	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{matrix} 4200 \\ \max(\bar{\sigma}_a) \end{matrix} \right\}$	Contraint
2T12	2,644	0,115	0,3435	73,5	1907,6	25,95	3193	Verifiee
3T12	3,636	1,73	9324	59,0	2743,2	46,43	3193	"
2T16	6,656	206	9270	53,5	2747,9	51,36	2765	"
4T16	13,585	412	9016	35,8	2631	74,67	3170	"
3T20	8,490	322	9114	41,8	2282	54,60	2473	"
3T20	12,435	483	8950	32,6	2263,1	69,60	2867	"

• Armatures transversales On utilise 1 cadre + 4 étriers de T8 où $A = 2,01 \text{ cm}^2$

NIV	Sol	T_{max}	$\bar{\sigma}_b$	z_b	\bar{z}_b	$\bar{\sigma}_{nl}$	$\bar{\epsilon}$ Nod		t adopté	
							$\bar{\epsilon}$ 3 cour	t_{cal}	Z_{nl}	Z_c
4	SP ₂	9,860	77,23	5,77	30,98	4200	14,4	48,7	14	22
3	"	20,610	151,00	14,07	27,27	"	16,75	23,3	14	22
2	"	26,354	189,55	15,44	23,50	"	"	18,4	10	18
1	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

Verification:

- 1) Zone nodale: $A_{min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 14 = 1,26 < 2,01 \rightarrow$ Verifiee
- 2) Zone courante: $A_{min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 22 = 1,98 < 3,01 \rightarrow$ Verifiee

Portique transversale B-B

Presentation des moments

NIV 4

SP ₂	-11,201	-2,905	-12,814	-11,729
Δ	8,303	7,827	4,141	10,752

SP	-1,721	5,150	-5,962	0,581
Δ			1,268	

NIV 3

SP ₂	-28,041	-3,314	-25,238	-3,866	-28,641
Δ	22,860	13,988	16,061	7,162	26,811

SP	-3,748	9,283	-8,440	-1,326
Δ			3,401	

NIV 2

SP ₂	-33,942	-7,672	-32,575	-7,053	-42,606
Δ	27,623	14,360	23,617	10,415	40,715

SP	-3,854	9,290	-8,314	-1,370
Δ			3,474	

NIV 1

SP ₂	-39,138	-2,773	-31,578	-4,942	-30,97	-5,103	-22,794
Δ		17,421		8,246		4,777	22,675

SP	-14,763	9,260	-7,404	3,405	-2,705	-0,077	-0,08
Δ							

armatures superieures d'inférieures (sur appuis)

NIV	APP	SOLL	M SUP	M	E	h _e	h ₀	A calcul	A adop	Ø
4	1	S	11,201	0,0315	0,9237	50,5	83,16	4,44	6,78	6 T 12
			8,303	234	9334	60,0	70,00	3,25	5,65	5 T 12
			12,814	361	9178	46,6	30,12	5,10	6,77	6 T 12
			4,141	116	9519	89,0	47,20	4,59	4,52	4 T 12
			11,729	330	9219	49,0	83,91	4,66	6,78	6 T 12
3	1	P	10,752	303	9248	51,5	71,55	4,25	6,77	6 T 12
			28,033	789	8958	28,8	145,83	11,59	12,06	6 T 14
			22,860	644	8954	32,8	128,85	9,35	14,07	7 T 16
			25,238	711	8908	30,8	136,36	10,37	12,06	6 T 16
			16,061	452	9104	40,8	102,74	6,46	13,06	6 T 16
2	1	2	28,641	807	8848	28,4	143,38	11,85	12,06	6 T 16
			26,811	755	8891	29,7	141,41	11,06	16,08	8 T 16
			33,942	956	8765	25,5	164,20	14,18	15,70	5 T 20
			27,623	795	8856	28,7	146,34	11,83	18,84	6 T 20
			32,575	917	8786	26,2	160,30	13,58	15,70	5 T 20
	2		83,617	665	8941	32,1	170,34	9,67	18,84	6 T 20
			42,606	1200	8645	21,9	192,58	18,05	18,84	6 T 20
			40,715	1147	8671	22,6	187,84	17,20	25,13	8 T 20

1	S P 2	1	33.138	0,0933	0,8777	25,9	164,16	13,83	15,70	5 T20
			26,420	744	8886	23,9	140,46	16,90	"	"
		2	31,538	888	886	26,1	157,30	13,12	"	"
			24,282	684	1923	31,6	132,91	9,96	"	"
		3	33,970	957	865	25,5	164,7	14,19	"	"
			31,464	886	883	26,9	156,13	13,69	21,89	7 T20
		4	22,794	642	8954	32,8	128,05	9,32	12,56	4 T20
			21,675	639	8956	33,9	127,66	9,23	18,14	6 T20

armatures en travées

NIV	SOLL	travée	M	μ	ξ	h	σ_b'	A_{cal}	A_{adOP}	\emptyset
4	SP	1-2	7,827	0,0220	0,9351	62	67,74	3,06	4,52	4 T12
		2-3	2,890	0,81	9593	107	38,88	1,10	2,26	2 T12
3	"	1-2	13,388	390	9158	44,4	74,60	5,59	7,04	4 T16
		2-3	7,162	201	9399	65,5	64,16	2,79	6,03	3 T16
2	"	1-2	14,360	404	9147	43,6	96,33	5,95	9,42	3 T20
		2-3	10,415	293	9259	52,5	80,00	4,12	9,42	3 T20
1	"	1-2	13,890	391	9158	44,4	74,60	5,55	9,42	3 T20
		2-3	9,246	232	9334	60	70,00	3,23	6,28	2 T20
		3-4	4,777	134	9485	82	51,72	1,74	6,28	2 T20

Sections d'aciers adoptées

<u>N4</u>	6T12		6T12	6T12
	Δ	4T12	Δ	4T12
	5T12		4T12	4T12
<u>N3</u>	6T16		6T16	6T16
	Δ	4T16	Δ	3T16
	7T16		6T16	8T16
<u>N2</u>	4T20		4T20	5T20
	Δ	3T20	Δ	3T20
	6T20		6T20	8T20
<u>N1</u>	4T20		4T20	4T20
	Δ	3T20	Δ	3T20
	5T20		3T20	7T20
				3T20
				6T20

Verifications

- Condition de flèche: - $h_e > l/16$ soit $70 > \frac{480}{16} = 30 \rightarrow$ Verifiée
- $h_e > l/10$ soit $70 > \frac{480}{10} = 48 \rightarrow$ "

$A < bh \frac{43}{cm} = 19,96 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée pour toutes les sections tendues
donc aucune justification de la flèche n'est nécessaire

Condition de non fragilité

$$A > bh \frac{43}{cm} \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right)^2 \rightarrow A > 2,27 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifiée pour toutes les sections.

Condition aux appuis

* beton : on doit avoir $c \geq 2T / \sigma_b \bar{\sigma}_b$

NIV	4		3		2		1	
appuis	1	3	1	3	1	3	1	4
T	9,023	8,571	16,213	17,329	18,352	23,934	18,402	30,85
$\bar{\sigma}_b$	5,85	5,56	10,52	11,63	11,903	15,52	11,94	20,01
c	29,4	29,4	27,2	27,2	25	25	25	25

→ condition vérifiée.

* armatures inférieures on doit vérifier: $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$; ($M > 0$)

NIV	4			3			2			1			
appuis	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
M (kg)	8,303	4,141	10,352	22,800	16,06	26,811	28,623	23,617	40,715	26,420	24,123	31,464	22,17
T (kg)	9,023	11,340	8,571	16,213	20,014	17,329	18,352	22,875	23,934	18,402	19,384	33,234	30,85
$\frac{T}{\sigma_a}$	5,62	4,43	6,54	13,43	11,48	15,49	16,35	16,30	22,74	15,44	14,78	21,10	16,88
A (cm ²)	5,65	4,52	6,98	16,03	12,06	16,08	13,74	15,74	25,13	15,70	15,70	21,89	13,84

→ condition vérifiée.

* pourcentage d'acier les sections d'aciers utilisés sont compris entre (5,85 - 48,75) ce qui est vérifié pour chaque section

Condition de non entrainement des barres $c_d < \bar{c}_d = 26,55$ (SP₂)

NIV	4			3			2			1			
appuis	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
T	9,023	11,34	7,57	16,21	20,01	17,33	18,35	26,83	23,93	18,40	19,38	33,23	30,85
\bar{c}_d	8,41	13,22	6,66	8,10	11,66	7,84	8,56	12,54	8,33	10,28	10,84	18,31	14,38
condition	V E F I F I E C												

Vérification des contraintes

NIV	Sect	M (kg/m)	A	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	$\bar{\mu}$	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_a = \min(4200, mg(\sigma_a, \sigma_b))$	Contraintes			
4	1	11,201	6,97	0,3476	0,9084	39,6	2737	40,65	3	6	6	Vérifiée	
		8,303	5,65	2897	4153	44	2430	56,18	3	1	3	"	
	2	12,814	6,78	3476	3084	37,6	3201	30,37	3	6	8	6	"
		4,141	4,52	2317	3231	50	1527	39,53	3	1	9	3	"
	3	11,729	6,98	3476	3084	37,6	2930	43,78	3	6	8	6	"
		10,757	6,78	3476	3084	"	2686	67,82	"	"	"	"	"
3	1	28,033	12,06	6184	8840	26,1	4095	144	4	2	0	0	"
		22,860	14,07	7215	8789	25,6	2857	111,4	"	"	"	"	"
	2	25,238	12,06	6184	8840	26,1	3642	129,6	"	"	"	"	"
		16,061	12,06	6184	8840	"	2877	82,88	"	"	"	"	"
	3	28,641	12,06	6184	8840	"	4833	147,1	"	"	"	"	"
		26,811	16,08	8246	8705	27,6	2948	125	"	"	"	"	"

2	1	33,942	15,70	0,8051	0,8715	23,9	38164	159,62	4	1	2	2	Verifiee
		23,623	18,70	9661	8626	21,4	27036	126,6	4	2	0	0	"
	2	32,595	15,70	8051	8715	23,2	36627	153,3	4	1	2	2	"
		29,617	18,74	9661	8626	21,4	23357	104,5	4	2	0	0	"
	3	42,606	"	"	"	"	4037	188,5	"	"	"	"	"
		40,719	25,13	1,2974	8471	17,7	22424	146,2	"	"	"	"	"
1	1	33,138	15,70	0,8051	8715	23,9	3726	155,9	4	1	2	2	"
		26,42	"	"	"	"	2906	124,3	"	"	"	"	"
	2	31,538	"	"	"	"	35467	148,9	"	"	"	"	"
		24,281	"	"	"	"	2730	114,3	"	"	"	"	"
	3	33,390	"	"	"	"	3819	159,9	"	"	"	"	"
		31,464	21,89	1,122	8551	19,5	2576	132,6	4	2	0	0	"
	4	22,774	12,56	0,6444	8814	27,5	3164	115,06	3	5	4	8	"
		22,675	18,14	9661	8626	21,4	2146	100,3	4	2	0	0	"

Pour les travées la vérification se fait uniquement pour le moment maximum de chaque type de section.

A	M max	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	\bar{A}_s	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_c = \min \left\{ \frac{4200}{\text{mat.}} (f_c, f_e) \right\}$	Contraintes			
2711	2,890	0,115	0,9435	73,5	2085,2	28,40	3	1	9	3	V e r i f i c e
4712	7,827	-2,31	9231	50,0	2835,9	57,32	"	"	"	"	
3716	7,162	-30,9	9129	42,4	2001,6	49,20	2	7	6	5	
4716	13,981	-4,12	7016	35,8	2968,9	82,32	3	1	7	0	
2720	8,246	-32,2	9114	41,4	2216,5	53,53	2	4	7	3	
3720	14,360	4,83	8950	32,5	2670,4	80,62	2	8	6	7	

armatures transversales

contenance 1 cadre + 1 étrier de T8 ou $A = 201 \text{ cm}^2$

NIV	SOLL	T max	$\bar{\sigma}_b'$	Zb	\bar{Z}_b	$\bar{\sigma}_{at}$	t en 2n		t calcul	t adopté	
							t en 2c	t en 2c		3. nod	3. cour
4	SP ₂	11,340	80,83	6,64	30,98	4200	14,4 32,5	42,34	14	22	
3	"	20,014	147,07	11,73	27,15	"	16,25 32,5	24	14	22	
2	"	26,895	188,47	15,76	23,60	"	16,25 32,5	17,15	10	14	
1	"	33,934	159,84	19,51	26,05	"	16,25 32,5	14,4	10	14	

Vérification: ① zone nodale: $A_t^{\min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 14 = 1,26 < 2,01$ (Verifiee)

② zone courante: $A_t^{\min} = 0,003 \cdot 30 \cdot 22 = 1,98 < 2,01$ (Verifiee)

Portique transversale C-C

Présentation des moments

NIV 4

SP ₂	-10,414		-12,426		-10,846
	Δ	7,201	Δ	2,813	Δ
	7,529		3,356		9,827
SP ₁	-1,742		-6,234		-0,608
	Δ	5,435	Δ	1,337	Δ

NIV 3

SP ₂	-26,050	-2,894	-23,750	-5,465	-30,28
	Δ	13,74	Δ	8,24	Δ
	20,976		14,482		28,432
SP ₁	-3,801		-8,537		-1,307
	Δ	6,480	Δ	3,435	Δ

NIV 2-1

SP ₂	-32,342	-3,621	-30,424	-5,464	-33,54	-4,833	-43,44
	Δ	44,481	Δ	6,613	Δ	3,001	Δ
	16,131		22,065		23,835		43,144
SP ₁	-4,946		-8,442		-5,504	-0,753	-0,302
	Δ	6,486	Δ	2,638	Δ		Δ

Ormatures inférieures et supérieures sur l'appuis

NIV	Soll	appui	Msup/min	M	E	R	86'	A calculé	A adopté	Ø
4	SP ₂	1	10,414	0,0293	0,9259	52,5	80,00	4,12	5,65	5 T 12
			7,529	212	7363	63,5	66,14	2,94	"	"
		2	12,426	350	9193	47,4	88,60	4,94	6,78	6 T 12
			3,356	745	7563	99,8	41,21	1,28	4,52	4 T 12
		3	10,846	303	7248	51,5	81,55	4,29	6,78	6 T 12
			9,827	276	7281	54,5	77,06	3,87	"	"
3	"	1	26,050	734	8834	30,2	139,07	10,72	12,06	6 T 16
			20,976	596	8934	34,7	121,03	8,48	"	"
		2	23,750	669	8956	32,0	131,25	9,73	"	"
			14,482	407	7144	43,4	76,71	5,86	"	"
		3	30,180	853	8821	27,4	153,28	12,57	14,07	7 T 16
			28,432	802	8851	28,5	147,37	11,74	13,09	9 T 16
2	"	1	32,342	911	8789	26,3	152,70	13,48	15,70	5 T 20
			26,711	759	8879	29,6	141,89	11,12	"	"
		2	30,424	837	8918	27,3	153,84	12,63	"	"
			22,005	620	7971	33,6	125,00	8,98	"	"
		3	35,540	1003	8741	24,7	170,04	14,90	"	"
			29,833	840	8829	27,7	157,62	12,57	25,13	8 T 20
1°	"	4	45,440	1224	8638	21,7	193,50	17,42	21,89	7 T 20
			43,144	1215	8641	21,8	194,10	18,28	23,27	9 T 20

armatures en travées

NIV	Soll	Travée	M	μ	E	l_a	σ_s	Acal	Aadop	\emptyset
4°	SP ₂	1-2	8,158	0,0229	9,9342	61	69,35	3,198	452	4 T 12
		2-3	2,813	0,79	9600	110	38,18	4,073	226	2 T 12
3°	"	1-2	13,740	387	9111	44,6	94,17	5,49	7,04	4 T 16
		2-3	9,840	249	9315	58	72,41	3,47	6,03	3 T 16
2° et 1°	"	1-2	14,481	408	9144	47,4	96,70	5,80	9,42	3 T 20
		2-3	6,613	186	9401	68,5	61,30	2,57	6,28	2 T 20
1°		3-4	3,001	0,84	8587	106,0	33,62	428	"	"

Sections d'ouers adoptées

N ₄	5 T 12			6 T 12		6 T 12
	4 T 12	4 T 12		4 T 12	4 T 12	6 T 12
N ₃	4 T 16			4 T 16		5 T 16
	6 T 16	4 T 16		6 T 16	4 T 16	9 T 16
N _{2 et 1}	4 T 20			4 T 20		6 T 20
	5 T 20	3 T 20		5 T 20	3 T 20	8 T 20

Verifications

- Verification de la flèche: idem portique B-B → Verifiee

- Condition de non Fragilite $A \gg 2,57$ → Verifiee

- condition aux appuis: beton $C \gg 2T/b_0 \bar{\sigma}_s$

NIV	4		3		2 et 1	
appuis	1	3	1	3	1	4
T	8,984	9,330	15,723	18,014	17,741	42,600
C ₀	5,82	6,05	10,20	11,68	11,64	27,64
C	29,4	29,4	27,2	27,2	26	26

→ Condition verifiee

- armatures inférieures on doit avoir. $A \gg T/\bar{\sigma}_a + M/3\bar{\sigma}_a$ (M70)

NIV	4			3			2 et 1			
appuis	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
M	7,529	3,356	9,827	20,726	14,478	28,476	26,971	22,005	29,835	47,144
T	8,984	11,144	9,330	15,723	21,144	18,014	17,741	16,617	45,61	42,600
$T/\bar{\sigma}_a + M/3\bar{\sigma}_a$	5,29	4,05	6,33	12,06	11,976	16,20	15,54	13,88	27,35	28,20

→ condition verifiee.

- Pourcentage d'acier: les sections d'armatures utilisées sont comprise entre (5,75 - 42,75) ce qui est vérifiée pour chaque section.

- Condition de non entrainement des barres on doit avoir $\tau_d < \bar{\tau}_d = (26,85 \text{ (SP)})$

NIV	4			3			2 et 1			
appui	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
T	8,984	11,144	9,330	15,723	21,144	18,614	17,341	17,617	45,610	42,600
τ_d	8,38	12,99	7,25	9,16	12,32	7,23	10,04	10,97	15,95	13,24
Condition	V E R I F I E E									

Vérification des contraintes (appuis)

NIV	sect	M _{sup} mmj	A	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	f_k	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_{a \text{ max}} \left(\frac{4300}{\text{max} \{ \bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}_b \}} \right)$	Contr
4	1	10,414	5,65	0,289	0,9153	44,0	3098	70,41	3 - 1 9 3	Vérif
		7,529	"	"	"	"	2233,8	50,90	"	"
	2	12,426	6,78	0,347	0,9084	39,6	3103,9	92,77	3 6 8 6	"
		3,356	4,52	0,231	0,9231	59,0	1237,4	24,74	3 1 9 3	"
	3	10,846	6,78	0,347	0,9084	39,6	2709,3	61,40	3 6 8 6	"
		9,827	"	"	"	"	2454,7	61,98	"	"
3	1	26,050	12,00	0,618	0,8843	28,2	3758	133,26	4 2 0 0	"
		20,826	"	"	"	"	3004,3	106,53	"	"
	2	23,750	"	"	"	"	3420,1	121,50	"	"
		14,482	"	"	"	"	2089,2	74,08	"	"
	3	30,280	14,07	0,721	0,8768	25,6	3776,1	147,50	"	"
		28,492	18,09	0,927	0,8645	21,7	2805	127,83	"	"
2,1	1	32,342	15,70	0,805	0,8715	23,9	3636,5	152,13	4 1 2 2	"
		26,971	"	"	"	"	3032,6	126,88	"	"
	2	30,424	"	"	"	"	3420,8	143,13	"	"
		22,005	"	"	"	"	2474,2	103,52	"	"
	3	35,540	"	"	"	"	3776,1	167,20	"	"
		23,835	25,13	1,278	0,8076	17,8	2155	121,06	4 2 0 0	"
	4	43,440	21,87	1,142	0,8547	13,4	3572,1	184,24	"	"
		43,144	28,37	1,449	0,8413	16,5	2780,9	169,14	"	"

- traverses: également, toutes les contraintes sont vérifiées

armatures transversales avec (1 cadre + 4travier de T8) ou $A_b = 2,01 \text{ cm}^2$ On a:

NIV	SOLL	T _{max}	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\tau}_{at}$	l		l	
							l. z. nod	l. z. cour	l. nod	l. cour
4	SP ₂	11,144	92,37	30,98	6,53	4200	14,4	56,27	14	22
							32,5			
3	"	21,144	147,50	27,12	12,39	"	16,25	29,61	14	22
							32,5			
2 et 1	"	45,610	184,24	23,23	23,96	"	16,25	13,75	8	12
							32,5			

Vérification: ① Zone nodale: $A_b^{\text{min}} = 0,003 \cdot 30 \cdot 14 = 1,26 < 2,01 \rightarrow$ Vérifiée

② Zone courante: $A_b^{\text{min}} = 0,003 \cdot 30 \cdot 22 = 1,98 < 2,01 \rightarrow$ Vérifiée

B FERRAILLAGE des Poteaux

• Introduction:

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux ; des efforts tranchants et à des moments fléchissants en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous (S.P.) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre, et on adoptera la plus grande section d'acier.

- On distingue 3 types d'efforts.

* N^{min}, M^{corr} → Pour le calcul des armatures tendues

N^{max}, M^{corr}
 M^{max}, N^{corr} } → Pour le calcul du béton comprimé et éventuellement pour les armatures comprimées

Méthode de calcul on a adopté la méthode de "PCHARON"

- la contrainte admissible du béton est donnée par :

* $\bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}_b'$ → si $e_0 > hc/2$ $e_0 = M/N$

* $\bar{\sigma}_b = (1 + e_0/3e_1)\bar{\sigma}_b'$ → si $e_0 < hc/2$ $e_1 = hc/6$

- On peut avoir 3 cas de sollicitations

1°/ $e_0 > e_1$ → Section partiellement comprimée

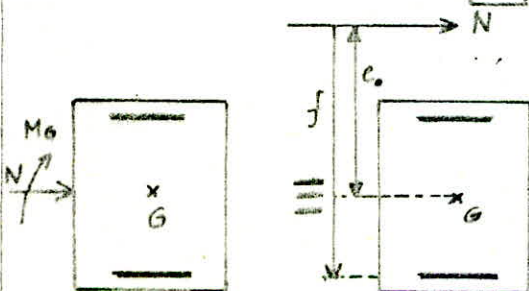
2°/ $e_0 < e_1$ → { Section entièrement comprimée (N: compression)
 = " " tendue (N: traction)

3°/ $e_0 = 0$ → on a 1 compression simple

1) Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

On ferraillera symétriquement, D'où la marche à suivre est la suivante.

on calcul le moment fictif $M_f = Nf$



f : distance entre le passage de N et les aciers tendus

$$f = hc/2 - d + e_0$$

On calcul la section en flexion simple

Sous M_f (VOIR Poutres)

En calculant $\bar{\sigma}_b$ on peut avoir 2 cas :

* $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b'$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. On calculera une section A_{fs} sous M_j . la section d'acier sous la flexion composée sera :

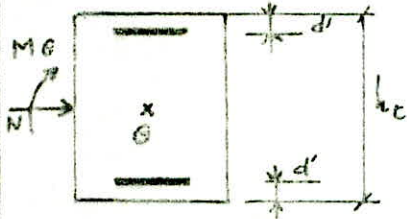
$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N < 0 \text{ si on a une traction})$$

* $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}_b'$ → les armatures comprimées sont nécessaires. On calculera les sections d'acier A'_{fs} et A_{fs} sous M_j . les sections sous la flexion composée seront :

$$A'_{fc} = A'_{fs} \quad A_{fc} = A_{fs} - N/\bar{\sigma}_a \quad (N < 0 \rightarrow \text{traction})$$

2/ Section entièrement comprimée ($e_0 < e_1$)

on ferrallera symétriquement. la marche à suivre est la suivante.



$\delta' = d'/h_c$; on calcule $\bar{\sigma}_b$ comme spécifié précédemment et puis on calcule successivement

$$\beta = \frac{M}{N} \frac{b h_c}{h_c N} = \frac{6 e_0}{h_c} \quad \beta = \frac{6 M G}{h_c N} = \frac{6 e_0}{h_c}$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \beta$$

$$D = 0,3(\beta - B) - 0,9(1 - \beta)(1 - 2\delta')^2 \quad ; \quad E = -(1 + \beta - \delta) \quad ; \quad \bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C}$$

et en fin la section d'armatures est obtenue par

$$A = A' = \frac{\bar{\omega} b h_c}{100}$$

3/ Section en compression simple

la section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions :

- Section théorique : $A_L \geq \frac{1}{\eta} (N/\bar{\sigma}_b' - B)$ / B : section du béton

- Condition de sécurité $A_L \leq \theta/20$ ($A_L/B \leq 0,5\% \rightarrow$ COB 68 32-26)

- $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 N/\bar{\sigma}_b'$

θ_1 : coeff qui tient compte de l'excentricité de la charge

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$: l_c : longueur de flambement

a : plus petite dimension transversale

c : enrobage des axes longitudinaux

$\theta_3 = 1 + 2160/\epsilon_{ax}$

(dépend de la nuance des axes longitudinaux)

$\theta_1 = 1,8 \rightarrow$ poteau d'angle
 $\theta_1 = 1,4 \rightarrow$ « derive
 $\theta_1 = 1 \rightarrow$ autres poteaux

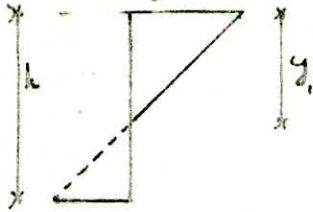
4) Pourcentage minimale d'armatures

$$A_{L/B} = W_L \geq \frac{1.25}{1000} \sigma_c \sigma_s \left(\frac{h}{\sigma_b'} \right) \quad ; \quad \sigma_c, \sigma_s, \sigma_s \text{ de fins ci-dessus.}$$

σ_c' : Contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations du 1^{er} genre

Sur la section du béton seul: $\sigma_c' = N/B$.

- Pour les sections partiellement comprimées; σ_c' sera déterminé en considérant le diagramme de "Navier"



$$\sigma_c' = \frac{h \sigma_b'}{\sigma_b' + \sigma_a/n} \quad ; \quad B = b y_1 \quad ; \quad \sigma_c' = N / b y_1$$

5°) Flambement des poteaux

* longueur de flambement pour les bâtiments à étages multiples (contreventé par ossature auto-stable) la longueur de flambement est en fonction de la hauteur du poteau et de la liaison de ses extrémités

tous les poteaux $\longrightarrow l_c = 0.7 l_0 = 0.7 \cdot 290 = 203 \text{ cm}$

* Vérification au flambement

Poteaux (40x40) $\longrightarrow l_c/a = 203/40 = 5.075 < 14.4$

Poteaux (50x50) $\longrightarrow l_c/a = 203/50 = 4.060 < 14.4$

L'article (32-3) (CBA) préconise que dans ce cas la pièce sera justifiée uniquement en flexion composée sans tenir compte de l'effet du flambement

⊗ Remarque Il est à noter qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenus à partir du prédimensionnement, nous avons été amené à modifier le coffrage des poteaux étant donné que le pourcentage des AL dépassait le pourcentage maximal imposé par le (RPA 81) soit 4%, on a donc adopté la section suivante

tous les poteaux sont de (45x45)

Sauf niveau R-D-C $\longrightarrow (50x50)$

Sens longitudinal ($e_s = 0.083 \text{ m}$)

Poteau "A1"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
4	3,493	0,543	0.155	PC	77.22	8,283	8,638	1,042	PC	205.5	-1,631	7,870	4,697	PC	205.5	-1,553	11,656	0,173	PC	119.5
3	8,900	0,610	0.068	"	83.67	25,755	18,360	0,712	"	"	9,385	16,048	1,709	"	"	-7,274	19,475	0,373	"	205.5
2	14,253	1,131	0.079	"	86.66	48,946	21,097	0,432	"	"	-21,915	19,000	0,867	"	"	-13,100	22,710	0,576	"	"
1	19,950	0,463	0.033	EC	118.00	71,896	28,277	0,333	"	"	-34,371	28,710	0,836	"	"	-34,331	28,710	1,159	"	"

Sens transversal ($e_s = 0.083 \text{ m}$)

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
4	4,376	1,431	0.273	PC	137	7,917	8,858	1,114	PC	205.5	-0,103	11,245	10,917	PC	205.5	0,405	12,641	33,62	PC	205.5
3	12,676	1,603	0.126	"	79.50	24,865	17,433	0,302	"	"	-3,635	16,668	4,565	"	"	-2,132	23,535	11,06	"	"
2	20,516	1,560	0.076	"	87.33	44,194	17,610	0,398	"	"	-3,230	16,221	1,822	"	"	-4,435	20,180	4,59	"	"
1	28,680	2,900	0.097	"	86.75	64,105	29,535	0,461	"	"	-14,790	26,551	1,780	"	"	64,105	29,535	0,461	"	"

Sens longitudinal ($e_s = 0.083 \text{ m}$)

Poteau "A1"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
4	3,493	0,543	0.155	PC	77.22	8,283	8,638	1,042	PC	205.5	-1,631	7,870	4,697	PC	205.5	-1,553	11,656	7,505	PC	205.5
3	8,900	0,610	0.068	"	79.67	25,755	18,360	0,712	"	"	9,385	16,048	1,709	"	"	-7,274	19,475	2,670	"	"
2	14,253	1,131	0.079	"	66.80	48,946	21,097	0,432	"	"	-21,915	19,000	0,867	"	"	-13,100	22,710	1,734	"	"
1	19,950	0,463	0.033	"	137	71,896	28,277	0,333	"	"	-34,371	28,710	0,836	"	"	-34,331	28,710	0,836	"	"

Sens transversal ($e_s = 0.083 \text{ m}$)

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
4	6,960	0,684	0.094	PC	82,77	12,593	13,426	1,066	PC	205.5	4,281	12,172	2,890	PC	205.5	6,341	17,745	2,798	PC	205.5
3	23,40	0,767	0.032	EC	115.43	35,353	27,561	0,777	"	"	7,535	23,925	3,199	"	"	14,845	23,925	1,953	"	"
2	39,763	0,737	0.018	"	148.70	62,634	30,330	0,484	"	"	6,800	25,973	3,760	"	"	17,655	31,481	1,680	"	"
1	55,382	1,233	0.022	"	151.40	86,760	34,304	0,325	"	"	7,895	29,420	3,735	"	"	24,189	35,476	1,466	"	"

-73-

① Calcul des armatures longitudinales (sous SP)

Remarque. Le calcul fait sous (SP) a donné des sections d'armatures négatives c'est qu'on a pas besoin d'acier et le béton peut supporter seul les efforts (pour les sections entièrement comprimées). Tandis que pour les sections partiellement comprimées on a trouvé dans quelque niveaux des sections d'aciers très faibles, pour cela on donne seulement les sections minimales.

Armatures minimales sous (SP)

EXEMPLES (1) POTEAU "AI"

NIV	Sens	N	α	$\gamma = \alpha h$	$f_{m'}$	θ_1	θ_2	θ_3	A_{min}
4	long	3,493	0,2926	10,53	8,29	1,8	2,33	1,52	1,54
	trans	4,876	0,4232	15,24	9,00	"	"	"	14,90
3	long	8,900	0,3244	11,68	19,04	"	"	"	3,54
	trans	12,676	0,2986	10,750	29,47	"	"	"	5,48
2	long	14,253	0,2620	9,46	37,64	"	"	"	7,05
	trans	20,516	0,3187	11,47	44,70	"	"	"	9,32
1	long	19,95	/	/	/	"	2,06	"	2,04
	trans	28,680	0,3170	14,59	39,30	"	2,06	1,5	10,10

(2) POTEAU BII

NIV	Sens	N	θ_1	θ_2	θ_3	A_{min}
4	long	8,215	1	2,33	1,52	0,53
	trans	14,266	1	"	"	0,92
3	long	20,665	1	"	"	1,33
	trans	34,594	1	"	"	2,33
2	long	33,227	1	"	"	2,14
	trans	54,804	1	"	"	3,57
1	long	45,346	1	2,06	"	2,57
	trans	73,770	1	"	"	4,19

Calcul des armatures longitudinales (sous SP₂)

Poteau "A1"

$\sigma_b' = 205,5$				$\bar{K} = 20,44$				$\alpha = 0,4230$				$\epsilon = 0,8590$				$M' = 0,1817$				$\sigma_a' = 2273$					
Soil		(N ^{max} et M ^{corr})								(N ^{min} et M ^{corr})								(M ^{max} et N ^{corr})							
Sens		LONG				Trans				LONG				Trans				LONG				Trans			
NIV	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1	
N _t	8,238	27,755	48,742	71,898	79,17	24,265	44,19	64,105	-1,681	-9,385	-21,91	-34,33	-9,107	-3,635	-9,270	-14,87	-15,53	-7,274	-13,10	-34,33	9,405	-3,132	-4,439	64,105	
e ₀ ^(m)	1,042	0,712	0,432	0,393	1,118	0,702	0,398	0,466	4,687	1,709	0,867	0,936	10,917	4,565	1,822	1,781	7,585	2,618	1,783	0,836	3,362	1,106	4,546	0,461	
f ^(m)	1,227	0,897	0,617	0,593	1,303	0,887	0,583	0,661	4,872	1,874	1,056	1,036	10,935	4,750	2,007	1,980	7,771	2,805	1,918	1,070	3,820	1,248	4,981	0,661	
M _f	16,108	24,880	30,137	42,635	10,315	22,085	25,766	42,395	7,187	17,775	23,059	35,567	11,263	17,551	17,524	23,482	12,066	20,327	25,125	35,567	13,631	23,974	21,000	42,395	
M	0,0495	0,1170	0,146	0,1500	0,048	0,1036	0,1211	0,1491	0,0324	0,0835	0,1083	0,1252	0,0523	0,0824	0,0870	0,1037	0,0567	0,0899	0,1190	0,1252	0,0642	0,1126	0,0969	0,1491	
R	39,4	22,3	19,6	18,9	32,0	24,2	21,9	18,9	44,8	27,8	23,5	21,3	32,0	29,0	27,1	24,2	35,4	25,5	23,2	21,3	32,8	22,9	25,0	18,9	
ε	0,9081	0,8160	0,8555	0,8575	0,9074	0,8725	0,8641	0,8525	0,9164	0,8132	0,7701	0,8623	0,9038	0,8837	0,8712	0,8724	0,9008	0,7765	0,7656	0,8403	0,9354	0,7681	0,7750	0,8525	
σ _b '	106,6	188,4	214	222	107,7	173,5	192,7	262	93,8	151	179,7	197,2	113,5	150	155	173,5	118,7	114,7	139,2	197,2	128	173,4	168	222	
M ₀	28	24	5	37,806	2	8,2	45	37,806	28	24	5	37,806	2	8,2	45	37,806	2	8,2	45	37,806	28	2	45	37,806	
DM			1,82	4,870				4,567																4,567	
A'			2,24	5,13				5,72																5,72	
A _{1a}	6,45	16,29	20,31	26,15	6,59	14,46	17,29	26,60	5,18	11,67	15,40	21,82	7,22	11,52	12,29	17,87	7,76	13,49	16,83	21,83	8,86	16,01	19,92	26,60	
A _{1c}	4,49	7,68	8,68	9,03	4,70	8,74	6,71	10,74	5,58	13,30	20,58	29,39	7,25	12,37	14,38	21,41	8,13	15,22	19,95	29,39	8,77	16,52	14,97	19,74	

Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux

Poteau AI.

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adop}	Ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{lon}	A=A' _{tra}				long	trans
4	1,54	1,43	3,03	8,13	8,77	20,25	81	24,12	2(4T16)	2(4T16)
3	3,54	5,48	9,02	15,22	16,52	"	"	45,72	2(4T20+2T16)	2(4T20+2T16)
2	7,08	8,32	15,32	20,58	14,97	"	"	51,82	2(4T25)	2(2T25+2T20)
1	2,04	10,10	12,14	29,99	21,41	25	100	62,92	2(6T25)	2(4T25+2T16)

Poteau AII

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adop}	Ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{trans}				long	transv
4	1,59	2,27	3,86	8,13	10,73	20,25	81	28,64	2(2T20+3T16)	3(2T20+2T16)
3	2,76	2,11	4,87	15,22	17,73	"	"	45,72	2(4T20+2T16)	2(4T20+2T16)
2	5,46	3,59	9,05	20,58	18,90	"	"	58,90	2(4T25)	2(4T25)
1	1,58	4,41	5,99	29,99	18,97	25	100	78,52	2(6T25)	2(4T25)

Poteau BI

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adop}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{trans}				long	transv
4	0,74	1,49	2,23	9,71	3,55	20,25	81	28,64	2(2T20+2T16)	2(2T20+2T16)
3	1,87	5,36	7,23	17,96	16,49	"	"	53,76	2(4T20+4T16)	2(4T20+2T16)
2	3,00	8,01	11,01	19,98	15,45	"	"	51,82	2(4T25)	2(2T25+2T20)
1	3,61	9,77	13,38	15,34	18,76	25	100	51,82	2(2T25+2T20)	2(4T25)

Poteau BII

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adop}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{trans}				long	transv
4	0,53	0,92	1,45	9,71	11,42	20,25	81	33,17	2(2T20+2T16)	2(4T20)
3	1,33	2,23	3,56	17,76	17,53	"	"	53,46	2(4T20+4T16)	2(4T20+4T16)
2	2,14	3,54	5,68	18,98	27,15	"	"	78,52	2(4T25)	2(6T25)
1	2,57	4,19	6,76	15,34	14,74	25	100	58,90	2(4T25)	2(4T25)

Poteau CII

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adop}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{trans}				long	trans
4	0,47	0,95	1,42	15,80	16,30	20,25	81	45,72	2(4T20+2T16)	2(4T20+2T16)
3	0,65	2,29	2,94	15,74	16,71	"	"	45,72	2(4T20+2T16)	2(4T20+2T16)
2	1,86	1,31	3,17	18,90	22,23	"	"	66,94	2(4T25)	2(4T25+2T16)
1	2,30	4,22	6,52	14,64	14,03	25	100	58,90	2(4T25)	2(4T25)

Poteau D II

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Transv
4	0,53	0,53	1,47	9,59	16,9	20,25	81	61,21	2(2T20+2T16)	2(4T26+2T16)
3	1,32	2,23	3,61	15,46	16,71	-	-	45,92	2(4T20+2T16)	2(4T20+2T16)
2	2,07	1,31	3,60	17,66	22,73	-	-	66,94	2(4T25)	2(4T25+2T16)
1	2,53	4,80	7,33	14,24	14,09	25	100	58,50	2(4T25)	2(4T25)

Poteau H I

Soll	SP			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Transv
4	1,57	1,43	3,06	9,01	10,22	20,25	81	28,64	2(2T20+2T14)	2(2T20+2T14)
3	4,09	5,41	6,48	15,10	12,73	-	-	50,26	2(6T20)	2(6T20)
2	6,05	6,32	14,37	21,63	17,10	-	-	66,94	2(4T25+2T16)	2(4T25)
1	2,52	10,10	11,62	28,6	21,41	25	100	66,94	2(6T25)	2(4T25+2T16)

Poteau H II

Soll	SP			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Transv
4	1,22	2,26	3,48	9,01	9,81	20,25	81	28,64	2(2T20+2T16)	2(2T20+2T16)
3	0,835	2,11	2,94	15,10	20,29	-	-	58,30	2(4T20+2T16)	2(6T20+2T16)
2	4,30	3,59	8,29	21,63	11,84	-	-	66,94	2(4T26+2T16)	2(6T25)
1	1,65	4,41	6,06	28,60	19,97	25	100	66,94	2(6T25)	2(4T26+2T16)

Poteau C IV

Soll	SP			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A=A' _{tot}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Trans
2	2,81	0,47	1,23	16,32	32,48	20,25	81	76,94	2(4T25+2T16)	2(4T25)
1	0,60	9,62	1,22	14,44	43,30	25	100	79,24	2(4T25+2T14)	2(8T25+2T20)

Poteau D IV

Soll	SP			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Trans
2	0,40	0,42	0,82	15,16	32,48	20,25	81	76,94	2(4T25+2T16)	2(4T25)
1	0,41	0,62	1,03	15,89	41,10	25	100	79,24	2(4T26+2T14)	2(8T25+2T20)

Poteau B IV

Soll	SP ₁			SP ₂		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	ferrailage	
	A _{long} ^{min}	A _{Trans} ^{min}	A _{tot} ^{min}	A=A' _{long}	A=A' _{Trans}				long	Trans
1	0,90	0,10	1,0	24,03	33,58	25	100	81,26	2(4T25+2T20)	2(4T25)

Armatures transversales

Verification de la resistance à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{nT}{b_0} < \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{cs} = 40,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} n=2 \rightarrow \xi \geq 15 \\ n=3 \rightarrow \xi \leq 15 \end{array} \right\} n = l_c \sqrt{\frac{A}{I}}$$

$$T = \max(T_{long}^{max}, T_{trans}^{max})$$

T_{long}^{max} : l'effort tranchant long max pour tous les niveaux

T_{trans}^{max} : " " " " " " " " " " " "

Pod	l_c (m)	I (m ⁴ · 10 ³)	n	η	T (kg)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
AJ	2,03	5,208	12,65	3	19,476	36,21	40,91
AB	"	"	"	"	18,230	33,87	"
CB	"	"	"	"	17,407	32,34	"

→ $\tau_b < \bar{\tau}_b$ → vérifiée

Espacement admissible

en zone III.

$$e \leq 10cm \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$e \leq \min(b/2, b/2, 10\phi)$$

longueur de recouvrement $ld \geq 60\phi$

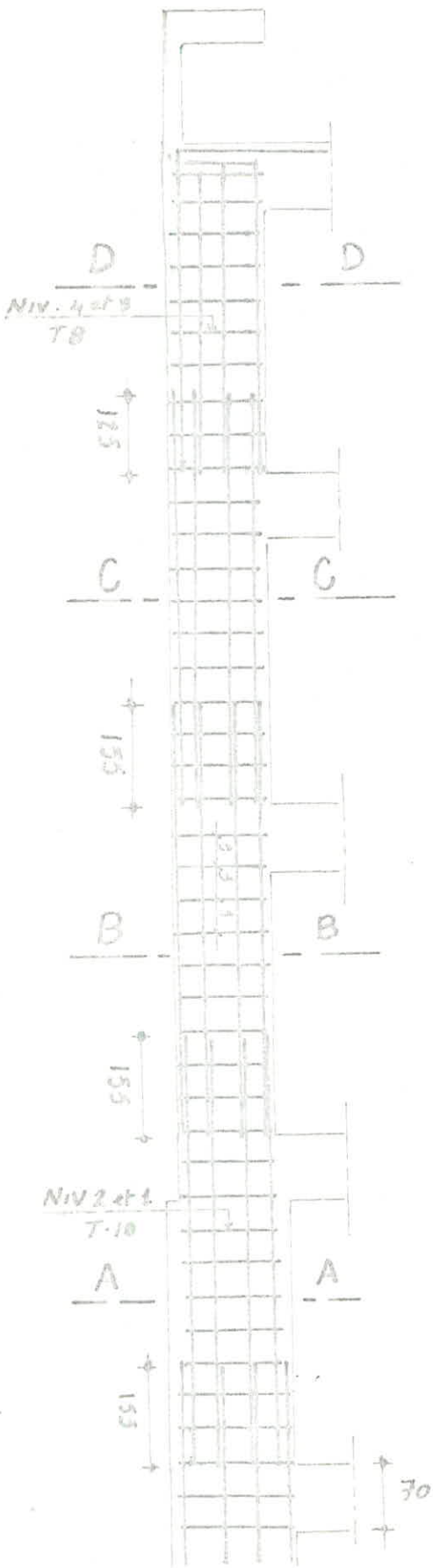
$$A_t^{min} = 0,004 \cdot b \cdot l_c$$

ϕ : le \otimes petit diametre

Pod	NIV	3T	A_t	nb des cadres et étriers	e	Zone nodale		Zone courante	
						e	e_{adap}	e	e_{adap}
AJ	4	19,54	2,01	2 cadres T8	15,46	10	8	15	14
	3	35,37	"	"	8,56	"	8	"	8
	2	48,45	3,14	2 cadres T10	12,30	"	8	"	12
	1	41,06	"	"	12,65	"	8	"	12
AB	4	26,97	2,01	2 cadres T8	11,22	"	9	"	9
	3	47,76	"	"	6,21	"	6	"	6
	2	53,09	3,14	2 cadres T10	9,21	"	9	"	9
	1	54,70	"	"	9,49	"	9	"	9
CB	2	32,205	4,91	2 cadres + 1 étr T10	22,03	"	9	"	14
	1	41,38	"	"	17,15	"	9	"	14
BB	1	48,00	"	"	16,22	"	9	"	14

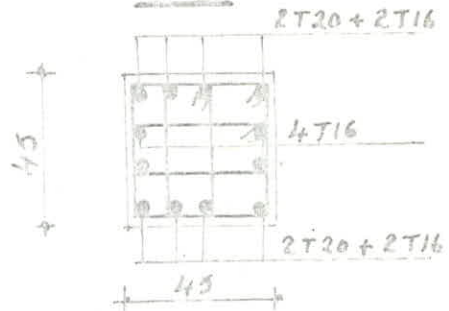
NB: les poteaux de l'infrastructure auront le même ferrailage que ceux du niveau juste au-dessus.

Schemas de ferrailage Exemple Poteau (PAI)

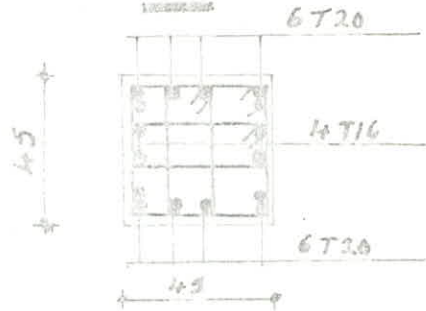


COUPES

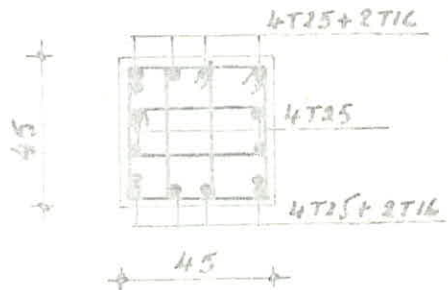
D-D



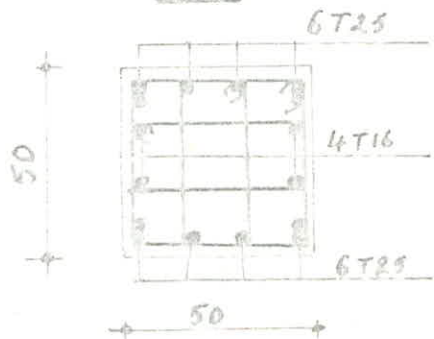
C-C



B-B



A-A



FONDATIONS

A

$\bar{\sigma}_3 = 2 \text{ bars}$

- Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles
- on disposera au dessous des Semelles une couche de béton de propreté de (10cm) d'ép.

① Types de Semelles

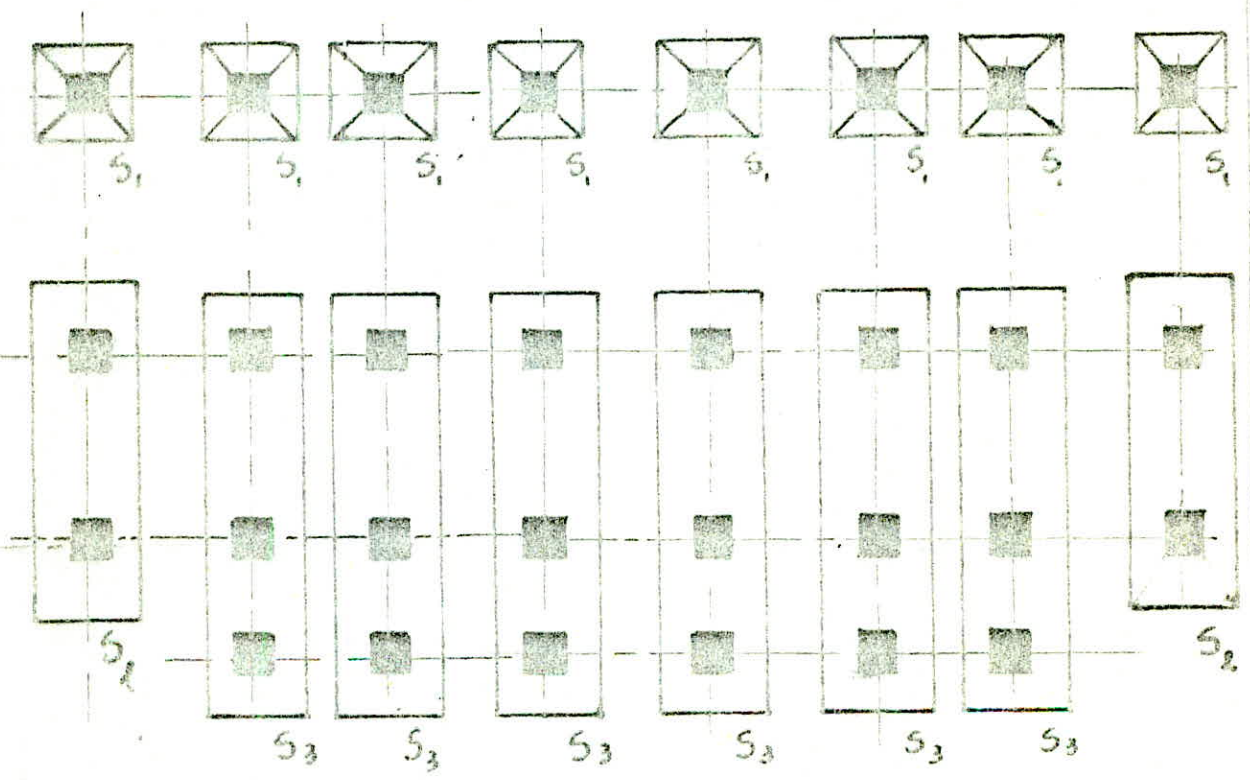
- Semelle isolée sous poteau S_1 \longrightarrow 8 Semelles
- Semelle continue sous 2 poteaux S_2 \longrightarrow 2 Semelles
- Semelle continue sous 3 poteaux S_3 \longrightarrow 6 Semelles
- Semelle filante sous voile périphérique.

② Choix des Semelles

- Semelles isolées: ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés et ne posent pas de problème d'interférence des contraintes
- Semelles continues: ce type de semelle a été choisi parce que parmi les poteaux il y a certains qui sont très rapprochés donc, il y a risque d'interférence des contraintes

③ Calcul: le calcul se fait sous :

$$\begin{cases} N = \max [1,5 N(SP_1), \max N(SP_2)] \\ M = \max [1,5 M(SP_1), \max M(SP_2)] \end{cases}$$



I Semelles isolées (sous poteaux) S_1

Poteau	Section	N (SP ₁) [kN]		M (SP ₁) [kNm]		Max N (SP ₂)		MAX M (SP ₂)	
		long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
A1	50x50	13,95	22,680	0,463	2,800	71,348	64,105	28,710	32,353
B1	"	45,346	35,635	0,122	3,453	42,913	67,424	31,924	29,910
C1	"	40,872	36,357	0,070	3,508	47,912	69,745	31,900	29,424
B2	"	45,368	36,357	0	3,508	43,920	65,745	31,900	29,424
B3	"	45,368	36,357	0	3,508	43,920	65,745	31,900	29,424
F1	"	14,864	36,357	0,070	3,508	41,413	65,745	31,900	29,424
G1	"	25,250	35,635	0,036	3,453	44,699	60,424	31,943	29,910
H1	"	20,800	27,690	0,463	2,800	72,612	64,105	28,710	32,253

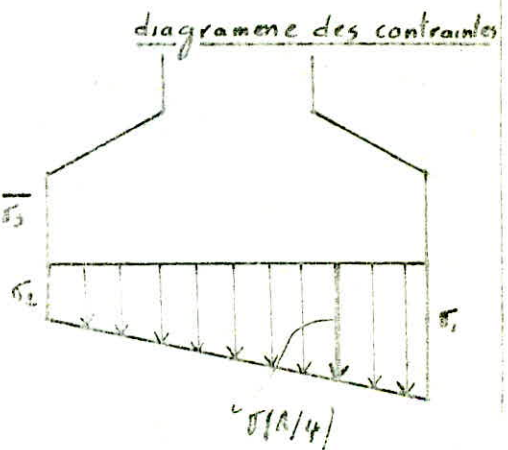
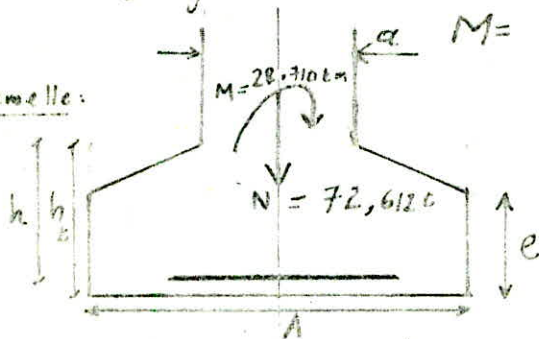
NB: D'après le tableaux ci-dessus on constate que les valeurs de M et N sont très proches l'un des autres, et le calcul se fait sous la sollicitation suivante:

$$\begin{cases} M = \max [1,5 M_{SP_1}, M_{SP_2}^{max}] \\ N = \max [1,5 N_{SP_1}, N_{SP_2}^{max}] \end{cases}$$

en fin pour faciliter la main d'œuvre : c'est l'exécution des semelles (coffrage et ferrillage)

on prend la semelle la plus défavorable où $N = 72,612 \text{ k}$ sous SP_2
 $M = 28,710 \text{ k.m.}$

calcul de la semelle:



dans ce type de semelle il ya lieu de vérifier: $\sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_s$

avec: $\sigma(A/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = N/S + \frac{M}{I} \cdot v \\ \sigma_2 = N/S - \frac{M}{I} \cdot v \end{cases}$

- dimensionnement de la sous face: A:

on va prendre une face carrée AxA; puisque les poteaux ont des carrés (50x50)

$$\sigma(A/4) = \frac{N/S - M/I \cdot v + 3(N/S + M/I \cdot v)}{4} ; \begin{cases} S = A \cdot A = A^2 \\ I = A^4/12 \\ v = A/2 \end{cases}$$

$$\sigma(A/4) = N/A^2 + 3M/A^3$$

A.N. $\bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2$; $N = 72,612 \text{ k}$; $M = 28,710 \text{ k.m.}$ $\rightarrow A^3 = 35594,1 \text{ A} = 4222058,8 > 0$

et par approximations successives on trouve $A \approx 232 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $A = 250 \text{ cm}$

Verification de la contrainte du sol: calcul des contraintes σ_1, σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{12612}{(250)^2} \pm \frac{28.41 \times 10^5}{(250)^4} \cdot 125 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.26 \\ \sigma_2 = 0,059 \end{array} \right. \rightarrow \sigma(\frac{A}{4}) = 1.709 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$$

$$Q' = \sigma(\frac{A}{4}) \cdot A^2 = 106,81 \text{ t.}$$

calcul de e : $e \approx 6\phi + 6 \text{ cm}$ Pour les $\phi 20 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

calcul de h : $h \geq \frac{A-a}{4} = 50$, on verifie egalement la condition de

non poinçonnement: $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\sigma_2}}$ soit $h \geq 46,76 \rightarrow$ verifiee

- poids de la semelle: $2,5 [2,5 \times 2,5 \times 0,2 + (2,5 + 0,5) \times 0,4 \times 0,5] = 4,625 \text{ t}$

- poids des terres $N_t = 1,8 \times 2,5 \times 2,5 \times (4,5 - 0,2) = 14,625$

$$N_{tot} = 106,81 + 14,625 + 4,625 = 126,06 \text{ t} \rightarrow \sigma_s = \frac{N_{tot}}{5} = \frac{126,06 \cdot 10^3}{(250)^2} = 2,01 < 2,04 \rightarrow \text{verifiee}$$

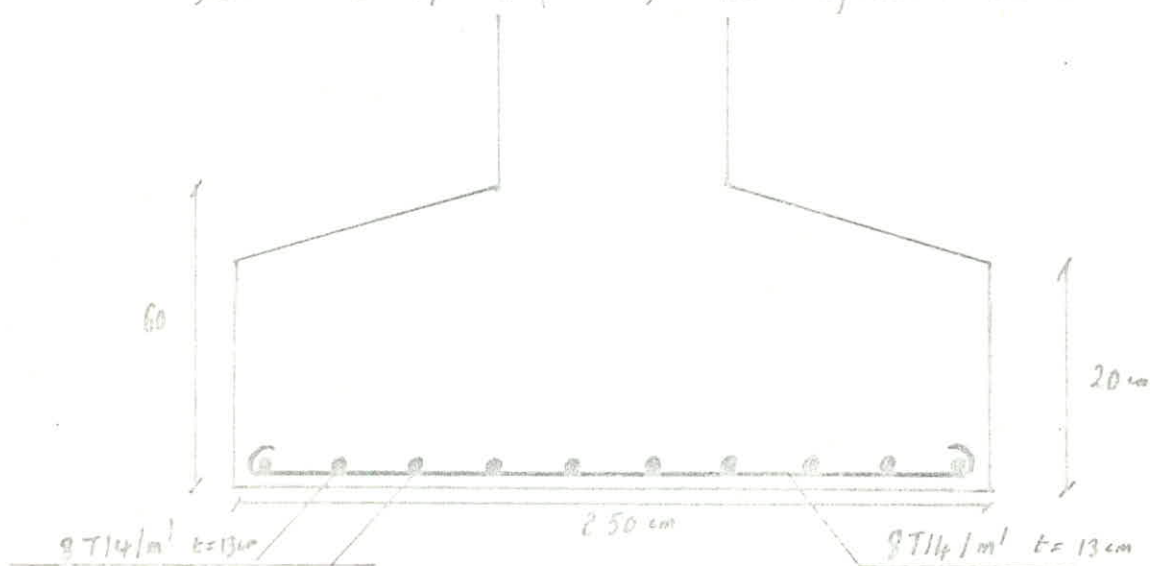
Armerage de la semelle:

Utilisons la methode des "bretelles", qui consiste à calculer la semelle comme si elle etait sollicitée par une charge concentree majorée $Q' > Q$ $Q' = \sigma(\frac{A}{4}) A^2$.

dans notre cas les quantites d'aciers sont identiques dans les deux sens

$$\text{c'ad } A_x = A_y = \frac{Q' (A-a)}{8h \sigma_a} \quad \text{soit } A_x = A_y = \frac{106,81 \times 10^3 (250-50)}{8 \cdot 55 \cdot 4200} = 11,56 \text{ cm}^2$$

Soit $8T14/m' = (12,31 \text{ cm}^2)$ avec 1 espacement de 13 cm



II Semelles continues sous 2 poteaux

S₂

Poteau	Sect	N (SP) (t)		M (SP) (tm)		N _{max} (SP ₂)		M _{max} (SP ₂)	
		long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
H7	50x50	19,95	15,382	0,231	0,616	71,898	86,762	28,278	34,306
H10	"	19,95	15,382	0,231	0,525	71,898	83,833	28,278	34,187
H7	"	26,80	15,382	0,231	0,616	72,612	86,762	28,278	34,306
H10	"	26,80	15,382	0,231	0,525	72,612	83,833	28,278	34,187

on calcule les semelles sous la sollicitation suivante :

$$\begin{cases} N_1 = 86,762 \text{ t} \\ M_1 = 28,278 \text{ tm} \end{cases}; \begin{cases} N_2 = 83,833 \text{ t} \\ M_2 = 28,278 \text{ tm} \end{cases} \quad \text{sous SP}_2.$$

dimensionnement de la semelle.

$$R = N_1 + N_2 = 170,595 \text{ t} \quad ; \quad \begin{cases} \text{Doit } B : \text{ largeur de la semelle} \\ \text{Doit } L : \text{ longueur } \rightarrow L = 3,6 + 2,4 \text{ m} = 6 \text{ m} \end{cases}$$

$$B \gg R/\bar{\sigma}_s \rightarrow B \gg 139 \rightarrow \text{on prend } B = 220 \text{ mm}$$

Le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigide se fait dans 2 directions la hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que

$$h_c = \frac{l}{9} \leq h_c \leq \frac{l}{6} \quad \text{où } l : \text{ distance entre axe des poteaux } (l = 3,6 \text{ m})$$

$$\text{Doit } \frac{360}{9} < h_c < \frac{360}{6} \rightarrow \text{Doit } h_c = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm.}$$

$$e \gg 6\phi + 6 \rightarrow \text{avec les } \phi 16 \rightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

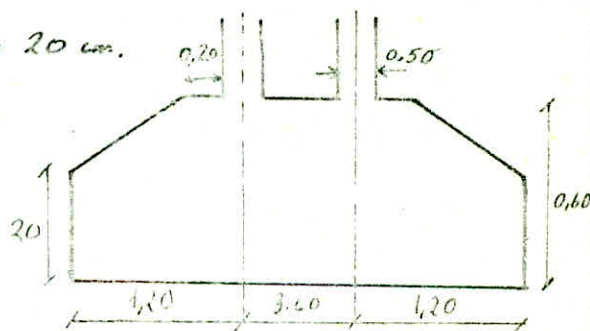
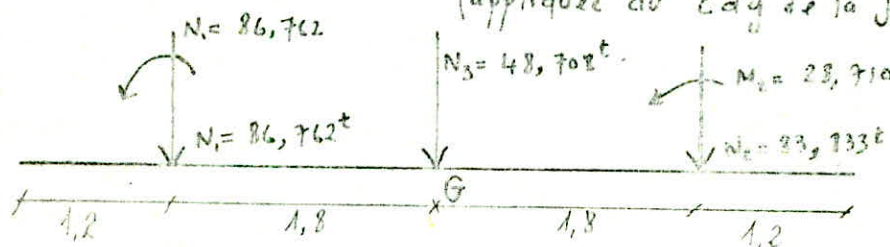
bilan et position des efforts sur la semelle :

- poids de la semelle : — 29,70 t

poids des terres — 19,008 t

$$N_3 = 29,70 + 19,008 = 48,708 \text{ t.}$$

(appliquée au côté de la semelle)



La charge totale des poteaux "R" et ses coordonnées : $e = M/R$

$$R = N_1 + N_2 + N_3 = 219,303 \text{ t;}$$

$$\Sigma M/G \rightarrow 1,8 [86,762 - 13,333] + 2 \cdot 28,710 = 60,349 \text{ tm.}$$

$$\rightarrow e = \frac{60,349}{219,303} = 0,275 \text{ m}$$

Pour les semelles continues sous poteaux, la répartition des contraintes sur le sol est en fonction de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux nous utiliserons la théorie de la poutre sur le sol élastique.

On calcule en premier lieu; la longueur élastique de la semelle " l_e ".

$$l_e = 4 \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$I: \text{moment d'inertie de la semelle} = \frac{220 \times 60^3}{12} = 396 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E: \text{module d'élasticité du béton: } E = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K: \text{coefficient de raideur du sol (} k = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour le sol moyen)}$$

$$b: \text{longueur de la semelle: } 2,00 \text{ m.}$$

$$l_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times 2 \cdot 10^5 \times 396 \times 10^4}{4 \times 220}} = 214,94 \text{ cm.}$$

Si $l \leq \pi/2 l_e \rightarrow$ le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur le sol élastique.

l : distance entre les charges qui sollicitent la poutre.

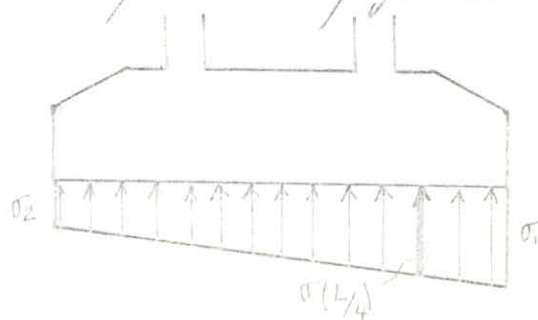
$2,360 \leq \pi/2 \cdot 214,94 = 334,8 \rightarrow$ donc on peut supposer une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

$$e = 0,275 \text{ m} < l/6 = 6/6 = 1 \text{ m} \rightarrow \text{répartition trapézoïdale.}$$

calcul des σ_1, σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{Lb} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right) \text{ soit}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{219,303 \cdot 10^3}{600 \cdot 220} \left(1 \mp \frac{6 \cdot 0,275}{6} \right)$$



Doit $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,117 \\ \sigma_2 = 1,204 \end{array} \right. \rightarrow \sigma(4/4) = \frac{36,1 + 62}{4} = 1,880 < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{verifiée}$

armature de la semelle.

- longitudinalement La semelle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis soumis à une charge "q" uniformément répartie.

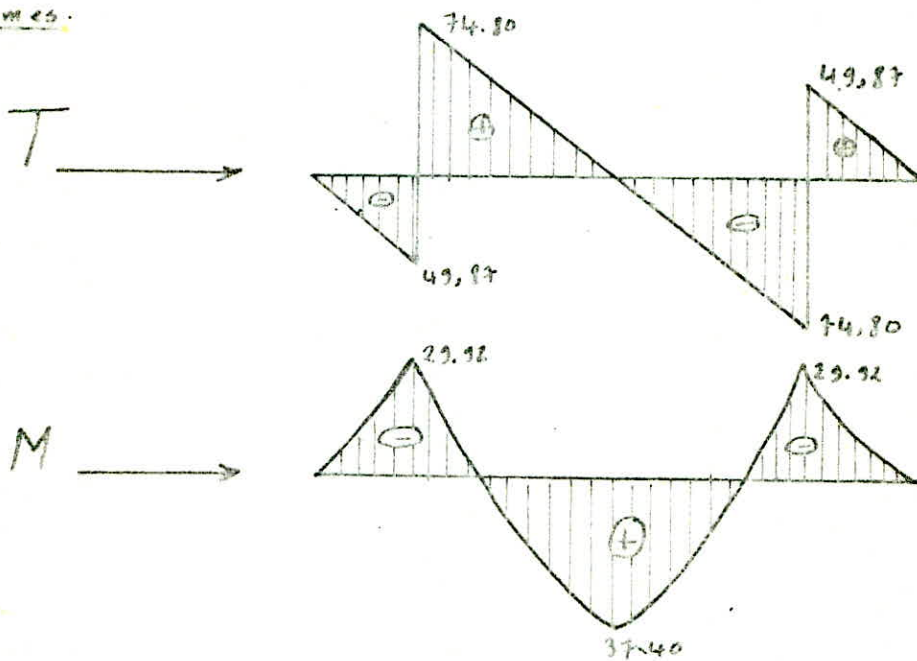
$$q = \sigma(4/4) \cdot B = 1,889 \cdot 220 = 41,56 \text{ t/ml}$$

Calcul des efforts

Schema Statique



diagrammes.



armature de traction: $M^{\max} = 29,92 \rightarrow A' = 0 \quad A = 14,14 \text{ cm}^2 \text{ (P. CHAR)}$

Doit $12 \text{ T16} = 24,12 \text{ cm}^2$

Verifications:

condition d'appuis $A \geq T + M/3/\bar{\sigma}_a \rightarrow A \geq 3,01 \rightarrow \text{verifiée}$

Condition de non entrainement des bores $\tau_d = \frac{T^{\max}}{u p_2} = 25,76 < \bar{\tau}_d (26,55)$

Armatures transversales: $\sigma'_b = 94,6 \rightarrow < \bar{\sigma}'_b$

$\tau_b = 17,24 < 3,5 \bar{\tau}_b = 30,98. \rightarrow \text{on prend des cadres à l'aligne moyenne.}$

Doit (2 cadres + 2 epingles) T10 $\rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec } \bar{\sigma}_{t2} = 4200$

pour $T = 49,67 \rightarrow t = 19,08 \text{ cm}$; pour $T = 74,30 \rightarrow t = 13,72 \text{ cm}$

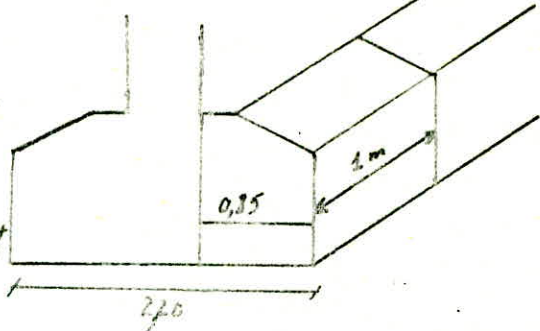
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h \\ (1 - 0,3 \frac{Tb}{S_0})h \end{array} \right. = 22,8.$$

On prend alors d'espacement $\left\{ \begin{array}{l} t_1 = 12 \text{ cm entre les poteaux} \\ t_2 = 18 \text{ cm en dehors des poteaux.} \end{array} \right.$

- armatures de compression (en haut) $M = 37,40 \text{ t.m}$ P. charon $A = 17,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adoptera $12T14 = 18,46 \text{ cm}^2$.

Armatures perpendiculaire à la poutre de rigidité

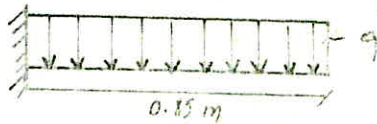
Le calcul se fait par une bande de (4m) et en utilisant la méthode des consoles la section dangereuse est celle de l'encastrement



$$q = (4/4) \cdot 1 = 10,89 \text{ t/m}$$

$$M^{\max} = 6,824 \text{ t.m}$$

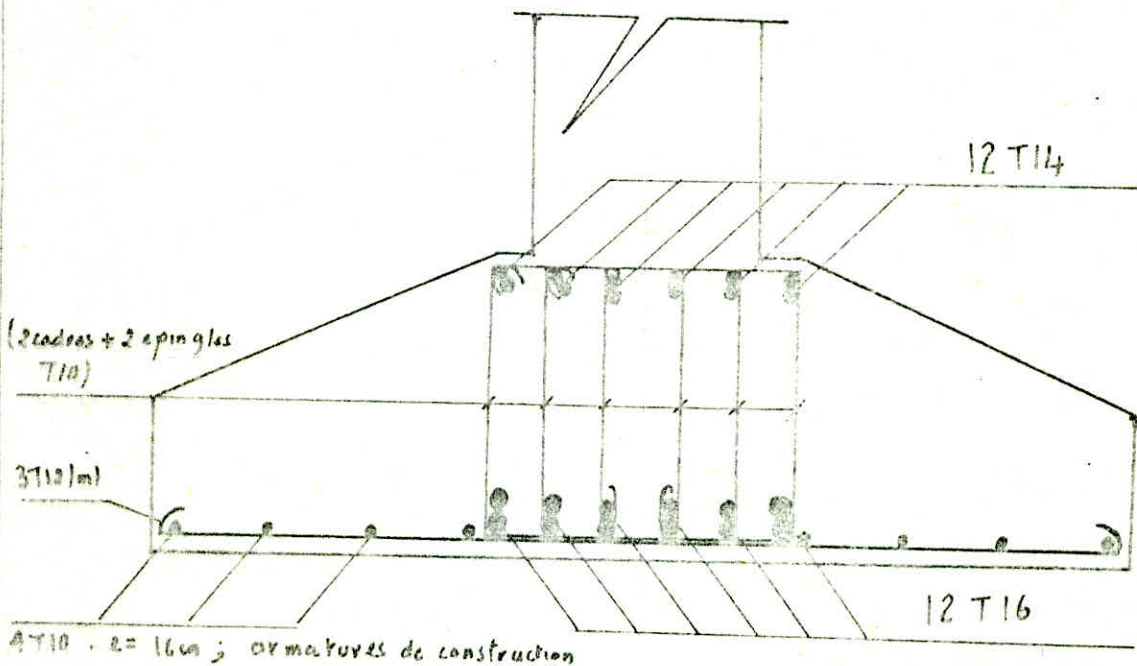
$$T^{\max} = 16,056 \text{ t}$$



ferroillage: $M = 6,824 \text{ t.m}$ P. charon $\rightarrow N' = 0; A = 3,07$ Soit $3712/m' = 3,39$

Verification du Cisaillement au niveau de l'encastrement:

$$\tau_b = T/bz = 3,33 \ll \bar{\tau}_b \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$



$4T10 \cdot e = 16 \text{ cm}$; armatures de construction

III Semelles continues sous 3 poteaux S_3

Pot	Sect	N (SP ₁)		M (SP ₁)		N _{max} (SP ₂)		M _{max} (SP ₂)	
		long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
B I	50x50	45,346	35,685	0,122	3,453	44,913	68,424	31,924	29,810
C I	"	40,872	36,357	0,070	3,508	47,912	65,745	31,900	27,424
D I	"	45,368	"	0	"	43,990	"	"	"
E I	"	"	"	0	"	"	"	0	"
F I	"	45,864	"	0,07	"	48,465	"	0	"
G I	"	25,250	35,685	0,036	3,453	44,677	68,424	31,943	29,810
B II	"	45,346	"	0,122	"	44,913	"	31,924	"
C II	"	40,872	36,357	0,070	3,508	47,912	65,745	31,900	27,742
D II	"	45,368	"	0	"	43,990	"	"	"
E II	"	"	"	0	"	"	"	0	0
F II	"	41,864	"	0,070	"	48,465	"	0	"
G II	"	25,250	35,685	0,036	3,453	44,678	68,424	31,924	29,810
B IV	"	2,298	0,297	-0,220	0,104	16,176	76,964	32,222	33,354
C IV	"	8,048	"	0	"	13,208	81,120	26,400	30,561
D IV	"	11,906	"	0	"	12,317	"	25,635	"
E IV	"	"	"	0	"	"	"	0	0
F IV	"	8,048	"	0	"	13,208	"	26,400	"
G IV	"	2,298	"	-0,220	"	16,176	76,964	32,222	33,354

on calcul ce type de semelles sous la sollicitation suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 65,745 \text{ t} \\ L_1 = 27,424 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_2 = 65,745 \\ L_2 = 27,424 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_3 = 87,120 \\ L_3 = 30,561 \end{array} \right. \rightarrow (SP_2)$$

- dimensionnement de la semelle. $R = N_1 + N_2 + N_3 = 218,61 \text{ t}$

$$- L = 3,6 + 1,8 + 1 + 1 = 7,4 \text{ m}; \quad B \gg \frac{R}{L \cdot \sigma_s} \rightarrow B > 144 \text{ cm}$$

on prend $B = 240 \text{ cm}$

$$h_0: \quad 1/9 < h/r < 1/6 \rightarrow h_1 = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

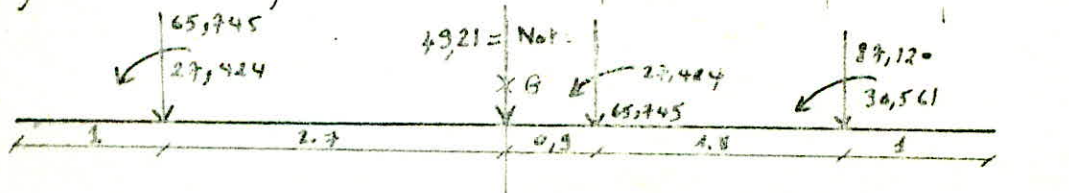
e: pour les $\phi 16$ on prend $e = 20 \text{ cm}$.

bilan et position des efforts

- Poids de la semelle: $- 25,32 \text{ t}$

- Poids des terres: $- 23,885 \text{ t}$

$N_{\text{tot}} = 49,21 \text{ t}$ (appliqués au cdg de la semelle.)



$$R = N_1 + N_2 + N_3 + N_{tot} = 267,82 \text{ t}$$

$$\Sigma M/O \rightarrow 65,745 \times 0,9 + 87,120 \times 2,7 + 70,560 + 27,424 - 65,745 \times 2,9$$

$$= 202,292 \text{ m}$$

$$e = \frac{202,292}{267,82} = 0,755 \text{ m} < l/4 = 7,4/4 = 1,85 \rightarrow \text{verifie}$$

$$- I_e: I = 4,32 \times 10^6 \text{ cm}^4 ; l_e = 244,34 \text{ cm}$$

$$l_e \pi/2 = 384 > 360 \rightarrow \text{verifie} \rightarrow \text{repartition lineaire des ell.}$$

$$e = 0,755 < 3,4/l \rightarrow \text{repartition trapezoidale des ell.}$$

calcul de σ_1, σ_2 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{267,82}{740 \cdot 240} \left(1 \mp \frac{6 \cdot 0,755}{7,4} \right) \begin{cases} \sigma_1 = 2,429 \\ \sigma_2 = 9,584 \end{cases}$$

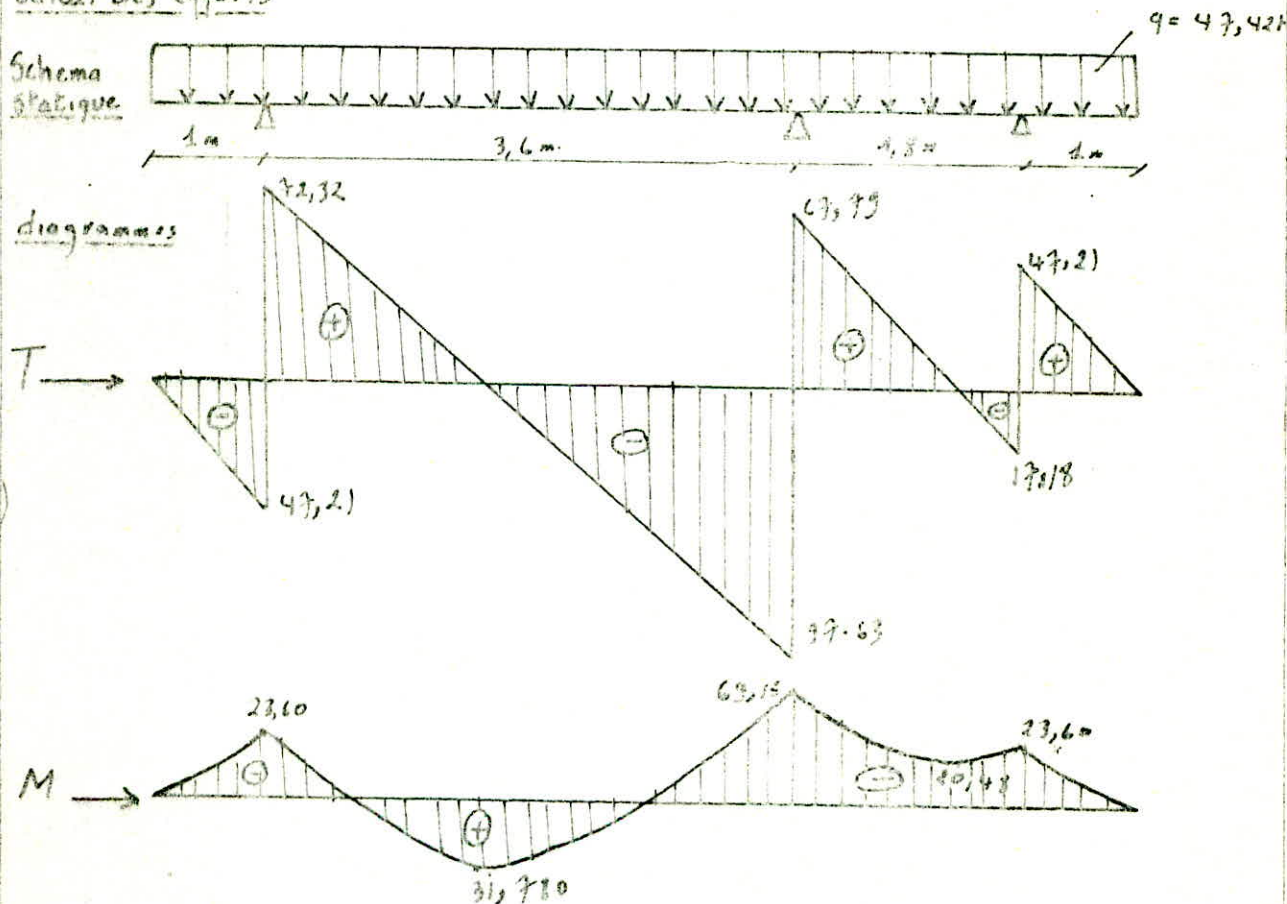
$$\rightarrow \sigma(l/4) = 1,967 < \bar{\sigma}_s$$

Ferraillage de la semelle:

- Longitudinalement: (poutre renversee sur 3 appuis chargee avec "q")

$$q = \sigma(l/4) \cdot B = 1,967 \cdot 2,4 = 47,21 \text{ t/ml}$$

calcul des efforts



Armatures longitudinales de traction (en bas)

$$M_1^{max} = 2380 \text{ t.m} \xrightarrow{\text{P. Charon}} A' = 0; A = 11,05 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 9T20 = 28,27$$

$$M_2^{max} = 69,18 \text{ t.m} \xrightarrow{\text{P. Charon}} A' = 0 \quad A = 34,05 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 12T20 = 37,68$$

Vérifications:

a) Conditions aux appuis: $A \gg (T + M/3) / \bar{\sigma}_0$

$$\begin{cases} M = -23,6 \\ T = 72,32 \end{cases} \rightarrow A \gg 5,5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\begin{cases} M = -69,18 \\ T = 97,63 \end{cases} \rightarrow A \gg \infty \quad (a < 0) \rightarrow \text{vérifiée}$$

$\tau_d = T^{max} / n \rho z$: doit être $< \bar{\tau}_d$; $\bar{\tau}_d = 26,65 \text{ kg/cm}^2$.

$$- T = 97,63 \rightarrow \tau_d = 26,9 \neq 26,6 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$- T = 72,32 \rightarrow \tau_d = 26,57 \neq 26,6 \rightarrow \text{"}$$

Armatures transversales, $\tau_b = T_{max} / b \cdot z$.

$$\# \text{ pour } T = 97,63 \text{ t} \rightarrow \begin{cases} \tau_b = 22,54 \\ \sigma'_b = 159,1 \end{cases} \xrightarrow{\text{on doit vérifier}} \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 26,12 > 22,54 \rightarrow \text{on prend des armatures droites.}$$

avec (2 crochets + 2 pignoles) T10 où $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$ et $\bar{\sigma}_{ay} = 4200$

$$t = 11,9 \text{ cm.}$$

$$\# \text{ pour } T = 72,63 \rightarrow t = 13,16 \text{ cm.}, \bar{t} = 13 \text{ cm.}$$

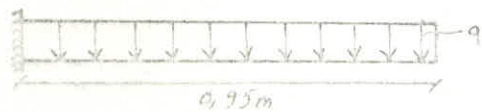
- On prend à espacement constant le long de la poutre de 12 cm.

Armatures de compression (en haut) de la poutre.

$$M^{max} = 31,76 \text{ t.m} \xrightarrow{\text{P. Charon}} A' = 0; A = 15,06$$

$$\text{On prend } 6T12 + 6T14 = 16,01 \text{ cm}^2.$$

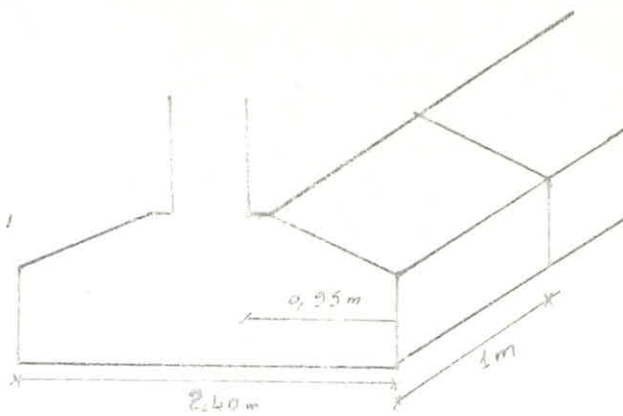
Armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité:



$$q = \frac{\pi(4/4) \cdot 1}{1} = 1,569 \cdot 100 = 15,686 \text{ t/m}^2$$

$$M^{\max} = q \frac{l^2}{8} = 8,876 \text{ t.m}$$

$$T^{\max} = q l = 15,686 \text{ t}$$

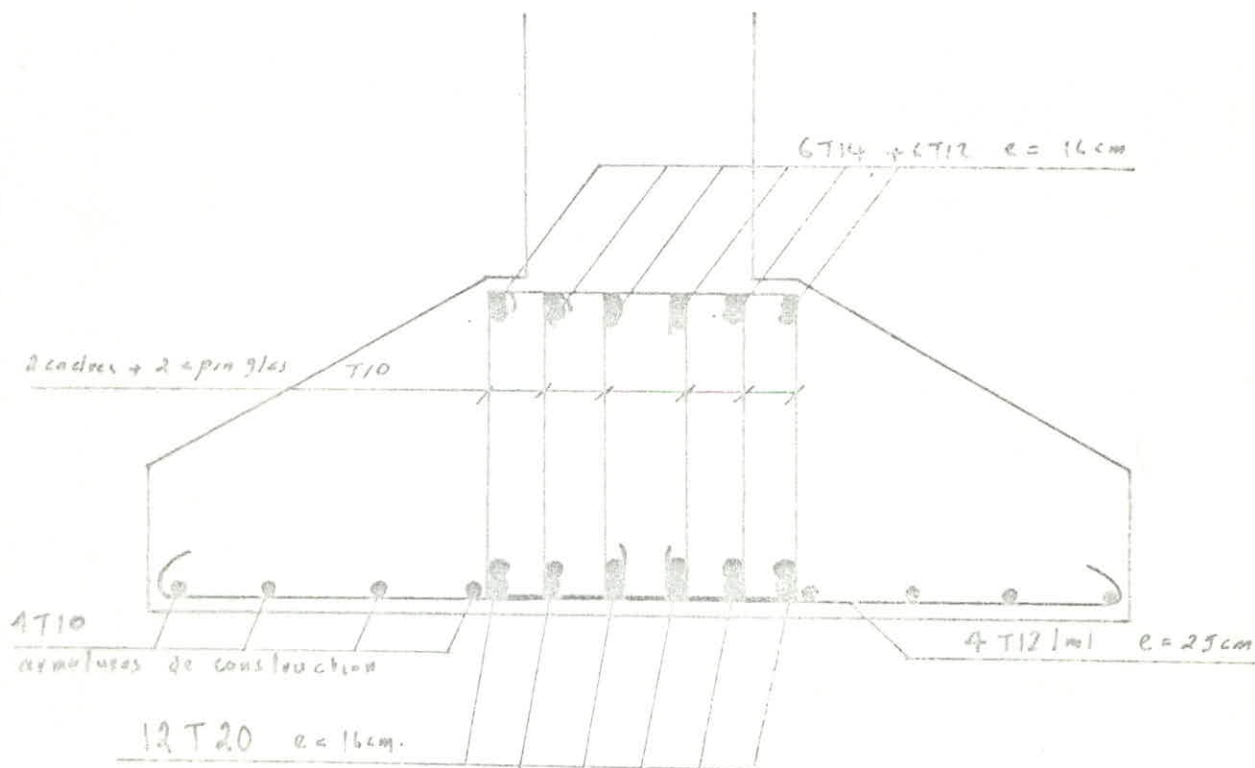


Ferraillage: $M^{\max} = 8,876 \text{ t.m}$ P. charon $\rightarrow A' = 0$; $A = 4,026$

Soit $4 \text{ T}12 / \text{m}^2 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$ avec les pas de 25cm.

Vérification du cisaillement au niveau de l'encastrement

$$\tau_b = T / b z = 3,88 \ll \bar{\tau}_b = 30,98 \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$



IV Semelle filante sous voile périphérique :

hauteur du voile = $1,23 + 1,5 = 2,73$ m

pour les dimensions choisit on a :

pois (ml) du sol = $1,365$ t/ml

o o de la semelle : $0,4$ t/ml

o o des ferrés au dessus : $0,792$ t/ml \rightarrow charge totale (ml) du voile = $2,557$ t/ml

Contrainte du sol : $\sigma_s = q/s = \frac{2557}{60 \times 100} = 0,426$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_s \rightarrow$ vérifié

Ferraillage de la semelle :

Sous transversale : méthode des bielles $\rightarrow A = 0,13$ cm² on prend $4T10$ (ml) = $3,14$ cm² (t = 25 cm)

Sous longitudinale : on prend $3T8$ (ml) comme armatures de répartition

== LONGRINES ==

Les longrines sont calculées conformément à l'article (4-2-3-3 RPA 81)

les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10 % (Pour les terrains meubles) de la plus grande charge verticale

Dans notre cas la plus grande charge verticale est : $N^{max} = 87,120$ t.

on prend des longrines de 40×40 , $N = \frac{N^{max}}{10} = 8,712$ t.

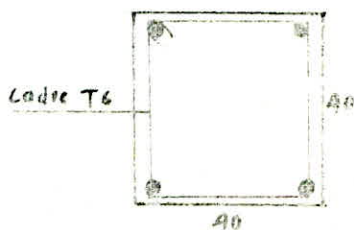
en compression : $\sigma'_s = \frac{8,712 \cdot 10^3}{40 \cdot 40} = 5,44 < \bar{\sigma}'_s$

$A_L = \frac{1}{15} \left(\frac{8712}{68,5} - 40 \cdot 40 \right) < 0$

En traction : $A_L \geq N/\bar{\sigma}_s \rightarrow A_L \geq 3,11$ cm²

RPA préconise un ferraillage min = $4T12$ ($A = 4,52$ cm²) avec $t = 20$ cm

A doit vérifier la condition $0,63 \cdot b_h \cdot \bar{\sigma}_s / \bar{\sigma}_s$ soit $A \geq 2,09 \rightarrow$ Vérifiée



— VOILE PERIPHERIQUE —

Prescription (RPA 81)

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (vides sanitaires) doivent supporter 1 voile périphérique continue entre le niveau des fondations et le niveau de base en zone II et III.

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous

épaisseur ≥ 15 cm

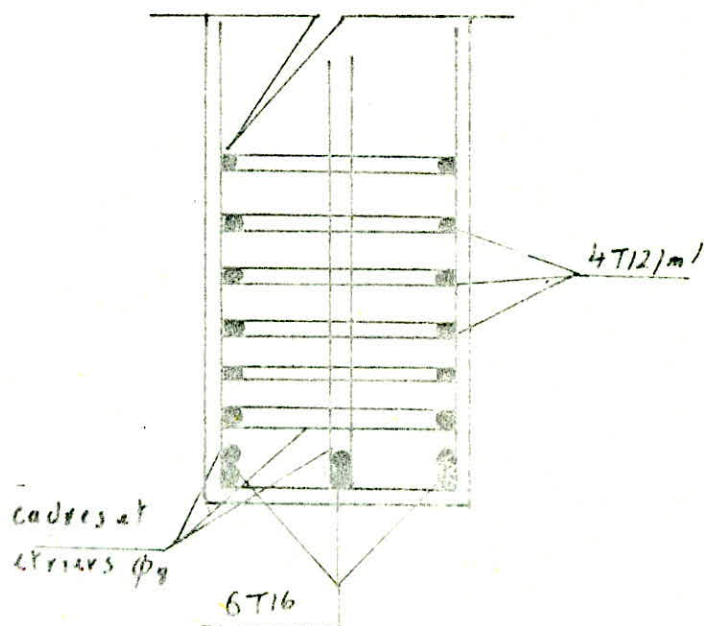
- Armatures longitudinales filantes Supérieur de section $\geq 0,2\%$ de la section transversale totale du béton, avec recouvrement $> 50\phi$ à queue de renforcement dans les angles.

- armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur.

Feuillage: $h = 2,73$ m ; $e = 20$ cm.

$$A_L = \frac{0,2 \cdot 2,73 \times 20}{100} = 10,92 \longrightarrow \text{Soit } 6 \text{ T16 } (A = 12,065)$$

armatures de peau: ≥ 2 cm² / m¹ \longrightarrow Soit 4 T12 = (4,52) / m¹ et par face

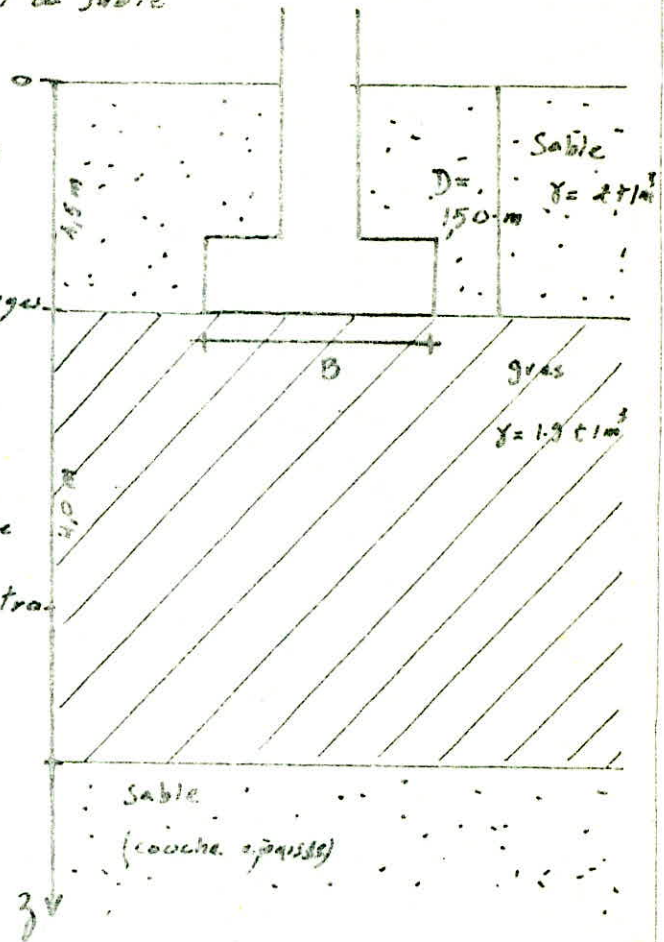


— ETUDE DES TASSEMENTS —

Les semelles sont ancrées à 1,50 m, elles sont fondées sur la couche de grès compacte et résistante par rapport au sable.

Seule la sollicitation du 1^{er} genre est prise en compte dans le calcul des tassements puisque la durée d'application des charges est assez longue.

Tassement admissible = 5 cm (Philipponat)
Le tassement sera calculé sous la centre de la semelle en considérant la contrainte moyenne dm.



1) Semelle S₁: B=L=2.50m.

- Poids de la semelle: 14.625 T
 - Poids des terres: 14.625 T
 - Résultante des efforts extérieurs: 145.368 T
- $N_{tot} = 64.625 T$

contrainte moyenne sous la semelle: $q = \sigma_m = \frac{64.62}{(2.5)^2} = 1.03 \text{ kg/cm}^2$

Utilisation de la théorie de "Boussinesq" pour la répartition des contraintes en profondeur.

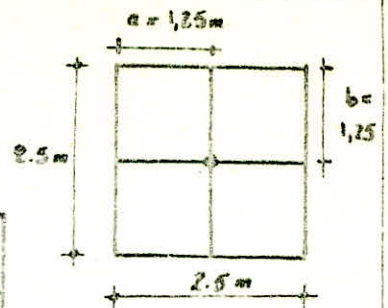
Le tassement se calcule en utilisant la formule.

$$\Delta h = h \frac{\sigma_e}{1 + e_0} = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma' + \sigma'_a}{\sigma'_m} \quad (\text{Sol sans consolidation})$$

- La couche de grès est compacte:

- pour le sable $C_c = 0.03$ (déterminé par l'essai oedométrique)
- $e_0 = 0.45$

Pour le calcul du tassement, le sable est divisé en tranches de "1m" d'épaisseur chacune



z (m)	$\alpha = a/z$	$\alpha = b/z$	I_0	$\frac{\sigma_z}{4 \sigma_0}$	$\Delta e \cdot 10^3$	Δh (cm)
4.50	0.27	0.27	0.036	0.148	1.752	0.120
5.50	0.22	0.22	0.020	0.082	1.002	0.069
6.50	0.19	0.19	0.017	0.070	0.857	0.059
7.50	0.16	0.16	0.013	0.053	0.660	0.045
8.50	0.14	0.14	0.011	0.045	0.561	0.038
9.50	0.13	0.13	0.009	0.037	0.460	0.031
10.50	0.12	0.12	0.007	0.028	0.359	0.027

$$\Delta h_{tot} = \sum \Delta h_i = 0.386 \text{ cm} < \bar{\Delta h}$$

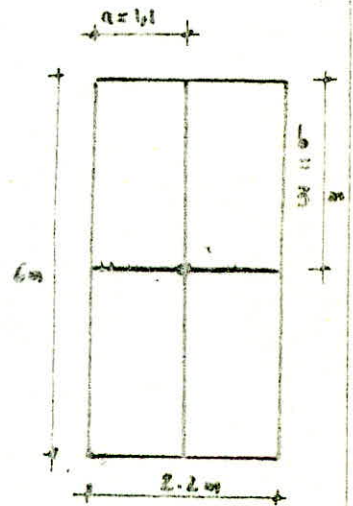
2) Semelle S_2

$$B = 2.2 \text{ m}$$

$$L = 6.0 \text{ m}$$

$$N_{tot} = 36,303 \text{ t} \rightarrow \sigma_m = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$

z (m)	$\alpha = a/z$	$\alpha = b/z$	I_0	$\frac{\sigma_z}{4 \sigma_0}$	$\Delta e \cdot 10^3$	Δh (cm)
4.50	0.244	0.666	0.055	0.160	2.591	0.178
5.50	0.200	0.545	0.042	0.122	2.023	0.139
6.50	0.170	0.461	0.030	0.087	1.476	0.108
7.50	0.146	0.400	0.025	0.073	1.241	0.085
8.50	0.129	0.353	0.018	0.052	0.905	0.062
9.50	0.115	0.315	0.016	0.046	0.808	0.055
10.50	0.104	0.285	0.013	0.037	0.660	0.045



$$\Delta h_t = 0.665 \text{ cm} < \bar{\Delta h}$$

3) Semelle S_3

$$B = 2.40 \text{ m}$$

$$L = 7.40 \text{ m}$$

$$N_{tot} = 180,796 \text{ t} \rightarrow \sigma_m = 1,01 \text{ kg/cm}^2$$

et on a ainsi $\Delta h_{tot} = 0,843 < \bar{\Delta h}$

$$B \bar{\sigma} = 1 \text{ bar}$$

— CALCUL DU RADIER —

Le poids du bâtiment étant important ; le choix des semelles isolées comme fondation a abouti à des longueurs des semelles occupent tout l'entreaxe des poteaux, on a opté donc pour un radier général.

- poids total du bâtiment : $G = 1647,716 \text{ t}$; $P = 431,532 \text{ t}$

$$\text{Soit } G + 1,2 P = 2237,626 \text{ t}$$

1) Surface nécessaire du radier: $\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{2237,626}{10,2} = 219,37 \text{ m}^2$

La surface de base de notre bâtiment étant $263,43 \text{ m}^2$.

Une calcul préliminaire montre qu'il faut prendre un débordement de 80 cm et la surface du radier devient $323,53 \text{ m}^2$

2) Pression sous le radier: on ne tient pas compte du poids de radier:

$$\bar{\sigma} = N/S = \frac{2237,626}{323,53} = 6,92 \text{ t/m}^2 < 10,2$$

3) Prédimensionnement de la dalle: Comme il est peut commode de mettre des cadres dans la dalle ; l'épaisseur de celle-ci sera déterminée à l'aide de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\tau}_b \quad T_{\text{max}} = \frac{q l_{\text{max}}}{2} = \frac{6,92 \times 5,2}{2} \approx 18 \text{ t}$$

$$\rightarrow z \geq 26,53 \quad (\text{on prend une bande de } 4 \text{ m cad } b = 100 \text{ cm})$$

$$\rightarrow h = 8/3 z = 30,31 \text{ cm.}$$

- Condition par fût: $h_f \geq l/10$ Soit $h_f \geq 52 \text{ cm.}$

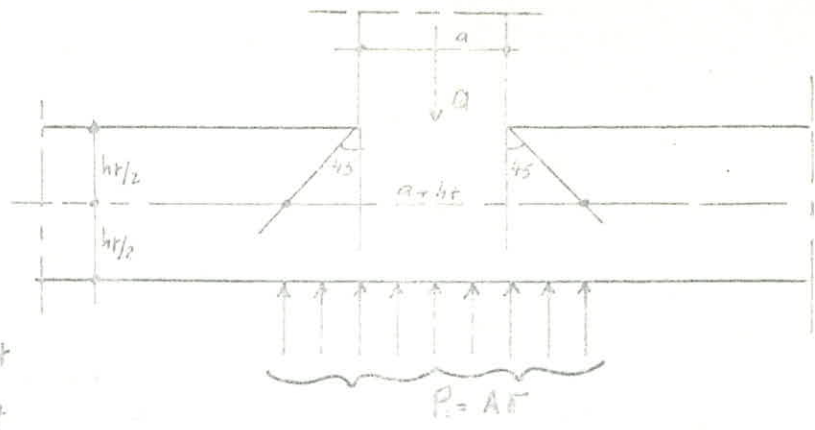
$$\text{Soit à prendre } \boxed{h_f = 55 \text{ cm.}}$$

Verification au poinçonnement

Nous ferons cette vérification pour le poteau le plus chargé dans notre cas c'est le poteau (IV) $N = G + 1,2 P = 74,33 \text{ t.}$

la condition de non poinçonnement sous poteau est donné par:

$$\frac{1.5 P}{P_c \cdot h_e} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$



$$P_c = 4(a+h_e) = 4.20 \text{ cm}$$

$$P_u = 6.32 \times (1.05)^2 = 7.630 \text{ t}$$

$$\rightarrow P_c = Q - P_u = 66.7 \text{ t}$$

on a: $\frac{1.5 \times 66.7}{4.20 \cdot 55} = 4.33 < 7.08 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Pas de risque de poinçon

4) Stabilité du radier (sous SP2)

Le radier est supposé une plaque infiniment rigide cad ne subit pas de déformation:

Contraintes sous le radier $\sigma_{1,2} = N/S \mp M/I$

Stabilité longitudinale:

$$l = 26.5 \text{ m} \quad M = 3348.92 \text{ tm} \quad I = I_y = 17982.1 \text{ m}^4$$

$$N = G + P + G_{\text{radier}}; \quad G_{\text{radier}} = 323.59 \times 2.5 \times 0.55 = 444.936 \text{ t}$$

$$N = 1647.716 + 491.592 + 444.936 = 2584.244 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{2584.244}{323.59} \mp \frac{3348.92}{17982.1} \cdot 17.25 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 10.44 \\ \sigma_2 = 5.52 \end{cases}$$

On doit avoir $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$ soit $9.21 < 10.2 \rightarrow$ vérifié.

Stabilité transversale: $b = 12.7 \quad A = 3125.968 \quad I = I_x = 4312.65 \text{ m}^4$

$$\text{soit } \frac{2584.244}{323.59} \mp \frac{3125.968}{4312.65} \cdot 6.10 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 12.37 \\ \sigma_2 = 3.37 \end{cases}$$

Doit $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 10.12 < 10.20 \rightarrow$ stabilité vérifiée.

Détermination de la sollicitation la plus défavorable (charge à prendre en compte dans les calculs)

Sous SP_2 :

dans le sens long^{le} $\longrightarrow 10,44 - 4,375 = 6,065 \text{ t/m}^2$

dans le sens tran^s $\longrightarrow 12,37 - 4,375 = 7,995 \text{ t/m}^2$

Sous SP_1 $\longrightarrow 6,92 \text{ t/m}^2$

$$\frac{F_a(SP_1)}{F_a(SP_2)} = \frac{4200}{2800} = 1,5 ; \quad \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{7,995}{6,92} = 1,15 > 1,5$$

dans le Se fait sous SP_2 , avec une charge $q = 7,995 \text{ t/m}^2$

soit $q = 8 \text{ t/m}^2$

Méthode utilisée pour le calcul de efforts dans le radier

Pour le calcul des efforts dans le radier on utilise la méthode de Caquot
(Voir charges verticales)

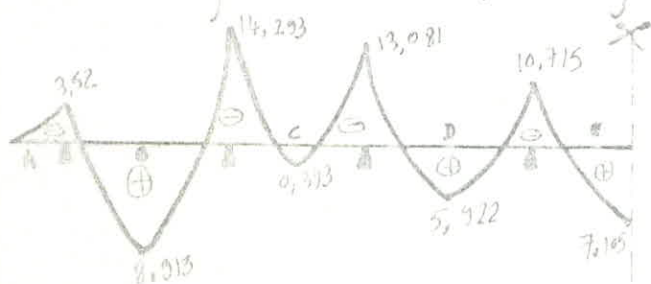
Pour cela, on prend des bandes de largeur 400 cm et de hauteur 55 cm qu'on assimile à des poutres simplement appuyées sur des appuis (potes)

calcul des efforts:

bande longitudinale:



tout calcul fait on obtient; le diagramme. Voir +



b) Bande transversale

travail A: $M = 22,64 \rightarrow M = 0,0510 \rightarrow A = 11,38 \rightarrow$ Soit $10T12 P_m = 11,38$

\rightarrow C est B $\rightarrow A = 5T12 P_m$

Appui 1 et 4 $M = 3,52 \rightarrow A = A_{min} = 5T12 P_m$

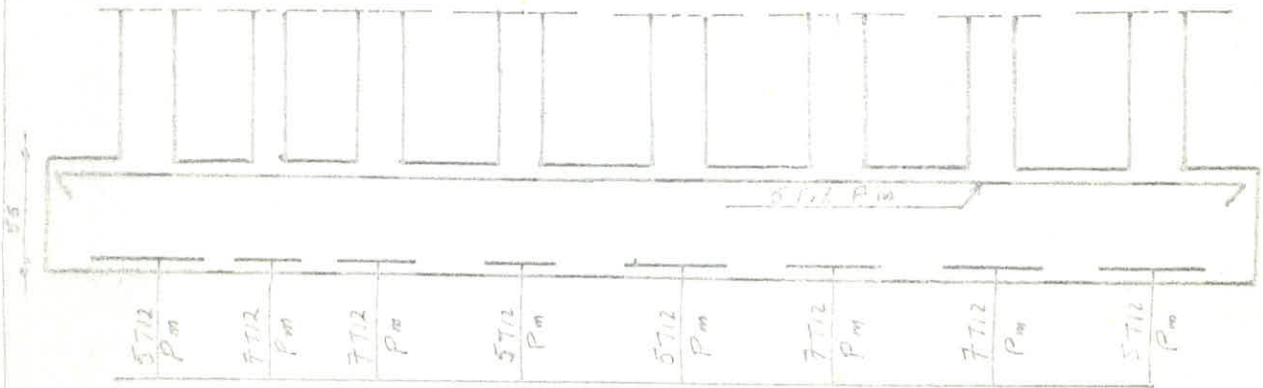
Appui 2 $M = 27,47 \rightarrow A = 14,29 \rightarrow A = 14,74 = 13T12 P_m$

Appui 3 $M = 3,62 \rightarrow A = A_{min} = 5T12 P_m$

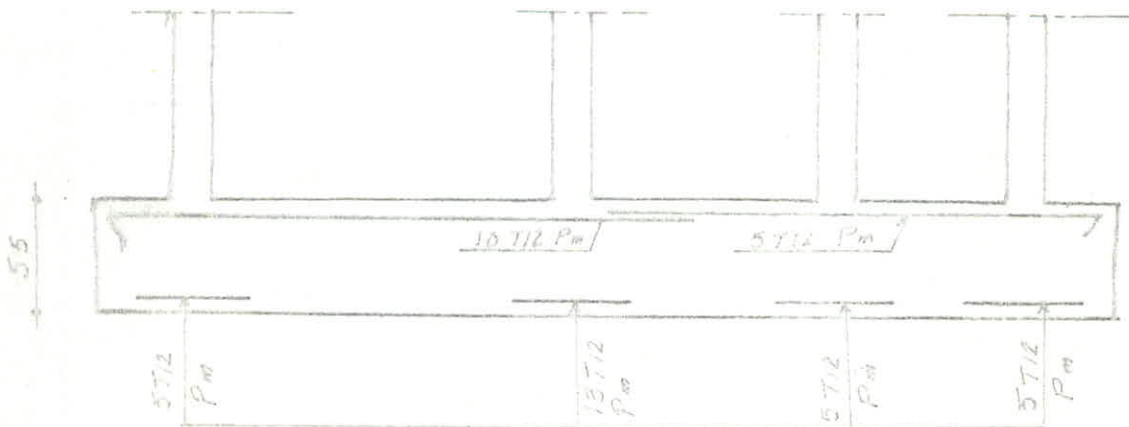
avec ce ferrailage toutes les contraintes sont vérifiées

Schemas de ferrailage

Bande long



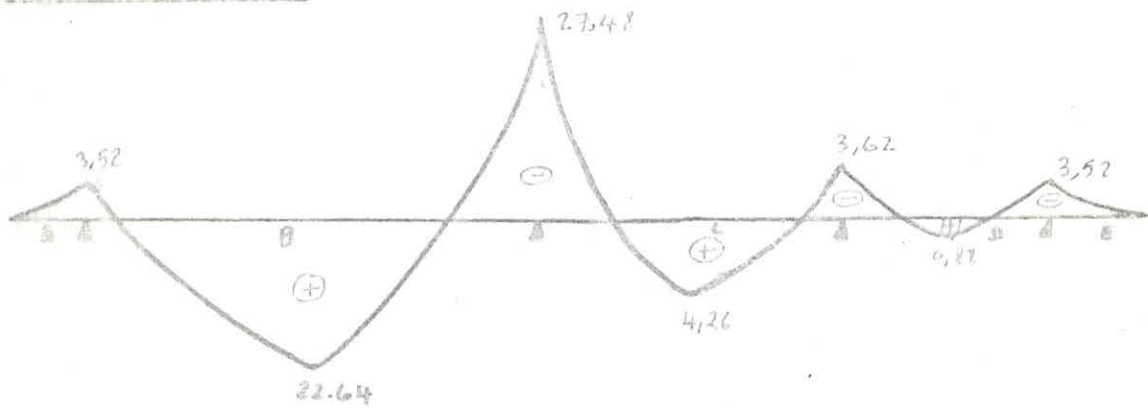
Bande transv



Bande transversale:



Diagramme des Moments



Ferraillage: Utilisons la méthode de (P. CHIRON)

a) Bande longitudinal

travée A et I: $M = 3,52^t$. $\mu = \frac{15 \cdot 3,52}{4200 \cdot 100 \cdot 50^2} = 0,00502$ $\left\{ \begin{array}{l} \beta = 140 \\ \gamma = 0,9639 \end{array} \right.$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \gamma \cdot h} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité - $A \geq 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{st}} \cdot b \cdot h$. Soit $A \geq 5,33 \text{ cm}^2$.

on prend donc, $5T12/m^l = 5,65$.

autres travées $\rightarrow A \leq 4,46 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on prend $5T12/m^l$

appuis 2, 3, 6 et 7. $M = 14,243 \rightarrow$ on prend $7T12$; on prend $7T12$ P.m

appuis 4 et 5. $M = 10,715 \rightarrow A = 5,39 \rightarrow$ on prend $A = 5T12$ P.m

N.B : Toutes les contraintes (béton et acier) sont vérifiées

Bibliographie

- Regles techniques CCBA 68
- Regles parasismiques RPA 81 (Version 83)
- Bulletin du CTC N°5 1980
- Le calcul et la verification des ouvrages en B.A (P. CHARON)
- Cours de beton III (Tome 2) (Belazoughi)
- traite de beton arma tome 4 (A. Guerrin)
- Calcul pratique des ossatures de batiments en B-A (A. Fuentes)
- Aide memoire de beton armé (V. DAVIDOVICJ)
- Aide memoire de resistance de materiaux (J. Goulet)

