

sea

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: G.CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT R+5
PORTIQUES AUTOSTABLES

(APC EL MADANIA)

Proposé par : ERCA

Etudié par : ZITOUNI _ S
MAZA _ M

Dirigé par : LARIBI

PROMOTION : JANV 1986

REMERCIEMENTS

Que tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, trouvent ici l'expression de notre vive et profonde reconnaissance.

En particulier, nous prions M^r LARIBI notre promoteur de trouver ici nos sincères remerciements.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont participé à notre formation.



Je dédie ce modeste travail

A.

mes très chers parents

ma future Femme

mes Frères et sœurs

toute ma Famille

Tous mes amis

Zitouni Salim.

Je dédie ce travail

A.

- mes Parents

- ma famille.

- mes Amis.

- Aux futurs ingénieurs.

M. Z. Mekki

SOMMAIRE

<u>chapitre</u>	<u>Page</u>
- Presentation de l'ouvrage	1
- Caracteristiques des materiaux.	2
- Charges et surcharges	4
- Predimensionnement	5
Calcul des éléments	6
- acrotère	6
- escaliers	8
- Poutrelles et table de Compression.	13
- Calcul des rigidités	18
- etude au seisme	25
- Charges horizontales.	26
- verification au renversement.	28
- Charges verticales.	45
- Superposition des sollicitations.	57
- Ferrailage des portiques.	70
- Ferrailage des poutres.	71
- Ferrailage des poteaux.	86
- Fondations.	101
- longrines.	109
- Voile peripherique.	109

PRESENTATION de L'ouvrage

Le projet qui nous a été proposé par L'ERCA consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage de Bureaux (APC) qui sera implanté à EL-MADANIA (Alger) classée par l'organisme du contrôle technique de la construction CTC comme étant région de moyenne sismicité. Notre bâtiment est constitué d'un seul Bloc qui comporte un vide sanitaire, un rez de chaussée et 5 étages.

Largeur total : $L = 27,30 \text{ m}$.

Longueur total : $l = 9,40 \text{ m}$.

Hauteur total (y compris l'acrotère) : $H = 22,45 \text{ m}$.

Hauteur d'étage : $3,40 \text{ m}$.

Taux de travail du sol :

Le rapport du sol à fournir une contrainte admissible de 2,5 bares à une profondeur de 1,5 m

Ossature :

Notre bâtiment est contreventé par des portiques auto-stables dans les 2 sens : longitudinal et transversal. Le remplissage sera fait par la maçonnerie.

Planchers :

Les planchers seront à corps creux : hourdis + table de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, ces planchers auront une épaisseur de $(20 + 5) \text{ cm}$, y compris le plancher sur vide sanitaire.

Escaliers :

Les escaliers seront construits en béton armé et la réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles.

Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses, les murs extérieurs seront constitués de 2 cloisons séparés par un vide d'air de 5 cm $(15 + 5 + 15) \text{ cm}$ les murs intérieurs seront des cloisons de séparations de (10 cm) d'épaisseur.

Revêtement :

- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique dans les salles d'eau.

caractéristiques des matériaux

Les matériaux (Acier-béton) entrant dans la construction de l'ouvrage seront conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A. Notamment les règles (CCBA 68), (PS 69), (RPA 81).

~ Béton:

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325, à contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours $\sigma_{28}^c = 270$ bars.

La résistance nominale de traction à 28 jours $\sigma_{28}^t = 23,2$ bars.

~ Dosage pour 1 m³ de béton:

800 l de gravillon $C_g = 5/15$ mm.
 400 l de Sable
 350 kg de ciment CPA 325
 175 l d'eau.

Le sable doit être propre sans argile ni autre.
 Le gravier doit être propre et dur.
 L'eau doit être pure et sans acide.



~ Contrainte de compression admissible: (CCBA Art 9.4)

$$\bar{\sigma}_b^c = \alpha \beta \delta \delta_e E \cdot \sigma_{28}^c, \quad \sigma_{28}^c = 270 \text{ bars.}$$

avec:

$\alpha = 1$ ciment de classe 325
 $\beta = 5/6$ Contrôle atténué
 $\delta = 1$ ($h_m \geq 4C_g$): avec h_m : épaisseur relative des éléments.
 C_g : dimensions des granulats.

$\delta_e = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion simple ou flexion composée avec (N): traction} \\ \min \left\{ 0,6 ; 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_2} \right) \right\} & \text{en flexion composée avec (N) Compression} \end{cases}$

- e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieure par rapport au C.D.G du béton seul.

- e_2 : distance de la limite du noyau central au C.D.G du béton seul, dans le plan radial passant par le centre de pression

E : dépend de la forme de la section et la position de l'AN.

$$E = \begin{cases} 1 & \text{en (C.S) ou (F.S) avec section rectangulaire} \\ 0,5 \leq E < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma_m^c \leq \bar{\sigma}_b^c \end{cases}$$

en compression simple :

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_{b0}^1 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP2 : $\bar{\sigma}_{b0}^1 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

en flexion simple :

Sous SP1 $\bar{\sigma}_b^1 = 2 \bar{\sigma}_{b0}^1 = 137 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP2 $\bar{\sigma}_b^1 = 1,5 \bar{\sigma}_b^1(\text{SP1}) = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

~ Contrainte de traction de référence : (CCBA68)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_{es}^1$$

α, β, γ : prennent les même valeurs précédentes.

$$\theta = 0,019 + \frac{2,1}{\sigma_{es}^1} = 0,0258 \quad (\sigma_{es}^1 \text{ en bars})$$

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP2 : $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

~ ACIERS :

1 - Acier doux (Ronds Lisses) FeE24 : $\sigma_{cn} = 2400 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 1600 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ \sigma_{cn} = 2400 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP2}) \end{cases}$

2 - Acier à haute adhérence FeE40 :

$\phi \leq 20 \text{ mm}$, $\sigma_{cn} = 4200$; $\bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ \sigma_{cn} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP2}) \end{cases}$

$\phi > 20 \text{ mm}$, $\sigma_{cn} = 4000$; $\bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2667 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ \sigma_{cn} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP2}) \end{cases}$

3 - Treillis soudés

$\phi \leq 6 \text{ mm}$, $\sigma_{cn} = 5300 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 3533 \text{ kg/cm}^2$

$\phi > 6 \text{ mm}$, $\sigma_{cn} = 4500 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 3000 \text{ kg/cm}^2$

~ Contraintes admissibles imposées par la condition de fissuration.

$$\bar{\sigma}_a \geq \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad (\text{CCBA68 . Art 49})$$

- avec :
- ϕ : diamètre (mm) de la plus grosse barre.
 - η : coef de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL ; $\eta = 1,6$ pour les HA)
 - K : coef qui dépend du site.
 - $\bar{\omega}_f = A/B_f$; A : section totale des barres tendues.
 - B_f : section du béton enrobant ces barres tendue.

Charges et Surcharges

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

I - Charges Permanente:

a/ Plancher terrasse:

- Protection solaire (Gravillon 5cm) $1800 \times 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$
- Etanchéité multicouche (2cm) --- --- --- --- --- = 10 kg/m^2
- isolation thermique (4cm) --- --- --- --- --- = 16 kg/m^2
- Forme de pente (1,5cm) --- --- --- --- --- = 135 ''
- Dalle de Compression + hourdis (20+5)cm --- --- --- --- --- = 325 ''
- Enduit de plâtre (2cm) --- --- --- --- --- = 28 ''

$G = 604 \text{ kg/m}^2$

b/ Plancher Courant :

- carrelage (2cm) --- --- --- --- --- = 44 kg/m^2
- mortier de pose (2cm) --- --- --- --- --- = 40 kg/m^2
- sable (2cm) --- --- --- --- --- = 36 ''
- Hourdis + table de compression (20+5) --- --- --- --- --- = 325 ''
- enduit de plâtre (2cm) --- --- --- --- --- = 28 ''
- cloisons --- --- --- --- --- = 75 ''

$G = 548 \text{ kg/m}^2$

II - Surcharges :

- terrasse non accessible (sauf entretien) $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- Etage courant (Bureau: Publique admis isolément) $P = 200 \text{ ''}$
- Escaliers $P = 400 \text{ ''}$
- Acrotère: on considère une force horizontale due à la main courante.

$G = 150 \text{ kg/m}^2$
 $P = 100 \text{ ''}$

III - Remplissage:

le mur extérieure est formé d'une double cloison (15+5+5) cm

- brique creuse (15cm) --- --- --- --- --- = 210 kg/m^2
- brique creuse (5cm) --- --- --- --- --- = 68 ''
- Enduit en ciment (2cm) --- --- --- --- --- = 20 ''
- Enduit en plâtre (1cm) --- --- --- --- --- = 12 ''

$G = 310 \text{ kg/m}^2$

Prédimensionnement

1. Poutre :

La hauteur de la poutre est prédimensionnée par l'inégalité de P. CHARON

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

h_t : hauteur de la poutre.

l : la plus grande portée de travée dans la direction considérée.

sens longitudinal : $l = 2,70 \text{ m}$

$$\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10}$$

on prend

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

b : largeur de la poutre : le RPA 81 préconise que :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm en Zone II} \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases}$$

on prend

$$b = 25 \text{ cm}$$

sens transversal : $l = 4,20 \text{ m}$.

on prend

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

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

$$\text{avec } \frac{h_t}{b} = 1,33 < 3.$$

2. poteaux :

les poteaux seront dimensionner suivant la formule donnée par le RPA 81

$$A_{\text{pot}} \geq K \frac{N}{\sigma_{c28}}$$

$K = 4$ en Zone II

N : Effort normal

Après avoir fait une descente de charge, on adopte pour les poteaux une section rectangulaire :

$$A = b \cdot h \geq \frac{4 \cdot 90,5 \cdot 10^3}{275} = 1171 \text{ cm}^2$$

La section du poteau sera :

$$(30 \times 40) \text{ cm}$$

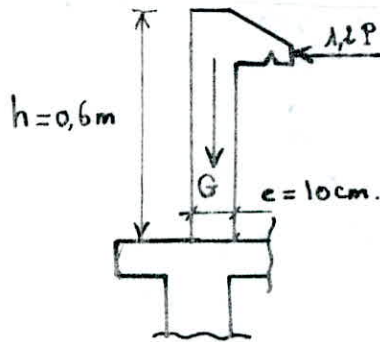
acrotère

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, le calcul des efforts se fera donc à la section dangereuse qui est soumise aux charges suivantes:

- Poids propre: $G = 0,1 \cdot 0,6 \cdot 2500 = 150 \text{ kg/ml.}$
- surcharge due à la main courante: $1,2 P = 120 \text{ (")}$

le calcul se fera pour la section d'encastrement.

$$\begin{aligned} h_t &= 10 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$



la section d'encastrement rectangulaire est soumise à la flexion composée avec les efforts:

$$\begin{aligned} N &= G = 150 \text{ kg/ml.} \\ M &= 1,2P \cdot h = 72 \text{ kg.m.} \end{aligned}$$

- Centre de pression:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm.}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

- Ferraillage

on peut ramener le problème de flexion composée (section partiellement comprimée) à un problème de flexion simple avec le moment fictif (M_0) égale au moment de l'effort normal par rapport aux armatures tendues; on détermine ainsi A'_1 et A_1 et on revient à la flexion composée avec

$$\begin{aligned} A' &= A'_1 \\ A &= A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \end{aligned}$$

$$M_0 = N \cdot f \quad ; \quad f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 48 + \frac{10}{2} - 2 = 51 \text{ cm.}$$

d'où $M_0 = 7650 \text{ kg.cm.}$

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) h^2 \quad ; \quad \alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \sigma_a} = 0,423$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \alpha \bar{\sigma} = 24,99 \quad \rightarrow \quad M_{rb} = 159296 \text{ kg.cm.}$$

donc $M_{rb} > M_0 \Rightarrow$ les aciers comprimés A' ne sont pas nécessaires.

- Calcul des armatures tendues

$$A_1 = \frac{M_0}{\bar{\sigma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{7650}{0,859 \cdot 8 \cdot 2800} = 0,40 \text{ cm}^2 \quad (\text{en flexion simple})$$

en flexion composée ; $A = A_s - \frac{N}{\sigma_a} = 0,40 - \frac{150}{2800} = 0,35 \text{ cm}^2$

Vue La condition de non fragilité indiquée au CCBA 68 - Art 52. donnant

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

on choisi : (5T6 \rightarrow $A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $t = 20 \text{ cm}$)

~ Vérification de la non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec : $K = 10^4$ — fissuration préjudiciable ; $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{P_f} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0053$.
 $\eta = 1,6 \rightarrow$ (H.A) ; $\phi = 6 \text{ mm}$.

d'où $\sigma_1 = 909 \text{ Kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 3068,7 \text{ Kg/cm}^2$

$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 3068 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ Vérifiée

~ Vérification au Seisme Local (RPA 81, Page 48)

L'acrotère étant un élément peu solidaire de la structure, une vérification au Seisme Local pour cet élément s'impose.
 La force sismique à laquelle il est soumise est :

$$F_p = Z I C_p W_p \quad ; \quad Z I C_p : \text{accélération Sismique}$$

$$Z = \frac{A(\text{Gr2, Zone II})}{A(\text{Gr2, Zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$C_p = 0,8$ (pour une console)
 $W_p = 150 \text{ kg}$ (poids de l'élément)
 $I = 1$ (groupe II, Zone II)

d'où $F_p = 72 \text{ kg}$; $F_p = 72 \text{ kg} < 1,2P = 120 \text{ kg}$ Vérifié

~ Vérification de l'Effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} \quad (1)$$

$T = 1,2 \cdot P = 120 \text{ kg/ml}$; $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm}$, $\frac{M}{z} + T < 0$, $A \bar{\sigma}_a = 3948 \text{ kg}$

donc la relation (1) est vérifiée, alors l'armature tendue n'est soumise à aucun effort de traction, et aucune justification n'est nécessaire pour l'encrage des armatures.

Pour empêcher les ouvertures excessives des fissures dues aux intempéries on place des armatures dite de peau.

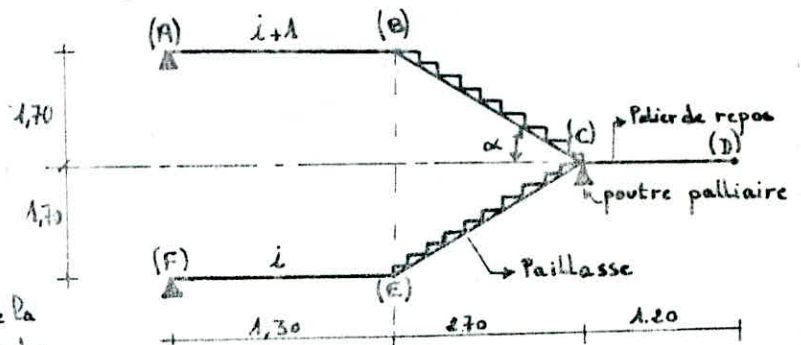
escaliers

Le bâtiment étudiées comporte un seul type d'escaliers, constitué de deux paillasse et d'un paliers intermédiaire à mi-étage (de repos) et de deux paliers courant au niveau des étages.

Le schéma de calcul adopté est le suivant.

Nous étudions en premier lieu la volée (ABCD) et nous adopterons le même ferrailage pour la volée (DCEF).

Les dimensions de la marche et de la contre marche doivent satisfaire la condition empirique de "BLONDEL" afin d'avoir un confort pendant l'utilisation.



Conditions de BLONDEL $\left\{ \begin{array}{l} 1/ \\ 2/ \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm} \\ g > h \end{array}$

Calcul des Marches:

longueur de la paillasse: $\tan \alpha = \frac{1,70}{2,70} = 0,629 \rightarrow \cos \alpha = 0,846$

$\Rightarrow l = \frac{2,70}{\cos \alpha} = 3,19 \text{ m.}$

sur cette longueur nous avons disposer 11 marches: $11 \cdot 29 = 319 \text{ cm}$

11 Marches \Rightarrow 12 contre marches: $(10 \cdot 15) + (2 \cdot 10) = 170 \text{ cm}$

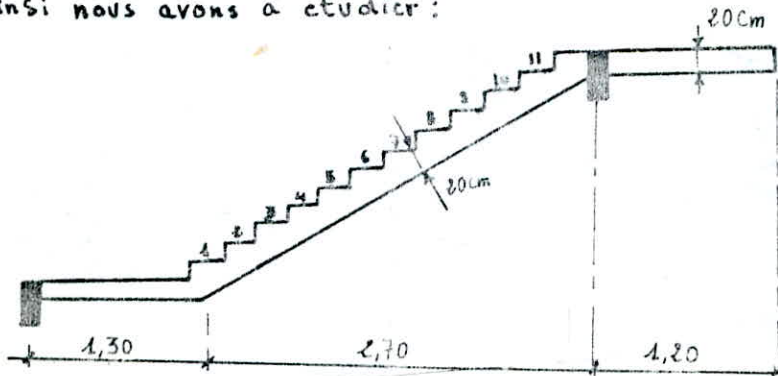
Verification des conditions de "BLONDEL": $\left\{ \begin{array}{l} g = 29 \text{ cm} > h = 14 \text{ cm} \\ 59 \leq g+2h = 29+30 = 59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{confort!}$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier:

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$; $L = CD + BA = 3,19 + 1,30 = 4,49 \text{ m}$

$14,96 \leq e \leq 22,45$ on prendra comme épaisseur pour la paillasse $e = 20 \text{ cm}$.
On maintiendra cette épaisseur pour tous les paliers aussi.

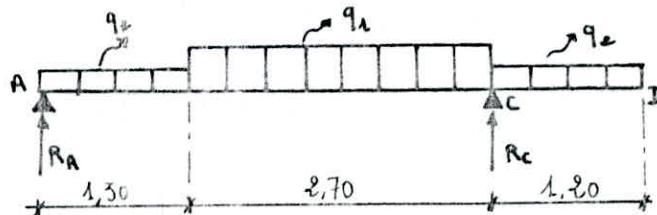
ainsi nous avons à étudier:



CHARGES ET SURCHARGES:

PAILLASSE	PALIER
- dalle: $0,20 \cdot 2500 / \cos \alpha = 591 \text{ kg/m}^2$	- dalle $0,20 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
- Marches: $0,15 \cdot 2200 / 2 = 165 \text{ (u)}$	- revêtement = 84 (u)
- Carrelage + Mortier = 84 (u)	
- garde Corps = 75 (u)	
<hr/> charge permanente $G = 915 \text{ kg/m}^2$ Surcharge $S = 400 \text{ kg/m}^2$	<hr/> charge permanente $G = 584 \text{ kg/m}^2$ Surcharge d'exploit $S = 400 \text{ (u)}$
$\Rightarrow q_1 = G + 1,25 = 1395 \text{ kg/m}^2$	$\Rightarrow q_2 = G + 1,25 = 1064 \text{ kg/m}^2$
pour une bande de 1 m on a: $q_1 = 1395 \text{ kg/ml}$	pour une bande de 1 m on a: $q_2 = 1064 \text{ kg/ml}$

Schema Statique



- calcul des réactions:

$$R_A + R_C = q_1 (2,70) + q_2 (1,20 + 1,30) = 6426,5 \text{ kg.}$$

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow R_A (2,7 + 1,30) = q_2 \left(\frac{1,3}{2} + 2,70 \right) 1,3 + q_1 \frac{(2,7)^2}{2} - q_2 \frac{(1,20)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \underline{R_A = 2238,10 \text{ kg}} \quad , \quad \underline{R_C = 4188,4 \text{ kg.}}$$

- diagrammes des efforts (M) et (T)

• $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$M(x) = -532x^2 + 2238,10x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m.} \\ M(1,3) = 2010,4 \text{ kg.m.} \end{cases}$$

$$T(x) = -1064x + 2238,10 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2238,1 \text{ kg} \\ T(1,3) = 855 \text{ kg} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 2,70$

$$M(x) = -697,5x^2 + 2911,6x - 766,08 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -766,08 \text{ kg.m} \\ M(2,7) = 2010,4 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -1395x + 2911,6 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2911,6 \text{ kg.} \\ T(2,7) = -855 \text{ kg.} \end{cases}$$

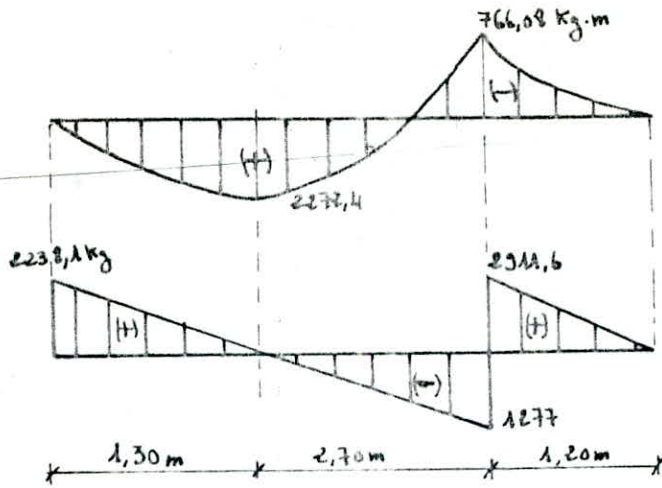
• Moment max en travée:

$$-1395x + 2911,6 = 0 \Rightarrow x = 2,087 \text{ m} \quad , \quad M_t^{\text{max}} = 2272,4 \text{ kg/m}$$

• $0 \leq x \leq 1,20$

$$M(x) = -532x^2 \Rightarrow M(1,2) = -766,08 \text{ kg.m.}$$

$$T(x) = -1064x \Rightarrow T(1,2) = -1276,8 \text{ kg.}$$



Ferraillage:

1) en travée (Paillasse) $M_t^{max} = 2272,4 \text{ Kg.m}$

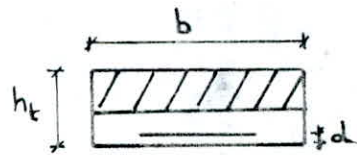
$h_t = 20 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

Moment résistant du béton: $M_{rb} = \bar{\kappa} b h^2$

$\bar{\alpha} = 0,423 \rightarrow \bar{\gamma} = 0,859 \rightarrow \bar{\kappa} = 24,89 \Rightarrow M_{rb} = 8064,36 \text{ Kg.m.}$

$M_{rb} > M_{ex} = 2272,4 \text{ Kg.m} \Rightarrow \boxed{A' = 0}$

$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{2272,4}{0,859 \cdot 18 \cdot 2800} = 5,25 \text{ cm}^2$ on choisit 7T10 = 5,49 cm²



Vérification des contraintes:

en travée:

Equation du moment statique:

$\frac{1}{2} b x^2 - n A (h - x) = 0 \rightarrow \underline{x = 4,68 \text{ cm}}$

Equation du moment d'inertie:

$I = \frac{1}{2} b x^3 + n A (h - x)^2 \rightarrow \underline{I = 19736 \text{ cm}^4}$

$\sigma_b' = \frac{M}{I} \cdot x = \frac{2272,4 \cdot 100 \cdot 4,68}{19736,0} = 53,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) = \frac{15 \cdot 2272,4 \cdot 100 (18 - 4,68)}{19736,0} = 2300 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

A l'Appui:

$M_{ext} = 766,08 \text{ Kg.m}$, $M_{rb} = 8064,36 \text{ Kg.m} \rightarrow M_{rb} > M_{ext} \Rightarrow \boxed{A' = 0}$

$A = \frac{M}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}_a} = \frac{766,08 \cdot 100}{0,859 \cdot 18 \cdot 2800} = 1,77 \text{ cm}^2$ on choisit 3T10 = 2,35 cm²

Axe neutre:

$\frac{1}{2} b x^2 - n A (h - x) = 0 \rightarrow x = 3,23 \text{ cm.} \rightarrow I = 9374,8 \text{ cm}^4$

$\sigma_b' = \frac{M x}{I} = \frac{766,08 \cdot 100 \cdot 3,23}{9374} = 26,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) = \frac{15 \cdot 766,08 \cdot 100 (18 - 3,23)}{9374,8} = 1810,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Vérification de la fissuration :

à l'appui: $\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,35}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,58 \cdot 10^{-2}$

$$\sigma_1 = \frac{k_1 \tilde{w}_f}{\phi} = 1315,7 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \sigma_b}{\phi}} = 2885,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 2885,4 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

en travée :

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,49}{400} = 0,0137$$

$$\sigma_1 = 2892 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2885,4 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \quad \text{Vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité : (Art 52 CCBA68)

$$A \gg 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \Rightarrow 0,69 \cdot 100 \cdot 17 \frac{5,9}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2 < 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{donc vérifiée}$$

- Vérification de la flèche

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{cn}} \rightarrow \frac{A}{bh} = 0,00305 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,0102 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Armatures transversales :

Appuis C: $T_{\max} = 2911,6 \text{ kg} \rightarrow \tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot 3} = 1,72 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = 1,25 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \tau_{b \max} < \bar{\tau}_b \quad \text{donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z} ; \quad \begin{cases} A \bar{\sigma}_a = 2,35 \cdot 2800 = 6580 \text{ kg} \\ T + \frac{M}{z} = 2911,6 - \frac{766,08 \cdot 100}{16,924} = 1615 \text{ kg} \end{cases} \quad \text{donc vérifiée}$$

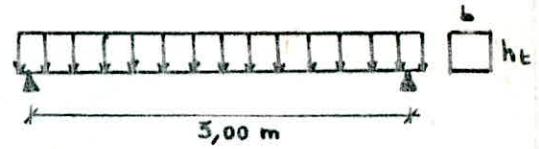
- Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{3} \rightarrow 1,37 < A_r < 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra $A_r = 4 \phi 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $t = 25 \text{ cm}$.

Calcul de la Poutre Palière

pour la poutre palière on a adopté une section rectangulaire $b \cdot h_t = 30 \cdot 35 \text{ cm}$ avec une charge $q = 4450,9 \text{ kg/ml}$ due au poids propre et aux réactions d'appuis



la poutre étant isostatique, on trouve $M_0 = 5007,25 \text{ kg.m}$ qui donne $M_t = 4256,2 \text{ kg.m}$ et $T = 6676,3 \text{ kg}$.

Ferraillage:

entravée: $M_t = 4256,2 \text{ kg.m}$, $M_{rb} = 7646,2 \text{ kg.m} > M_{ex} = 4256,2 \text{ kg.m}$

donc $A' = 0$ et $A = \frac{M_{ex}}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 5,53 \text{ cm}^2$, on prend 3T16 = 6,03 cm²

à l'appui: $M_{ap} = 1502,2 \text{ kg.m}$, $M_{rb} = 7646,2 \text{ kg.m} > M_{ex} = 1502,2 \text{ kg.m}$

donc $A' = 0$ et $A = \frac{M_{ex}}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,95 \text{ cm}^2$, on prend 3T10 = 2,35 cm²

Vérification des Contrainte:

1/ entravée:

l'axe neutre est à $x = 11,2 \text{ cm}$ d'où $I = 53181,57 \text{ cm}^4$

$\sigma'_b = \frac{M}{I} x = 89,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) = 2497 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$

2/ A l'Appui

l'axe neutre est à $x = 7,58 \text{ cm}$ d'où $I = 25376,05 \text{ cm}^4$

$\sigma'_b = 44,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2168,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$ donc vérifiée

Armatures transversales:

$T_{max} = 6676,3 \text{ kg} \rightarrow \bar{\tau}_b = 7,55 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 44,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 7,55 \text{ kg/cm}^2$

on utilise des armatures transversales droites.

calcul de A_t :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cn}$, $\rho_{at} = \text{Max} \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{3 \bar{\sigma}_b}, \frac{2}{3} \right) = 0,858$ pas de reprise de bétonnage.

donc $\bar{\sigma}_{at} = 2059 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{E} \leq \text{max} \begin{cases} t_1 = 0,2h \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a} \right) \end{cases} \rightarrow \bar{E} = 19 \text{ cm}$

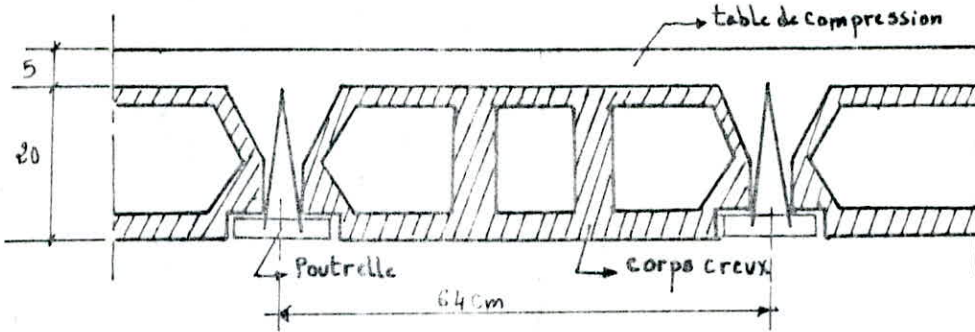
on choisit $A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot \bar{E} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 29,47 \cdot 2059}{6676,3} = 18,3 \text{ cm}$, on prendra $t = 15 \text{ cm} < \bar{E} = 19 \text{ cm}$.

Toutes les autres vérifications ont été faites, Elle sont satisfaites.

Poutrelles et table de compression

Le plancher étant à surcharges modérées, nous optons pour le plancher à corps creux (20+5)cm et poutrelles préfabriquées, ce type de plancher étant économique et léger.



Les poutrelles préfabriquées possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression, elle seront calculées sous (S.Pa): (G+1,2P). On a 2 étapes de calcul.

1^{ère} Etape: avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera, son poids propre, le corps creux et la surcharge.

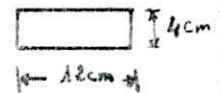
2^{ème} Etape: après coulage de la table de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis.

1^{ère} Etape de calcul:

schéma statique:



coupe A-A.



- charge supportée par la poutrelle:

- poids propre $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/m}$
- poids du corps creux $0,64 \cdot 255 = 164 \text{ (")}$
- surcharge d'expl $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ (")}$

$$q = G + 1,2P = 296 \text{ kg/ml.}$$

- Calcul des efforts (M) et (T):

- Moment en travée: $M_0 = 333 \text{ kg.m.}$
- Effort tranchant: $T_{\max} = 444 \text{ kg.}$

- Ferrailage:

on considère un enrobage de 2cm.

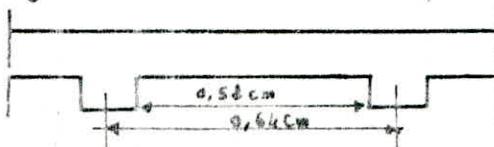
$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 3,716 \rightarrow K = 1,289$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{1,289} = 2172,12 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés sont nécessaires, cependant on ne peut pas placer ces armatures du fait que la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'exploit avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} Etape de calcul: calcul de la poutrelle en T

- détermination de la largeur de la table de compression: (b) (CCBA 68; Art 23.31)



$h_0 = 5 \text{ cm}$ épaisseur de la table de compression

$h_t = 25 \text{ cm}$

$h = 23 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

$l = 52 \text{ cm}$: distance entre les faces voisines de 2 nervures.

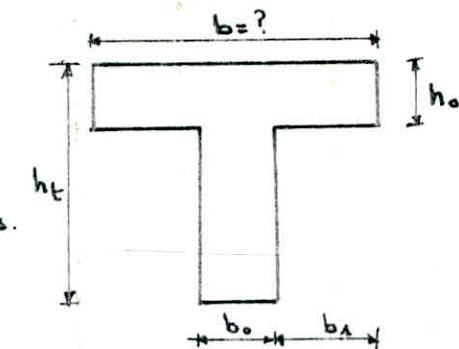
$L = 3,0 \text{ m}$: portée libre de la poutrelle. (entre nœuds)

Il faut que (b_x) vérifie les 3 conditions:

$$b_x \leq \frac{l}{2} = 26 \text{ cm}, \quad b_x \leq \frac{L}{10} = 30 \text{ cm}$$

$b_x \leq (6 \div 8) h_0$; on prendra $b_x = 26 \text{ cm}$.

d'où $b = 2b_x + b_0$



$$\rightarrow \boxed{b = 64 \text{ cm}}$$

Surcharge supportées par les poutrelles:

1) poutrelles plancher terrasse:

• Poids propre du plancher terrasse

$$G = 604 \text{ Kg/m}^2$$

• Surcharge

$$P = 100 \text{ (11)}$$

$$q = (G + 1,2P) 0,64 = 464 \text{ Kg/ml}$$

2) poutrelles plancher courant:

• Poids propre

$$G = 548 \text{ Kg/m}^2$$

• Surcharge

$$P = 200 \text{ (11)}$$

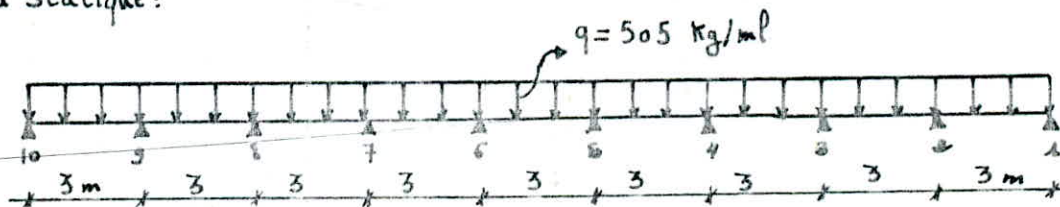
$$q = (G + 1,2P) = 505 \text{ Kg/ml}$$

N.B: on fera les calculs pour les poutrelles des planchers courants ($q = 505 \text{ Kg/ml}$) et on adoptera le même ferrailage pour les poutrelles du plancher terrasse

Méthode de Calcul:

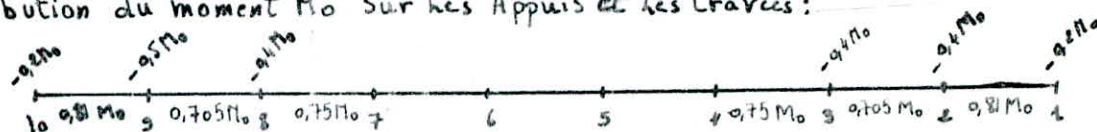
Les planchers sont à surcharges modérées ($P < 2G$), de plus les travées sont toutes égales et les éléments solidaires, ont une même section constante, aussi la fissuration est non préjudiciable, donc on applique la méthode forfaitaire du (CBA 68)

- schéma statique:



$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{505 \cdot (3)^2}{8} = 568,13 \text{ Kg.m}$$

- Distribution du moment M_0 sur les Appuis et les travées:



les moments max qui serviront aux calculs sont:

$$M_t = 0,81 M_0 = 460,2 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = -0,50 M_0 = 284,1 \text{ Kg.m}$$

$$\text{et } T_{\max} = \frac{qL}{2} + \frac{0,5 M_0 - 0,2 M_0}{l} \rightarrow \underline{T_{\max} = 814,31 \text{ Kg}}$$

Calcul des armatures:

- Armatures Longitudinales:

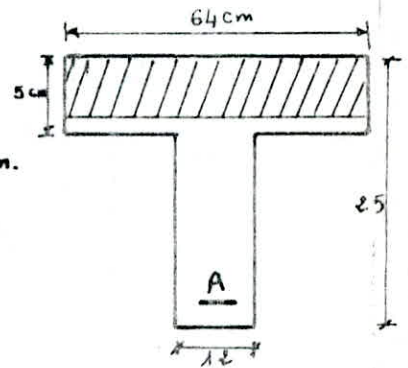
- a/ section entravée:

$$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, M_{ext} = 460,2 \text{ kg.m}$$

$$M_T = K_T b h_0^2 \text{ avec } K_T = \frac{\bar{\sigma}_a (h - h_0/3)}{2n(h-h_0)} \rightarrow K_T = 110,62$$

$$M_T = 1769,87 \text{ kg.m.}$$

$\Rightarrow M_T > M_{ext}$ donc l'AN tombe dans la table de compression, la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur $b = 64 \text{ cm}$.



$$M_{rb} = \bar{K} b h^2; \bar{K} = 24,89 \rightarrow M_{rb} = 8426,76 \text{ kg.m}$$

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

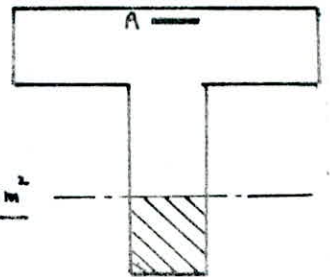
et $A = \frac{M_{ext}}{\bar{\sigma}_a} = 0,832 \text{ cm}^2$ on choisit 2T10 = 1,57 cm²

- b/ Section d'appui: $M_a = M_{ext} = 284,1 \text{ kg.m.}$

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 1580 \text{ kg.m}$$

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

et $A = \frac{M_{ext}}{\bar{\sigma}_a} = 0,513 \text{ cm}^2$ on choisit 1T10 = 0,78 cm²



Vérification des contraintes

- section entravée: calcul de la position de l'AN et de l'Inertie:

$$\left(\frac{b}{e}\right) x^2 - nA(h-x) = 0 \rightarrow x = 3,76 \text{ cm d'où } I = 9851,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b' = \frac{M}{I} x = 17,56 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b'; \quad \sigma_a = \frac{nM}{I} (h-x) = 2067,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- Section sur appui:

l'AN est à une distance $x = 5,79 \text{ cm}$ d'où $I = 4241,77 \text{ cm}^4$

$$\sigma_b' = \frac{M \cdot x}{I} = 38,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_a = \frac{nM}{I} (h-x) = 1729 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc les contraintes sont toutes vérifiées.

Vérification de la condition de non fragilité: (CCBA68, Art 52)

$$A \gg 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

en travée: $A = 1,57 \text{ cm}^2 \gg 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,27 \text{ cm}^2$ vérifiée

à l'appui: $A = 0,78 \text{ cm}^2 \gg 0,69 \cdot 64 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,43 \text{ cm}^2$ vérifiée

Vérification de l'Adhérence: $T_{max} = 814,31 \text{ kg}$.

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2; \quad \tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = 6,44 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } n=2 \text{ et } p=3,14 (\phi 10)$$

alors $\tau_d < \bar{\tau}_d$ donc l'adhérence des aciers au béton est suffisante.

Vérification de la flèche: (CCBA68, Art 58.4)

Si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps, il est alors inutile de vérifier la flèche, les conditions sont:

$$1) \frac{h_t}{l} \gg \frac{M_t}{15 M_0} \rightarrow \frac{h_t}{l} = \frac{25}{300} = 0,083 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{46020}{15 \cdot 56813} = 0,054 \text{ oui}$$

$$2) \frac{h_t}{l} \gg \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{h_t}{l} = 0,083 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ oui}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{36}{\sigma_{cn}} \rightarrow \frac{A}{b \cdot h} = 0,0057 < \frac{36}{4200} = 0,0086 \text{ oui}$$

donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche, car les conditions ci-dessus sont satisfaites

Vérification de la fissuration:

en travée:

(fissuration de la nervure): $A = 1,57 \text{ cm}^2$, $\phi = 10$, $\eta = 1,6$, $K = 1,5 \cdot 10^6$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{4 \cdot 12} = 0,033$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 5955 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 ; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ bon.}$$

A l'appui:

(fissuration de la table): $A = 0,78 \text{ cm}^2$, $\phi = 10$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{0,78}{4 \cdot 12} = 0,0163$$

$$\sigma_1 = 3364 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 3364 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ bon.}$$

Armatures transversales:

$$\xi_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{814,31}{12 \cdot 78 \cdot 23} = 3,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a: } \sigma'_b = 38,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\xi}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \xi_b = 3,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\xi}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte admissible de traction de traction des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (avec reprise de bétonnage)}$$

Espacement admissible

$$t < \bar{E} = \max \left\{ t_1 = 0,2h = 4,6 \text{ cm.} \right. \\ \left. t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\xi_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 19,06 \text{ cm} \Rightarrow \bar{E} = 19 \text{ cm} \right.$$

$$\text{on choisit un étrier } \phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{2} = 22 \text{ cm} > \bar{E} = 19 \text{ cm.}$$

donc on prend $t = 15 \text{ cm}$, le premier cours d'armatures est à $\frac{t}{2} = 7,5 \text{ cm}$.

Ferraillage de la table de compression (CCBA68 - Art 58)

La table de compression sera armée par un treillis soudé en $\phi 6$, cependant les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser les 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures, et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

on adoptera un treillis soudé de $20 \times 20 \text{ cm}$ en $\phi 6 \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$

on vérifie que:

$$1. \quad 50 < l_n < 80 \text{ cm} \quad l_n = 64 \text{ cm} \text{ donc vérifié}$$

$$2. \quad A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{43}{\sigma_{cn}} l_n = \frac{43 \cdot 64}{5300} = 0,52 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$3. \quad A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Étude au séisme

Introduction

Le séisme par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la pesanteur, ces accélérations résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Recommandations pour la conception des bâtiments dans les zones sismiques:

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, et le rapport hauteur/largeur.
- Éviter les ensembles mal équilibrés ou mal liés.
- prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol.
- éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armature.
- prévoir autour des ouvertures des encadrements armés et liés à l'ossature.
- assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements de tous les sens.

Règlement utilisé:

Nous allons faire l'étude au séisme avec les Règles (RPA 81), afin que notre étude soit basée sur les observations et l'analyse déjà faites par les experts qui ont élaboré le (RPA 81)

Principe de calcul:

Méthode statique:

Le calcul sera fait en substituant aux effets dynamiques réels qui se développent dans la construction, des sollicitations statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes au mouvement du sol seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales qui sont dans un cas générale les axes principaux d'inertie du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute fois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême, c'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la structure: - ductilité suffisante
- capacité de dissiper l'énergie induite par le m^{VE} du sol

Pour calculer l'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des axes principaux on utilise la formule du (RPA 81 - Art 3.31):

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

- avec:
- A: coefficient d'accélération des zones.
 - B: facteur de comportement de la structure.
 - D: facteur d'amplification dynamique moyen.
 - Q: facteur de qualité.
 - W: représente la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages, des revêtements et le poids des équipements fixes)

remarque:

Le poids des équipements fixes est estimé à 20% des surcharges.

Calcul des rigidités

Le calcul des efforts sous les charges horizontales sera fait par la méthode de MUTO

Principe de la méthode

La méthode de MUTO permet en plus du calcul de rigidités, le calcul des contraintes dans les différents éléments d'une structure composée de portique et sollicitée par des forces horizontales.

en premier lieu l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique sera distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique proportionnellement à leur rigidité corrigée, et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux, on déduit les contraintes dans les poteaux et dans les poutres.

Condition d'application

- cette méthode est applicable pour les bâtiments à étage rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques autostables reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (vent) ou triangulaire (Séisme)
- il faut que la raideur (I/p) des poutres ne soit pas trop faible devant celle des poteaux (I/h) on doit avoir $K \geq 0,2$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- les raideurs (I/p) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0,5 et 2)
- la raideur (I/h) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (entre 0,5 et 2)
- les poteaux tel que ($K < 0,2$) doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

Resumé de la méthode de MUTO:

calcul de la rigidité de niveau: R_j

on appelle rigidité de niveau (R_j), la résistance du portique pour laquelle l'effort tranchant de niveau T_j (somme des forces agissant sur un portique au dessus du niveau j) produit un déplacement relatif égale à l'unité.

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

Soient: $t_j^{(i)}$: l'effort tranchant de niveau (j) revenant au poteau (i)
 $r_j^{(i)}$: rigidité d'un poteau (i) du niveau (j)

$$t_j^{(i)} = \frac{T_j}{\delta_j}, \text{ or } T_j = \sum_{i=1}^n t_j^{(i)} = R_j \cdot \delta_j \Rightarrow R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)}$$

calcul de $r_j^{(i)}$:

$$r_j^{(i)} = 12 \frac{E}{h_j^3} a_j \cdot k_j^{(i)}$$

$$\text{avec } E = 21000 \sqrt{\sigma_j^2} = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 378000 \text{ Kg/cm}^2$$

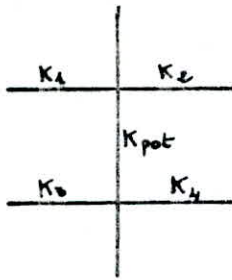
a_j = Coef de correction qui tient compte de la position du poteau et de sa liaison avec les poutres.

$k_j^{(i)}$ = rigidité linéaire du poteau (i) au niveau (j).

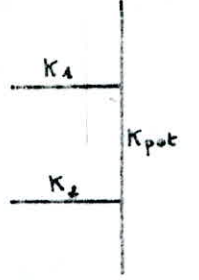
calcul de Q_j :

a/ étage courant:

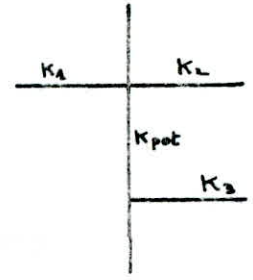
$$Q_j = \frac{\bar{K}}{e + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{e + K_{pot}}$$



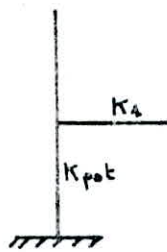
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{e + K_{pot}}$$



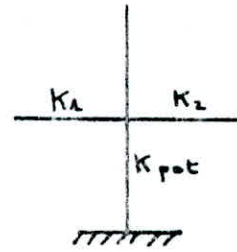
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{e + K_{pot}}$$

b/ R.D.C.:

$$Q_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{e + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

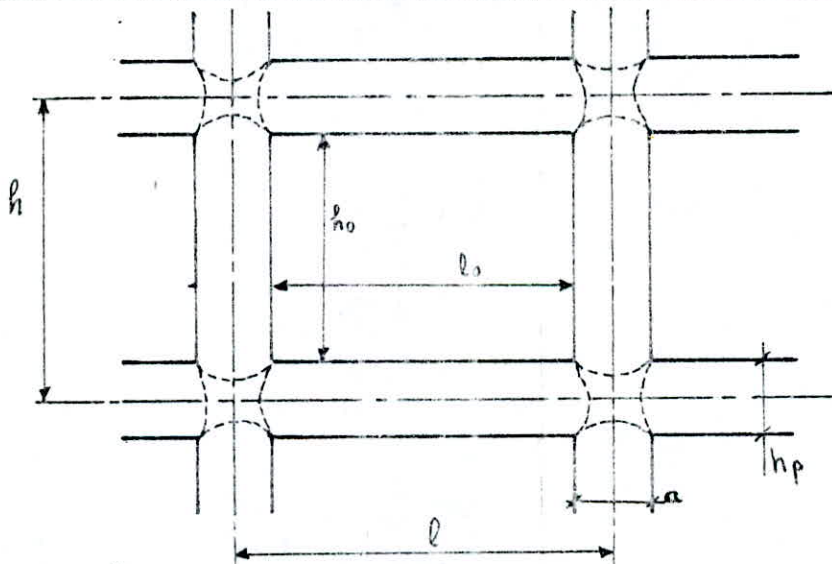


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

où K_i : étant la rigidité linéaire de la poutre (i), K_{pot} : rigidité linéaire du poteau.

avec $K_{poutre} = \frac{I}{l}$; $K_{pot} = \frac{I}{h}$

Longeurs des poutres et hauteurs des poteaux à considérer:



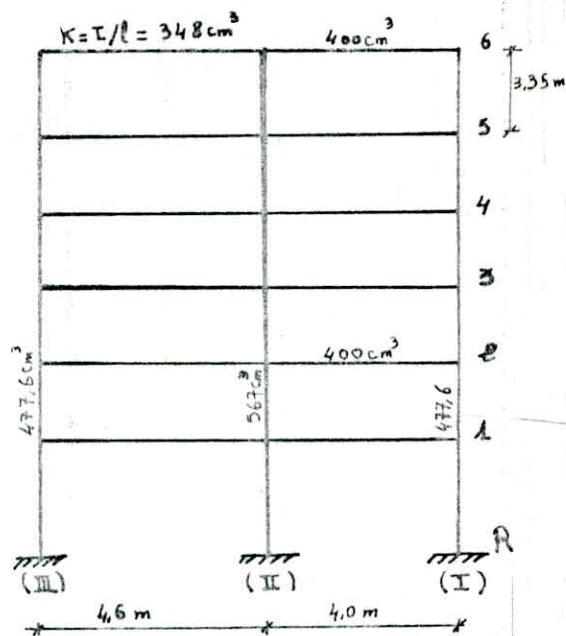
$$l = \min \left\{ \begin{array}{l} l_0 + \frac{h_p}{2} \\ l_0 + a \end{array} \right.$$

$$h = \min \left\{ \begin{array}{l} h_0 + \frac{a}{2} \\ h_0 + h_p \end{array} \right.$$

I. Portiques transversaux:

- Portique (1):

Niv	Pot	\bar{K}	α_j	$K_p = \frac{I}{h}$	$\alpha_j \cdot K_p$	$D_j = \sum \alpha_j K_p$	$R_j = \frac{12 E D_j}{h^3}$
5 ^{cm} 4 3 2 1	I	0,84	0,30	477,6	143,3	499,09	20172,62
	II	1,32	0,40	567	226,9		
	III	0,73	0,27	477,6	128,9		
RDC	I	0,84	0,47	477,6	224,5	751,34	30368,26
	II	1,32	0,55	567	311,9		
	III	0,73	0,45	477,6	214,9		



avec: $I_{Pot(I,III)} = 160000 \text{ cm}^4$; $I_{Pot} = 160000 \text{ cm}^4$; $I_{Pot(II)} = 190000 \text{ cm}^4$

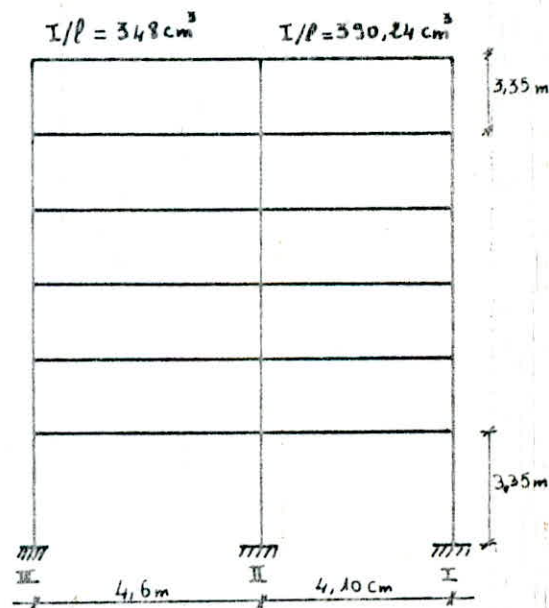
et les dimensions: poutre = $30 \cdot 40 \text{ cm}^2$ — poteau a.b = $30 \cdot 40 \text{ cm}^2$; R_j en (kg/cm)

- Portiques (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8):

$I_{Pot(I,III)} = 160000 \text{ cm}^4$, $I_{Pot(II)} = 90000 \text{ cm}^4$, $I_{poutre} = 160000 \text{ cm}^4$

- Poutre = $30 \cdot 40 \text{ cm}^2$ — Poteau a.b = $30 \cdot 40 \text{ cm}^2$

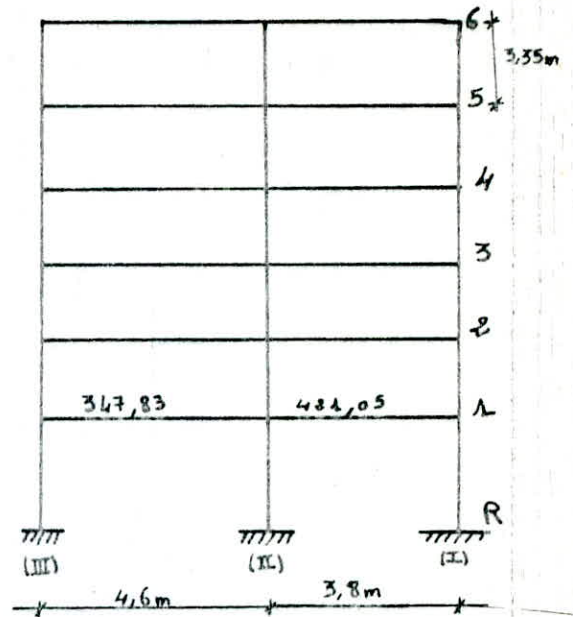
Niv	Pot	\bar{K}	α_j	K_p	$\alpha_j \cdot K_p$	$D_j = \sum \alpha_j K_p$	R_j (kg/cm)
5 ^{cm} 4 3 2 1	I	0,82	0,29	477,6	138,5	423,3	17108,47
	II	2,75	0,58	268,66	155,8		
	III	0,73	0,27	477,6	128,9		
RDC	I	0,82	0,47	477,6	224,5	622,1	25144,13
	II	2,75	0,68	268,66	182,7		
	III	0,73	0,45	477,6	214,9		



Portiques (9, 10)

$I_{Pot(I, III)} = 160000 \text{ cm}^4$, $I_{Pot II} = 945000 \text{ cm}^4$, $I_{Pout} = 160000 \text{ cm}^4$

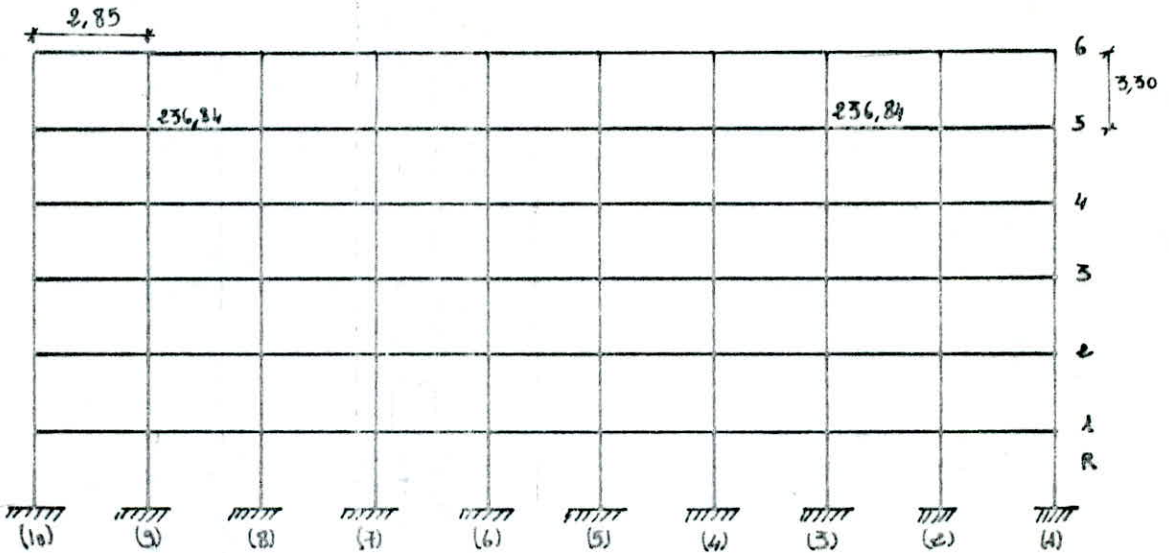
Niv	Pot	\bar{K}	α_j	K_p	$\alpha_j \cdot K_p$	$D_j = \sum \alpha_j K_p$	$R_j \text{ (kg/d)}$
5 ^{eme} 4 3 2 1	I	0,91	0,31	463,8	143,8	597,68	22777,37
	II	0,28	0,12	2739,1	328,7		
	III	0,75	0,27	463,8	125,2		
RDC	I	0,91	0,48	463,8	222,6	1362,61	51928,58
	II	0,28	0,34	2739,1	931,3		
	III	0,75	0,45	463,8	208,7		



II. Portiques Longitudinal

- Portique (I) et (III)

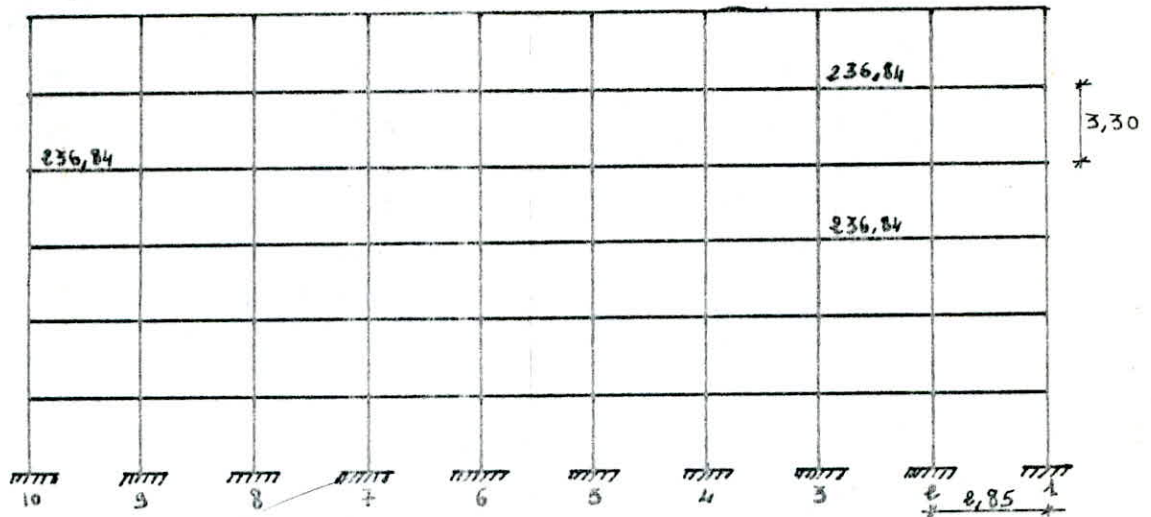
$I_{Pot} = 90000 \text{ cm}^4$; $I_{Poutre} = 67500 \text{ cm}^4$



Niv	Pot	\bar{K}	α_j	K_p	$\alpha_j \cdot K_p$	$D_j = \sum \alpha_j K_p$	$R_j = \frac{12 D_j \cdot E}{h_j^3} \text{ (kg/cm)}$
5 ^{eme} 4 3 2 1	1	0,87	0,303	272,73	82,64	1179,84	49143,75
	2 ÷ 9	1,74	0,465	272,73	126,82		
	10	0,87	0,303	272,73	82,64		
RDC	1	0,87	0,478	272,73	130,36	1567,6	65295,07
	2 ÷ 9	1,74	0,599	272,73	163,36		
	10	0,87	0,478	272,73	130,36		

Portique II:

$I_{\text{pout}} = 90000 \text{ cm}^4$; $I_{\text{Pot 1}} = 90000 \text{ cm}^4$; $I_{\text{Pot 2+7}} = 160000 \text{ cm}^4$; $I_{\text{P8}} = 190000$, $I_{\text{P9,10}} = 135000 \text{ cm}^4$
 Potcau 9 et 10 = $30 \cdot 60 \text{ cm}^2$



NIV	Pot	K	α_j	K_p	$\alpha_j \cdot K_p$	$D_j = \sum \alpha_j K_p$	$R_j = \frac{12 D_j \cdot E}{h_j^3} (\text{kg/cm})$
5 ^{ème}	1	0,87	0,303	272,73	82,64	1451,74	60469,08
	2	0,98	0,328	484,85	159,03		
	3+7	0,98	0,328	484,85	159,03		
	8	0,82	0,300	575,76	172,73		
	9	1,16	0,367	409,1	150,14		
	10	0,58	0,225	409,1	92,05		
RDC	1	0,87	0,477	272,73	130,1	2228,21	92811,33
	2	0,98	0,495	484,85	240,48		
	3+7	0,98	0,495	484,85	240,48		
	8	0,82	0,468	575,76	263,45		
	9	1,16	0,525	409,1	214,78		
	10	0,58	0,418	409,1	171		

Calcul des rigidités Relatives d'étage:

1- rigidité relative Longitudinale d'étage:

$$R_j^l = \sum R_j^l \longrightarrow R_j^l = \begin{cases} \text{niveau 5,4,3,2,1}^{\text{er}} \longrightarrow R_{jx} = 158756,58 \text{ kg/cm} \\ \text{niveau RDC} \longrightarrow R_{jx} = 223401,53 \text{ kg/cm} \end{cases}$$

2- rigidité relative transversale d'étage:

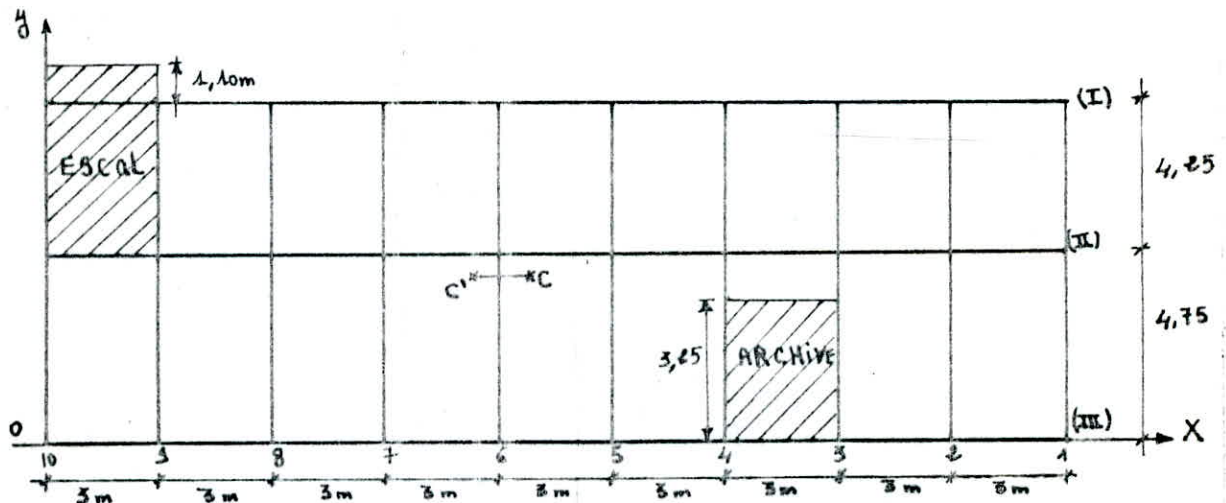
$$R_j^t = \sum R_j^t \longrightarrow R_j^t = \begin{cases} \text{niveau 5,4,3,2,1}^{\text{er}} \longrightarrow R_{jy} = 185486,65 \text{ kg/cm} \\ \text{niveau RDC} \longrightarrow R_{jy} = 310234,33 \text{ kg/cm} \end{cases}$$

Détermination du centre de Torsion et du Centre de masse

a/ centre de masse. G :

pour notre construction, la masse n'est pas répartie uniformément sur la surface, pour cela, les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_c = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad ; \quad Y_c = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$



Les résultats sont donnée sous forme de Tableau :

NIV	5	4	3	2	1	RDC
X_G (m)	12,98	12,98	12,98	12,98	12,98	12,98
Y_G (m)	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58	4,58

- Calcul du centre de torsion (C_j) à l'étage j :

par rapport au repère (xoy) : les coordonnées du centre de torsion de l'étage (j) seront données par la formule du barycentre.

$$X_{C_j} = \frac{\sum_{l=1}^{L} R_{jy}^{(l)} \cdot X_j^{(l)}}{R_{jy}^{(l)}} \quad ; \quad Y_{C_j} = \frac{\sum_{t=1}^{T} R_{jx}^{(t)} \cdot Y_j^{(t)}}{R_{jx}^{(t)}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_{jy}^{(l)} = \sum_{t=1}^{T} R_{jy}^{(lt)} \\ R_{jx}^{(t)} = \sum_{l=1}^{L} R_{jx}^{(lt)} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} l: \text{sens long} \\ t: \text{sens trans} \end{array}$$

Étage courant:

$$X_G = \frac{2017,26 \cdot 27 + 1110,85 \cdot (24 + 21 + 18 + 15 + 12 + 9 + 6) + 2277,74 \cdot (3+0)}{28548,67} \rightarrow X_{C_j} = 12,99 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{4914,38 \cdot (0+9) + 6046,91 \cdot 4,75}{4914,38 \cdot 9 + 6046,91} \rightarrow Y_{C_j} = 4,59 \text{ m}$$

Tous les coordonnées du centre de Torsion sont données sous forme de tableaux:

NIV	5 ^{étage}	4	3	2	1 ^{er}	RDC
X_{C_j} (m)	12,99	12,99	12,99	12,99	12,99	11,66
Y_{C_j} (m)	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,60

calcul des excentricité entre CDM et CDT : (C et G)

NIV	X _G	X _C	e _x = X _G - X _C	Y _G	Y _C	e _y = Y _G - Y _C
5 ^{ème} (1 ^{er})	12,98	12,99	0,01	4,58	4,59	0,01
RDC	12,98	11,66	1,32	4,58	4,603	0,023

D'après le (RPA 84) on a à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes.

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau .

excentricité théorique : $5\% l_x = 5 \cdot \frac{l_x}{100} = 5 \cdot \frac{27}{100} = 1,35m$

donc pour tous les niveaux, les excentricités sont :

$$e_x = e_y = 1,35m$$

calcul des coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion :

- portiques transversaux :

NIV	Port	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	5 ^{ème} (1 ^{er})	X	14,01	11,01	8,01	5,01	2,01	-0,99	-3,99	-6,99	-9,99
RDC	(m)	15,34	12,34	9,34	6,34	3,34	0,34	-2,66	-5,66	-8,66	-11,66

- portiques Longitudinaux

NIV	Port	I	II	III
	5 ^{ème} (1 ^{er})	y	4,41	0,16
RDC	(m)	4,397	0,147	-4,603

calcul de la rigidité à la torsion R_{j0} :

La rigidité à la torsion de l'étage (j) est donnée par la formule suivante:

$$R_{j0} = \sum_{i=1}^{t-1} R_{iy}^t [X_j^t]^2 + \sum_{l=1}^{t-m} R_{lx}^l [Y_j^l]^2$$

où x_j et y_j sont les coordonnées des portiques par rapport au repère (Cxy)
voir tableau ci-dessus.

les rigidités à la torsion sont données ci-dessous :

NIV	5 ^{ème} , 4, 3, 2, 1 ^{er}	RDC
R _{j0} (t.m)	1686466, 601 (t.m)	2904816, 867 (t.m)

CALCUL SISMIQUE

L'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des axes principaux de la structure est donné par la formule suivante:

$$V = (ABDQ)W$$

avec V: l'effort tranchant à la base de la structure.

1- Coefficient d'accélération de la zone: A

Il dépend du groupe d'usage et de la zone sismique.

$$0,05g \leq A \leq 0,35g \rightarrow \begin{cases} \text{groupe d'usage I} \\ \text{zone sismique II} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15g \quad (\text{tableau 1 - RPA 81})$$

2- facteur de comportement de la structure: B

Il est fonction du type de la structure et de la nature du contreventement. on a un contreventement par portiques autostables donc d'après (tableau 1 - RPA 81) on a:

$$B = 0,25$$

3- facteur de qualité: Q

donné par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec } 1 \leq Q \leq 1,6$$

P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

P_1 : critère des files porteuses

P_2 : critère de surabondance en plan

P_3 : critère de symétrie en plan

P_4 : critère de régularité en élévation

P_5 : critère de contrôle de la qualité des matériaux

P_6 : critère de contrôle de la qualité de construction

Pénalités	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	
Sens transversal	0,1	0	0	0,1	0,1	0,1	$\Rightarrow Q_t = 1,4$
Sens longitudinal	0	0,1	0	0,1	0,1	0,1	$\Rightarrow Q_l = 1,4$

4- Poids de la structure soumis à l'action sismique: W

la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes

- Niveau terrasse: ($G_{II} = 254,892t$; $P_{II} = 24,840t$) $\Rightarrow W_{II} = 261,102t$

- Niveau V, VI, III, II: $\rightarrow W = 311,854t$

- Niveau I: $\rightarrow W_I = 302,376t$

donc le poids total de la structure $W_T = 1810,894t$

5- facteur d'amplification dynamique moyen: D $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$

Il dépend du type du sol et de la période du bâtiment.

on a une ossature autostable capable de reprendre à 100% les forces horizontales la période et donné par

- méthodes de RAYLEIGH.

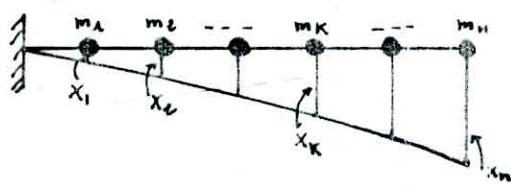
- méthode de M^r STODOLA.

- méthode de M^r HOLZER.

pour le calcul dynamique des périodes propres d'oscillation, on a opter pour la méthode de M^{re} RAYLEIGH.
 après on doit évaluer les forces d'inertie du système statique équivalent et les distribuer entre les éléments de l'ossature.

Exposé de La méthode de RAYLEIGH

Cette méthode nous permis de calculer la période relative au 1^{er} mode fondamental, on calculera le coef d'équivalence (E), si ce dernier est supérieure à 80% il sera inutile de passer aux autres modes, le premier mode étant prépondérant.



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

La structure étant supposée retourné à 90° dans le champs de pesanteur.

Modélisation:

les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher, reliées entre elles par des ressorts qui représente les poteaux (éléments verticaux)
 L'encastrement de la consol est pris au niveau du sol (RDC).

Force sismique de calcul

La force total sismique pour le mode I est donnée par:

$$F_I = \frac{(\sum m_{kI} \cdot X_{kI})^2}{(\sum m_{kI} \cdot X_{kI}^2)} \text{ ABDQ}$$

A, B, D, Q Cités précédement.



détermination des déplacements absolus X_k:

$$T_k = \frac{1}{R_k} \sum_{k=1}^n m_k, \quad \Delta_k = T_k / R_k, \quad X_k = \sum \Delta_k$$

Sens transversal

NIV	m _k	T _k	R _k	Δ _k	X _k
VI	261,1	261,102	195280 ^h	1,41	29,63
V	311,854	572,96	"	3,09	28,28
IV	311,854	884,31	"	4,77	25,19
III	311,854	1196,66	"	6,45	20,42
II	311,854	1508,52	"	8,13	13,97
I	302,376	1810,89	21023 ^h	5,81	5,81

$$\sum m_k X_k^2 = 878661,05$$

$$\sum m_k X_k = 36917,49$$

d'où $T_E = 0,978$ seconde

Sens longitudinal

NIV	m _k	T _k	R _k	Δ _k	X _k
VI	261,102	261,102	158750 ^h	1,64	35,97
V	311,854	572,96	"	3,61	34,33
IV	311,854	884,31	"	5,57	30,72
III	311,854	1196,66	"	7,54	25,15
II	311,854	1508,52	"	9,50	17,61
I	302,376	1810,89	12300 ^h	8,11	8,11

$$\sum m_k X_k^2 = 1313514,27$$

$$\sum m_k X_k = 45465,09$$

d'où $T_E = 1,077$ seconde

Coefficient d'équivalence E

$$E = \frac{(\sum m_K X_K)^2}{\sum m_K (\sum m_K X_K^2)}$$

Sens transversal:

$$E_t = 85,64\% > 80\%$$

Sens Longitudinal:

$$E_l = 86,9\% > 80\%$$

Le premier mode est prépondérant, l'étude sera faite pour le 1^{er} mode seulement

Force Sismique de calcul

la force sismique totale $F_I = ABDQ \frac{(\sum m_K X_K)^2}{\sum m_K X_K^2}$

au niveau (K) la force sismique sera donnée par :

$$F_K = F_I \cdot \frac{m_K X_K}{\sum m_K X_K}$$

$$F_K = \frac{\sum m_K X_K}{\sum m_K X_K^2} \cdot ABDQ \cdot \frac{m_K X_K}{\sum m_K X_K} = ABDQ \cdot E \cdot \sum m_K \cdot \frac{m_K X_K}{\sum m_K X_K}$$

ou encore $F_K = H \cdot m_K X_K$ avec $H = ABDQE \cdot \frac{\sum m_K}{\sum m_K X_K}$

Sens transversal

$$A = 0,15, B = 0,25, Q = 1,4, E_t = 0,856, \sum m_K = 1810,89t, \sum m_K X_K = 36917,49, D_t = 1,43$$

d'où $H_t = 0,00315$

Sens longitudinal

$$A = 0,15, B = 0,25, Q = 1,4, E_l = 0,869, \sum m_K = 1810,89t, \sum m_K X_K = 45465,09, D_l = 1,36$$

d'où $H_l = 0,00247$

Sens transversal	
$F_{Kx} (t)$	$Z_{Kx} (t)$
24,44	24,44
27,80	52,24
24,71	76,95
20,07	97,02
13,73	110,75
5,56	116,31

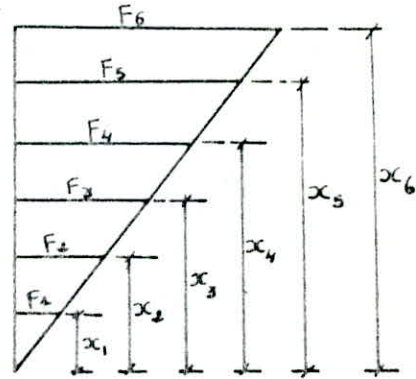
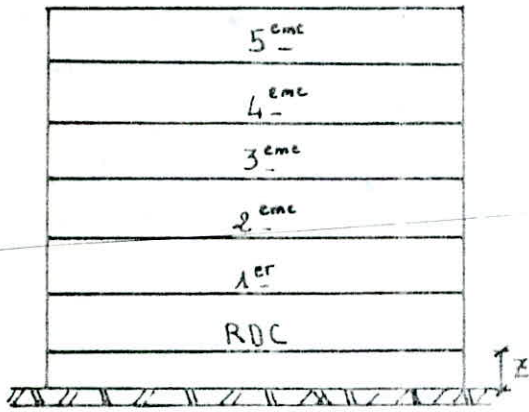
Sens Longitudinal	
$F_{Ky} (t)$	$Z_{Ky} (t)$
23,21	23,21
26,46	49,67
23,68	73,35
19,38	92,73
13,57	106,3t
6,06	112,36

avec Z_K l'effort tranchant dans chaque niveau.

VERIFICATION au renversement.

une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement, à cet effet une vérification au renversement est nécessaire pour qu'il n'y ait pas de renversement du bâtiment il faut que

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} > 1,5$$



* moment de renversement = M^{mt} extérieur en console (base) + effort tranchant (base) $\times Z$
 moment en console (base) = $\sum F_i x_i$; effort tranchant = $H = \sum F_i$

* moment résistant = $(\sum W_i - \sum W_i \sigma_H) b$
 avec $\sigma_H = ABDQ$ coeff^t sismique déjà calculés , $b = L/e$

1/ Vérification au renversement dans le sens transversal

$$b = \frac{L}{e} = \frac{9,40}{2} = 4,70 \text{ m} , H = \sum F_i = 116,31 \text{ t}$$

$$\sigma_H = ABDQ = 0,08 , Z = 2,55 \text{ m}$$

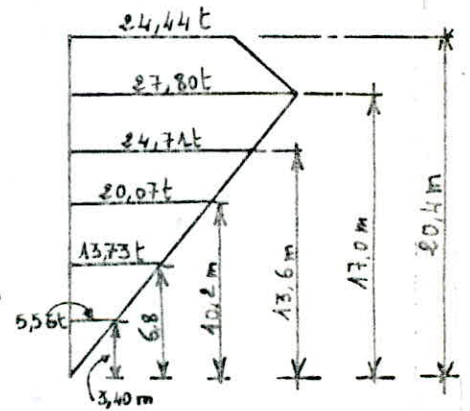
$$\sum F_i x_i = 1624,214 \text{ t.m}$$

$$H \cdot Z = 296,59 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{renv} = 1920,8 \text{ t.m}$$

$$\sum W = W_T = 1810,89 \text{ t} \text{ déjà trouvé} \rightarrow M_{res} = 7872,2 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{résistant}}{M_{renversement}} = \frac{7872,21}{1920,80} = 4,10 > 1,5 \text{ Vérifiée}$$



2/ Vérification au renversement dans le sens longitudinal

$$b = \frac{L}{e} = \frac{27,30}{2} = 13,65 \text{ m} , H = 112,36 \text{ t}$$

$$\sigma_H = 0,0714 , Z = 2,55 \text{ m}$$

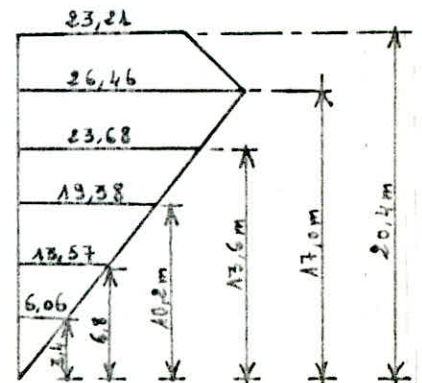
$$\sum F_i x_i = 1555,91 \text{ t.m}$$

$$H \cdot Z = 286,52 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{renv} = 1842,4 \text{ t.m}$$

$$M_{resist} = (\sum W_i - \sum W_i \sigma_H) b = 22953,74 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{22953,74}{1842,4} = 12,46 \gg 1,5 \text{ Vérifiée}$$



donc notre bâtiment ne risque pas de se renverser.

effort tranchant T_j revenant à chaque portique

L'effort tranchant d'étage (\mathcal{E}_j) s'applique au centre de l'étage (j), comme on a rotation du plancher autour du centre de torsion (C), \mathcal{E}_j appliqué en "G" est équivalent à \mathcal{E}_j en "C", plus un moment de torsion \mathcal{M}_j avec

$$\boxed{\mathcal{M}_j = \mathcal{E}_j \cdot e} \quad \rightarrow \text{"e" étant l'excentricité.}$$

* dans les portiques longitudinaux on aura un effort tranchant de niveau (j) sous l'action de \mathcal{E}_{jx}^l qui sera.

$$\boxed{T_{dx}^{(l)} = \mathcal{E}_{dx}^l \frac{R_{jx}^l}{R_{jx}^l} + \mathcal{E}_{dx}^l \frac{R_{jx}^l \cdot y_j^l}{R_{j\theta}^l} e_y}$$

le premier terme dû à la translation et le second dû à la rotation

$$R_{j\theta}^l = \text{rigidité à la torsion de l'étage } j$$

* de même pour les portiques transversaux on aura

$$\boxed{T_{dy}^{(t)} = \mathcal{E}_{dy}^t \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}^t} + \mathcal{E}_{dy}^t \frac{R_{jy}^t \cdot x_i^t}{R_{j\theta}^t} e_x}$$

effort tranchant revenant à chaque poteau.

les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement, donc si on a (n) poteaux par niveau on aura.

$$\delta_j^1 = \delta_j^2 = \dots = \delta_j^i = \dots = \delta_j^n$$

$$\text{donc } \frac{t_j^1}{r_j^{(1)}} = \dots = \frac{t_j^i}{r_j^i} = \dots = \frac{t_j^n}{r_j^n}$$

t_j^i = part de l'effort tranchant revenant au poteau (i) du niveau (j)

r_j^i = rigidité corrigée du poteau (i) du niveau j

$$\text{on a } \boxed{t_j^i = \frac{r_j^i}{R_j} \cdot T_j}$$

$$\text{avec } \left| \begin{aligned} R_j &= \sum_{i=1}^n r_j^i \\ r_j^i &= \frac{12E}{h_j^3} a_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)} \end{aligned} \right.$$

$$\text{d'où } R_j = \frac{12E}{h_j^3} \sum_{i=1}^n a_j^i \cdot K_{Pj}^i$$

et on a $D = \sum a_j^i \cdot K_{Pj}^i$ d'où on trouve la relation

$$\boxed{t_j^i = \frac{r_j^i}{R_j} T_j = \frac{a_j^{(i)} \cdot K_{Pj}^{(i)}}{D_j} T_j}$$

Distribution des efforts de niveaux sur les portiques
1- portiques longitudinaux

Port	Niv	$R_{j_x} (t/m)$	$Q_{j_x} (t/m)$	$R_{j_0} (t/m)$	$\zeta_{j_x} (t)$	$y_j (m)$	$T_{j_x} (t)$
I	VI	4914,37	15875,6	1686466,6	23,21	4,41	7,60
	V	"	"	"	49,67	"	16,25
	IV	"	"	"	73,35	"	24
	III	"	"	"	92,73	"	30,35
	II	"	"	"	106,30	"	34,79
	I	6529,51	22340,15	2904816,8	112,36	4,397	36,77
II	VI	6046,91	15875,66	1686466,6	23,21	0,16	8,86
	V	"	"	"	49,67	"	18,96
	IV	"	"	"	73,35	"	28,00
	III	"	"	"	92,73	"	35,39
	II	"	"	"	106,30	"	40,57
	I	9281,14	22340,15	2904816,8	112,36	0,147	46,75
III	VI	"	"	"	23,21	-4,59	6,77
	V	"	"	"	49,67	"	14,48
	IV	"	"	"	73,35	"	21,38
	III	"	"	"	92,73	"	27,03
	II	"	"	"	106,30	"	31,00
	I	6529,51	22340,15	2904816,8	112,36	-4,603	31,27

2- Portiques transversaux

Port	Niv	$R_{j_y} (t/m)$	$Q_{j_y} (t/m)$	$R_{j_0} (t/m)$	$\zeta_{j_y} (t)$	$x_j (m)$	$T_{j_y} (t)$
1	VI	2017,26	18548,66	1686466,6	24,44	14,01	3,21
	V	"	"	"	52,24	"	6,86
	IV	"	"	"	76,95	"	10,11
	III	"	"	"	97,02	"	12,75
	II	"	"	"	110,75	"	14,55
	I	3036,83	34023,43	2904816,8	116,31	15,34	13,90
2	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	11,01	2,62
	V	"	"	"	52,24	"	5,61
	IV	"	"	"	76,95	"	8,26
	III	"	"	"	97,02	"	10,41
	II	"	"	"	110,75	"	11,89
	I	2514,41	34023,43	2904816,8	116,31	12,34	11,10

Portiques transversaux (suite)

port	Niv	R _{jy} (t/m)	Q _{jy} (t/m)	Q _{j0} (t.m)	Σjy (t)	X _j (m)	T _{jy} (t)
3	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	8,01	2,52
	V	"	"	"	52,24	"	5,39
	IV	"	"	"	76,95	"	7,94
	III	"	"	"	97,02	"	10,01
	II	"	"	"	110,75	"	11,43
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	9,34	10,70
4	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	5,01	2,12
	V	"	"	"	52,24	"	5,18
	IV	"	"	"	76,95	"	7,63
	III	"	"	"	97,02	"	9,61
	II	"	"	"	110,75	"	10,97
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	6,34	10,29
5	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	2,01	2,31
	V	"	"	"	52,24	"	4,96
	IV	"	"	"	76,95	"	7,31
	III	"	"	"	97,02	"	9,22
	II	"	"	"	110,75	"	10,52
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	3,34	9,88
6	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	-0,99	2,22
	V	"	"	"	52,24	"	4,75
	IV	"	"	"	76,95	"	6,99
	III	"	"	"	97,02	"	8,82
	II	"	"	"	110,75	"	10,06
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	+0,34	9,47
7	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	-3,99	2,21
	V	"	"	"	52,24	"	4,53
	IV	"	"	"	76,95	"	6,68
	III	"	"	"	97,02	"	8,42
	II	"	"	"	110,75	"	9,61
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	-2,66	9,07
8	VI	1710,85	18548,66	1686466,6	24,44	-6,99	2,02
	V	"	"	"	52,24	"	4,32
	IV	"	"	"	76,95	"	6,36
	III	"	"	"	97,02	"	8,02
	II	"	"	"	110,75	"	9,15
	I	2514,41	31023,43	2904816,87	116,31	-5,66	8,66
9	VI	2277,74	18548,66	1686466,6	24,44	-9,99	2,56
	V	"	"	"	52,24	"	5,46
	IV	"	"	"	76,95	"	8,05
	III	"	"	"	97,02	"	10,15
	II	"	"	"	110,75	"	11,58
	I	5192,86	31023,43	2904816,87	116,31	-8,66	17,04

Distribution des efforts de portiques transversaux sur les poteaux.

Niv	POT	Portique 1			Portique 3			Portique 9		
		$\frac{a_{j, KP}}{\sum a_{j, KP}}$	$T_{jy} (t)$	$E_{jy} (t)$	$\frac{a_{j, KP}}{\sum a_{j, KP}}$	$T_{jy} (t)$	$E_{jy} (t)$	$\frac{a_{j, KP}}{\sum a_{j, KP}}$	$T_{jy} (t)$	$E_{jy} (t)$
VII	III	0,287	3,21	0,92	0,327	2,52	0,82	0,241	2,56	0,62
	II	0,455	"	1,16	0,368	"	0,93	0,550	"	1,41
	I	0,258	"	0,83	0,305	"	0,77	0,210	"	0,54
V	III	0,287	6,86	1,97	0,327	5,39	1,76	0,241	5,46	1,32
	II	0,455	"	3,12	0,368	"	1,98	0,550	"	3,00
	I	0,258	"	1,77	0,305	"	1,64	0,210	"	1,15
IV	III	0,287	10,11	2,90	0,327	7,94	2,60	0,241	8,05	1,94
	II	0,455	"	4,60	0,368	"	2,92	0,550	"	4,43
	I	0,258	"	2,61	0,305	"	2,42	0,210	"	1,65
III	III	0,287	12,75	3,66	0,327	10,01	3,27	0,241	10,15	2,45
	II	0,455	"	5,80	0,368	"	3,68	0,550	"	5,58
	I	0,258	"	3,29	0,305	"	3,05	0,210	"	2,13
II	III	0,287	14,55	4,18	0,327	11,43	3,74	0,241	11,58	2,79
	II	0,455	"	6,62	0,368	"	4,21	0,550	"	6,37
	I	0,258	"	3,75	0,305	"	3,49	0,210	"	2,43
I	III	0,299	13,90	4,16	0,361	10,70	3,86	0,163	17,04	2,78
	II	0,415	"	5,77	0,294	"	3,15	0,683	"	7,87
	I	0,286	"	3,98	0,345	"	3,69	0,153	"	2,61

Distribution des efforts des portiques longitudinaux sur les poteaux

		Portique I		Portique III		Portique II			
Niv	Pot	$\frac{a_i k_i}{\sum a_j k_j}$	$T_{j_1}(t)$	$t_{j_1}(t)$	$T_{j_3}(t)$	$t_{j_3}(t)$	$\frac{a_i k_i}{\sum a_j k_j}$	$T_{j_2}(t)$	$t_{j_2}(t)$
VI	1	0,07	7,60	0,532	8,86	0,62	0,057	6,77	0,39
	207	0,107	"	0,840	"	0,95	0,1095	"	0,74
	8	"	"	"	"	"	0,1189	"	0,80
	9	"	"	"	"	"	0,1034	"	0,70
	10	0,07	"	0,533	"	0,62	0,0634	"	0,43
V	1	0,07	16,25	1,140	18,96	1,33	0,057	14,48	0,85
	207	0,107	"	1,72	"	2,03	0,1095	"	1,59
	8	"	"	"	"	"	0,1189	"	1,72
	9	"	"	"	"	"	0,1034	"	1,50
	10	0,07	"	1,14	"	1,33	0,0634	"	0,92
IV	1	0,07	24,00	1,68	28,00	1,96	0,057	21,38	1,22
	207	0,107	"	2,57	"	3,00	0,1095	21,38	2,34
	8	"	"	"	"	"	0,1189	"	2,54
	9	"	"	"	"	"	0,1034	"	2,21
	10	0,07	"	1,68	"	1,96	0,0634	"	1,36
III	1	0,07	30,35	2,12	35,39	2,48	0,057	27,03	1,54
	207	0,107	"	3,25	"	3,79	0,1095	"	2,96
	8	"	"	"	"	"	0,1189	"	3,21
	9	"	"	"	"	"	0,1034	"	2,79
	10	0,07	"	2,12	"	2,48	0,0634	"	1,71
II	1	0,07	34,79	2,44	40,57	2,84	0,057	31,00	1,77
	207	0,107	"	3,72	"	4,34	0,1095	"	3,39
	8	"	"	"	"	"	0,1189	"	3,69
	9	"	"	"	"	"	0,1034	"	3,21
	10	0,07	"	2,44	"	2,84	0,0634	"	1,97
I	1	0,083	36,77	3,05	46,75	3,88	0,0584	31,27	1,83
	207	0,104	"	3,82	"	4,86	0,108	"	3,38
	8	"	"	"	"	"	0,121	"	3,78
	9	"	"	"	"	"	0,0964	"	3,01
	10	0,083	"	3,05	"	3,88	0,0767	"	2,40

Calcul des déplacements relatifs d'étage.

$$\frac{1}{2B} \delta_j = \frac{1}{2B} \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j \quad \text{où } \bar{\delta}_j = \text{déplacement relatif admissible}$$

déplacement admissible $\bar{\delta}_j$ (RPA.81 Art 3.3.7.1)

$$\bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad (h_j: \text{hauteur d'étage } j)$$

Le déplacement relatif δ_j doit être multiplié par $(1/2B)$ où B est le facteur du comportement de la structure.

pour 1 Portique autostable en Zone II : $B = 0,25 \rightarrow (1/2B) = 2$

d'où $2\delta_j \leq 0,0075 h_j$, $\bar{\delta}_j = 23,63 \text{ cm.}$ pour les 2 sens.

Portiques transversaux

Niv	Portique 1			Portique 2			Portique 3			Portique 4			Portique 5		
	$R_j(t/m)$	$T_j(t)$	$\delta_j(mm)$	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j
VI	2017,26	3,21	1,59	1710,85	2,62	1,53	1710,85	2,52	1,47	1710,8	2,42	1,41	1710,85	2,32	1,36
V	"	6,86	3,4	"	5,61	3,27	"	5,39	3,15	"	5,18	3,03	"	4,96	2,90
IV	"	10,11	5,01	"	8,26	4,83	"	7,94	4,64	"	7,63	4,46	"	7,31	4,27
III	"	12,75	6,32	"	10,41	6,08	"	10,01	5,85	"	9,61	5,62	"	9,22	5,39
II	"	14,55	7,21	"	11,89	6,95	"	11,43	6,68	"	10,97	6,41	"	10,52	6,15
I	3036,83	13,90	4,58	2514,41	11,10	4,41	2514,41	10,70	4,26	2514,4	10,09	4,09	2514,4	9,88	3,93

Niv	Portique 6			Portique 7			Portique 8			Portique 9			Portique 10		
	$R_j(t/m)$	$T_j(t)$	$\delta_j(mm)$	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j
VI	1710,85	2,22	1,30	1710,85	2,21	1,29	1710,8	2,02	1,18	2277,7	2,56	1,12	2277,7	2,43	1,27
V	"	4,73	2,76	"	4,53	2,65	"	4,32	2,53	"	5,46	2,40	"	5,19	2,28
IV	"	6,99	4,09	"	6,68	3,90	"	6,36	3,72	"	8,05	3,53	"	7,64	3,35
III	"	8,82	5,16	"	8,42	4,92	"	8,02	4,69	"	10,15	4,46	"	9,63	4,23
II	"	10,06	5,88	"	9,61	5,62	"	9,15	5,35	"	11,58	5,28	"	10,99	4,82
I	2514,41	9,47	3,77	2514,41	9,07	3,61	2514,41	8,66	3,44	5192,86	17,20	3,28	5192,86	16,2	3,12

Portiques Longitudinaux

Niv	Portique I			Portique II			Portique III		
	$R_j(t/m)$	$T_j(t)$	$\delta_j(mm)$	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j
VI	4914,37	7,60	1,55	6046,91	8,86	1,47	4914,37	6,77	1,38
V	"	16,25	3,31	"	18,96	3,14	"	14,43	2,95
IV	"	24,00	4,88	"	28,00	4,63	"	21,38	4,35
III	"	30,35	6,18	"	35,39	5,85	"	27,03	5,50
II	"	34,79	7,08	"	40,57	6,71	"	31,00	6,31
I	6529,51	36,77	5,63	9281,14	46,75	5,04	6529,51	31,27	4,79

dans tous les cas $\delta_j < \bar{\delta}_j$ donc $f = \sum \delta_j < \bar{f} = \sum \bar{\delta}_j$ donc la condition de flèche est vérifiée.

Moments dans les poteaux.

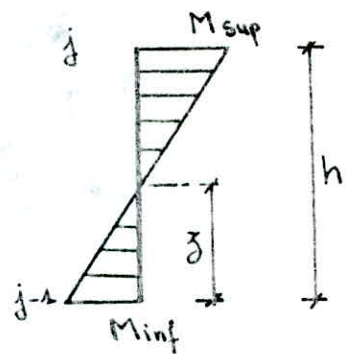
la position du pt d'inflexion est calculé en fonction des caractéristiques du portique

$$M_{sup} = E_j \cdot (h - z)$$

$$M_{inf} = E_j \cdot z \quad \text{avec } z = y \cdot h$$

$$h = \text{hauteur d'étage} = 3,10 \text{ m}$$

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$



* y_0 = Coef donnée par les tableaux (bultin CTC n° 5) en fonction de \bar{K} , du nombre total de niveaux de portiques et du n° de niveau.

* y_1 = terme de correction due à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et inférieures, il est donné par les tableaux (bultin du CTC n° 5) en fonction de α_1, \bar{K} .

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} \quad \text{avec } \begin{cases} K_1 + K_2 & \text{poutre supérieures} \\ K_3 + K_4 & \text{poutre inférieures} \end{cases}$$

* y_2 = terme de correction due à la variation de la hauteur d'étage, à la hauteur d'étage supérieur adjacent, il est donné par les tableaux en fonction de α_2 , et \bar{K} avec $\alpha_2 = h_s/h$; (pour le dernier niveau $y_2 = 0$)

* y_3 = terme de correction due à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et de \bar{K} .

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad , \quad h_i = \text{hauteur de l'étage inférieur adjacent.}$$

Poteaux du portique transversal n°(A)

Niv	Pot	\bar{k}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$t_y^{(k)}$	$z(m)$	M_{inf}	$(h-z)$	M_{sup}
VI	I	0,84	0,34	0	0	0	0,35	0,92	1,19	1,09	2,21	2,03
	II	1,32	0,37	0	0	0	0,37	1,16	1,26	1,46	2,14	2,48
	III	0,73	0,32	0	0	0	0,32	0,83	1,09	0,90	2,31	1,92
V	I	0,84	0,42	0	0	0	0,42	1,97	1,43	2,82	1,97	3,88
	II	1,32	0,45	0	0	0	0,45	3,12	1,53	4,77	1,87	5,83
	III	0,73	0,40	0	0	0	0,40	1,77	1,36	2,41	2,04	3,61
IV	I	0,84	0,45	0	0	0	0,45	2,90	1,53	4,44	1,87	5,42
	II	1,32	0,47	0	0	0	0,47	4,60	1,60	7,36	1,80	8,28
	III	0,73	0,45	0	0	0	0,45	2,61	1,53	3,99	1,87	4,88
III	I	0,84	0,45	0	0	0	0,45	3,66	1,53	5,60	1,87	6,84
	II	1,32	0,50	0	0	0	0,50	5,80	1,70	9,86	1,70	9,86
	III	0,73	0,45	0	0	0	0,45	3,29	1,53	5,03	1,87	6,15
II	I	0,84	0,50	0	0	0	0,50	4,18	1,70	7,11	1,70	7,11
	II	1,32	0,50	0	0	0	0,50	6,62	1,70	11,25	1,70	12,25
	III	0,73	0,50	0	0	0	0,50	3,75	1,70	6,38	1,70	6,38
I	I	0,84	0,65	0	0	0	0,65	2,16	2,21	9,19	1,19	4,95
	II	1,32	0,63	0	0	0	0,63	5,77	2,14	12,35	1,26	7,27
	III	0,73	0,68	0	0	0	0,68	3,98	2,31	9,19	1,09	4,34

Poteaux du portique transversal n°(B)

Niv	Pot	\bar{k}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$t_y^{(k)}$	$z(m)$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
VI	I	0,82	0,35	0	0	0	0,35	0,82	1,19	0,98	2,21	1,81
	II	2,75	0,44	0	0	0	0,44	0,93	1,50	1,40	1,90	1,77
	III	0,73	0,30	0	0	0	0,30	0,77	1,02	0,79	2,38	1,83
V	I	0,82	0,40	0	0	0	0,40	1,76	1,36	2,39	2,04	3,59
	II	2,75	0,49	0	0	0	0,49	1,98	1,67	3,31	1,73	3,43
	III	0,73	0,40	0	0	0	0,40	1,64	1,36	2,23	2,04	3,35
IV	I	0,82	0,45	0	0	0	0,45	2,60	1,53	3,98	1,87	4,86
	II	2,75	0,50	0	0	0	0,50	2,92	1,70	4,96	1,70	4,96
	III	0,73	0,45	0	0	0	0,45	2,42	1,53	3,70	1,87	4,53
III	I	0,82	0,45	0	0	0	0,45	3,27	1,53	5,00	1,87	6,11
	II	2,75	0,50	0	0	0	0,50	3,68	1,70	6,26	1,70	6,26
	III	0,73	0,45	0	0	0	0,45	3,05	1,53	4,67	1,87	5,70
II	I	0,82	0,50	0	0	0	0,50	3,74	1,70	6,36	1,70	6,36
	II	2,75	0,50	0	0	0	0,50	4,21	1,70	7,16	1,70	7,16
	III	0,73	0,50	0	0	0	0,50	3,49	1,70	5,93	1,70	5,93
I	I	0,82	0,65	0	0	0	0,65	3,86	2,21	8,53	1,19	4,59
	II	2,75	0,56	0	0	0	0,56	3,15	1,90	5,99	1,50	4,73
	III	0,73	0,70	0	0	0	0,70	3,69	2,38	8,78	1,02	3,76

Poteaux du portique transversal n°(9)

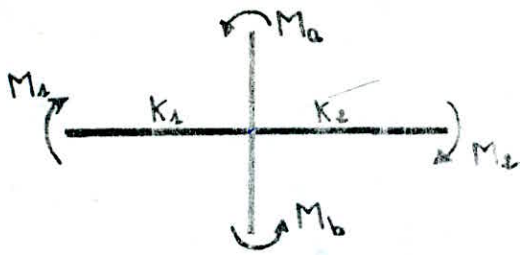
Niv	Pot	\bar{k}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$\varepsilon_y^{(H)}$	$z(m)$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
VI	I	0,91	0,35	0	0	0	0,35	0,62	1,19	0,74	2,21	1,37
	II	0,28	0,13	0	0	0	0,13	1,81	0,44	0,62	2,96	4,17
	III	0,75	0,33	0	0	0	0,33	0,54	1,12	0,60	2,28	1,23
V	I	0,91	0,45	0	0	0	0,45	1,32	1,53	2,02	1,87	2,47
	II	0,28	0,29	0	0	0	0,29	3,00	0,99	2,97	2,41	7,23
	III	0,75	0,40	0	0	0	0,40	1,45	1,36	1,56	2,04	2,35
IV	I	0,91	0,45	0	0	0	0,45	1,91	1,53	2,97	1,87	3,65
	II	0,28	0,39	0	0	0	0,39	4,43	1,33	5,89	2,07	9,17
	III	0,75	0,45	0	0	0	0,45	1,65	1,53	2,52	1,87	3,09
III	I	0,91	0,45	0	0	0	0,45	2,45	1,53	3,75	1,87	4,58
	II	0,28	0,45	0	0	0	0,45	5,58	1,53	8,54	1,87	10,43
	III	0,75	0,45	0	0	0	0,45	2,13	1,53	3,26	1,87	3,92
II	I	0,91	0,50	0	0	0	0,50	2,79	1,70	4,74	1,70	4,74
	II	0,28	0,57	0	0	0	0,57	6,37	1,94	12,36	1,46	9,30
	III	0,75	0,50	0	0	0	0,50	2,43	1,70	4,13	1,70	4,13
I	I	0,91	0,65	0	0	0	0,65	2,78	2,21	6,14	1,19	3,31
	II	0,28	0,88	0	0	0	0,88	7,87	2,19	17,17	0,41	4,77
	III	0,75	0,68	0	0	0	0,68	2,61	2,31	6,03	1,09	2,84

Poteaux du portique longitudinal n° III

Niv	Pot	\bar{k}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$\varepsilon_x^{(H)}$	$z(m)$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
VI	1/10	0,87	0,35	0	0	0	0,35	0,62	1,19	0,74	2,21	1,37
	209	1,74	0,39	0	0	0	0,39	0,95	1,33	1,26	2,07	1,92
V	1/10	0,87	0,44	0	0	0	0,44	1,33	1,50	2,00	1,90	2,53
	209	1,74	0,45	0	0	0	0,45	2,03	1,53	3,11	1,87	3,70
IV	1/10	0,87	0,45	0	0	0	0,45	1,96	1,53	3,00	1,87	3,67
	209	1,74	0,49	0	0	0	0,49	3,00	1,67	5,01	1,73	5,19
III	1/10	0,87	0,45	0	0	0	0,45	2,48	1,53	3,77	1,87	4,64
	209	1,74	0,50	0	0	0	0,50	3,79	1,70	6,44	1,70	6,44
II	1/10	0,87	0,50	0	0	0	0,50	2,84	1,70	4,83	1,70	4,83
	209	1,74	0,50	0	0	0	0,50	4,34	1,70	7,58	1,70	7,38
I	1/10	0,87	0,65	0	0	0	0,65	3,88	2,21	8,57	1,19	4,62
	209	1,74	0,61	0	0	0	0,61	4,86	2,07	10,06	1,33	6,46

Moment dans les Poutres.

dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est répartie entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.

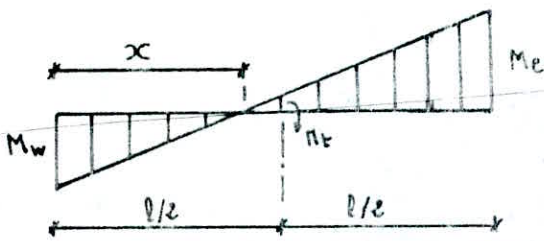


$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } K_1 = 0 &\rightarrow M_1 = 0, M_2 = M_a + M_b \\ \text{Si } K_2 = 0 &\rightarrow M_2 = 0, M_1 = M_a + M_b \end{aligned}$$

Moment en travée



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} l \quad \dots (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{x - l/2}{M_t} \rightarrow M_t = M_w \left(1 - \frac{l}{2x}\right) \quad \dots (2)$$

en remplace (1) dans (2) on aura :

$$\boxed{M_t = \frac{M_w - M_e}{2}}$$

effort tranchant

A partir des moments dans les noeuds, on peut calculer les efforts tranchants pour cela, pour une travée indépendante on a l'équation du moment

$$M = ax + b, \quad T = \frac{dM}{dx} = a \quad \text{pour } x=0 \rightarrow b = M_w$$

$$\text{pour } x=l \rightarrow -M_e = al + M_w \rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{l}$$

$$\text{donc } \boxed{T = -\frac{M_e + M_w}{l}}$$

effort normal

pour le noeud (i), l'effort normal dans le poteau sera.

$$\boxed{N_i = -(T_{ie} - T_{iw})}$$

$$\text{Si } N_i < 0 \rightarrow \text{Compression}$$

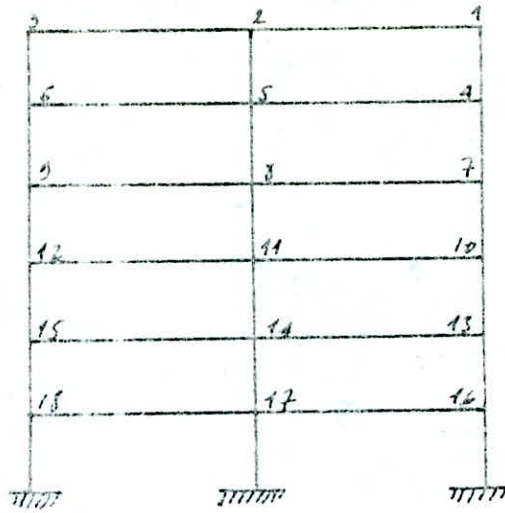
$$\text{Si } N_i > 0 \rightarrow \text{traction.}$$

Poutre du portique transversal n° 1



Niv	noeud	M_D	M_b	M_1	M_2	$M_w(t_w)$	M_e	M_t	$T(t)$
VI	1	0	2,03	2,03	0	1,33	2,03	-0,35	-0,88
	2	0	2,48	1,15	1,33	1,92	1,15	0,39	-0,70
	3	0	1,92	0	1,92	/	/	/	/
V	4	1,09	3,88	4,97	0	3,86	4,97	-0,56	-2,32
	5	1,46	5,83	3,43	3,86	4,51	3,43	0,54	-1,80
	6	0,90	3,61	0	4,51	/	/	/	/
IV	7	2,82	5,42	8,24	0	6,92	8,24	-0,66	-3,99
	8	4,77	8,28	6,13	6,92	7,29	6,13	0,58	-3,05
	9	2,41	4,88	0	7,29	/	/	/	/
III	10	4,44	6,82	11,28	0	9,13	11,28	-1,08	-5,37
	11	7,36	9,86	8,09	9,13	10,14	8,09	1,03	-4,14
	12	3,99	6,15	0	10,14	/	/	/	/
II	13	5,60	7,11	12,71	0	11,19	12,71	-0,76	-6,29
	14	9,86	11,25	9,92	11,19	11,41	9,92	0,75	-4,85
	15	5,03	6,38	0	11,41	/	/	/	/
I	16	7,11	4,95	12,06	0	9,82	12,06	-1,12	-5,76
	17	11,25	7,27	8,70	9,82	10,72	8,70	1,04	-4,41
	18	6,38	4,34	0	10,72	/	/	/	/

Poutre du portique transversal n° 3



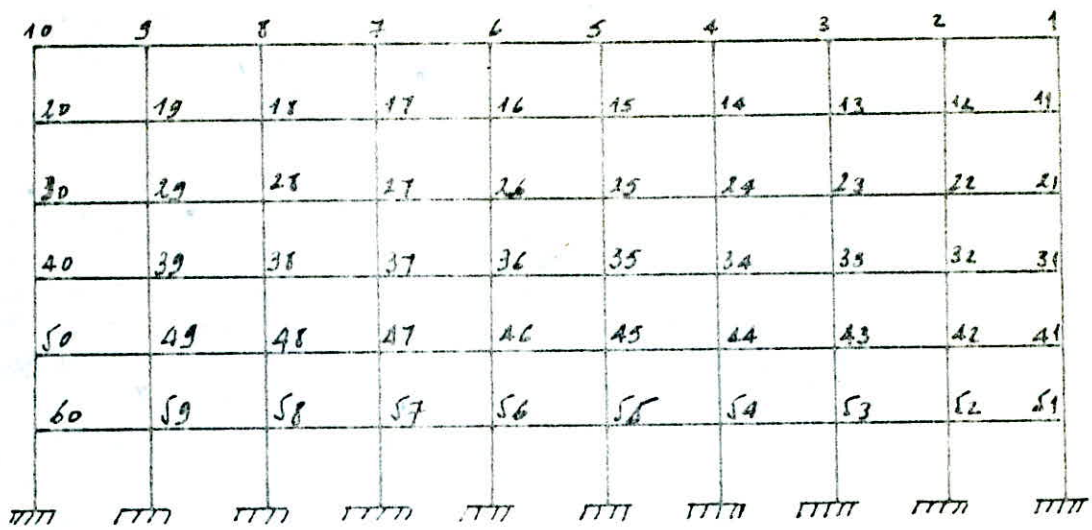
Niv	noeud	M _z	M _b	M ₁	M ₂	M _w	M _e	M _t	T
VI	1	0	1,81	1,81	0	/	/	/	/
	2	0	1,77	0,83	0,94	0,94	1,81	-0,44	-0,42
	3	0	1,83	0	1,83	1,83	0,83	0,50	-0,60
V	4	0,98	3,59	4,57	0	/	/	/	/
	5	1,40	3,43	2,27	2,56	2,56	4,57	-1,01	-1,88
	6	0,79	3,35	0	4,14	4,14	2,27	0,94	-1,46
IV	7	2,39	4,86	7,25	0	/	/	/	/
	8	3,81	4,96	3,89	4,38	4,38	7,25	-1,44	-3,06
	9	2,23	4,53	0	6,76	6,76	3,89	1,44	-2,42
III	10	3,98	6,11	10,09	0	/	/	/	/
	11	4,96	6,26	5,27	5,95	5,95	10,09	-2,07	-4,22
	12	3,70	5,70	0	9,40	9,40	5,27	2,07	-3,33
II	13	5,00	6,36	11,36	0	/	/	/	/
	14	6,26	7,16	6,31	7,11	7,11	11,36	-2,13	-4,86
	15	4,67	5,93	0	10,60	10,60	6,31	2,15	-3,84
I	16	6,36	4,59	10,95	0	/	/	/	/
	17	7,16	4,73	5,59	6,30	6,30	10,95	-2,33	-4,54
	18	5,93	3,76	0	9,69	9,69	5,59	2,05	-3,47

Poutre du portique transversal n°9



Niv	noeud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
VI	1	0	1,37	1,37	0	/	/	/	/
	2	0	4,17	1,96	2,21	2,21	1,37	0,42	-0,94
	3	0	1,23	0	1,23	1,23	1,96	-0,137	-0,73
V	4	0,74	2,47	3,21	0	/	/	/	/
	5	0,62	7,23	3,69	4,16	4,16	3,21	0,48	-1,94
	6	0,60	2,35	0	2,95	2,95	3,69	-0,137	-1,51
IV	7	2,02	3,63	5,65	0	/	/	/	/
	8	2,97	9,17	5,71	6,43	6,43	5,65	0,39	-3,18
	9	1,56	3,09	0	4,65	4,65	5,71	-0,53	-2,35
III	10	2,97	4,58	7,55	0	/	/	/	/
	11	5,89	10,43	7,67	8,65	8,65	7,55	0,55	-4,26
	12	2,52	3,98	0	6,5	6,5	7,67	-0,59	-3,22
II	13	3,75	4,74	8,49	0	/	/	/	/
	14	8,54	9,30	8,38	9,46	9,46	8,49	0,49	-4,72
	15	3,26	4,13	0	7,39	7,39	8,38	-0,50	-3,58
I	16	4,74	3,31	8,05	0	/	/	/	/
	17	12,36	4,77	8,05	9,08	9,08	8,05	0,52	-4,51
	18	4,13	2,82	0	6,97	6,97	8,05	-0,54	-3,41

Poutre du portique longitudinal n° III



Niv	noeud	M _a	M _b	M ₁	M ₂	M _w	M _e
VI	1	0	1,37	1,37	0	/	/
	2-9	0	1,97	0,99	0,99	0,99	1,37
	10	0	1,37	0	1,37	1,37	0,99
V	1	0,74	2,53	2,53	0	/	/
	2-9	1,26	3,80	1,90	1,90	1,90	2,53
	10	0,74	2,53	0	2,53	2,53	1,90
IV	1	2,00	3,67	3,67	0	/	/
	2-9	3,11	5,19	2,60	2,60	2,60	3,67
	10	2,00	3,67	0	3,67	3,67	2,60
III	1	3,00	4,64	4,64	0	/	/
	2-9	5,01	6,44	3,22	3,22	3,22	4,64
	10	3,00	4,64	0	4,64	4,64	3,22
II	1	3,79	4,83	4,83	0	/	/
	2-9	6,44	7,38	3,69	3,69	3,69	4,83
	10	3,79	4,83	0	4,83	4,83	3,69
I	1	4,83	4,62	4,62	0	/	/
	2-9	7,38	6,46	3,23	3,23	3,23	4,62
	10	4,83	4,62	0	4,62	4,62	3,23

Niv	point	M _w	M _a	M _t	T
VI	1-2	0,99	1,37	-0,19	-0,79
	2-3 8-9	0,99	0,99	0	-0,66
	9-10	1,37	0,99	0,19	-0,79
V	1-2	1,90	2,53	-0,32	-1,48
	2-3 8-9	1,90	1,90	0	-1,27
	9-10	2,53	1,90	0,32	-1,48
IV	1-2	2,60	3,67	-0,54	-2,09
	2-3 8-9	2,60	2,60	0	-1,73
	9-10	3,67	2,60	0,54	-2,09
III	1-2	3,22	4,64	-0,71	-2,62
	2-3 8-9	3,22	3,22	0	-2,15
	9-10	4,64	3,22	0,71	-2,62
II	1-2	3,69	4,83	-0,57	-2,84
	2-3 8-9	3,69	3,69	0	-2,46
	9-10	4,83	3,69	0,57	-2,84
I	1-2	3,23	4,62	-0,70	-2,62
	2-3 8-9	3,23	3,23	0	-2,15
	9-10	4,62	3,23	0,70	-2,62

Efforts dans les poteaux.

Portique Longitudinal III

Portique transversal n°1

Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _c
VI	1	1.37	0,74	0.62	-0,79	-0,79
	2	1.97	1.26	0,95	0,13	0,13
	3+8	1.97	1.26	0,95	0	0
	9	1.97	1.26	0,95	-0,13	-0,13
	10	1.37	0,74	0.62	0,79	0,79
V	1	2.53	2.00	1.33	-1.48	-2,27
	2	3,80	3,11	2,03	0,21	0,54
	3+8	3,80	3,11	2,03	0	0
	9	3,80	3,11	2,03	-0,21	-0,54
	10	2,53	2,00	1,33	1,48	2,27
IV	1	3,67	3,00	1,96	-2,09	-4,36
	2	5,19	5,01	3,00	0,36	0,70
	3+8	5,19	5,01	3,00	0	0
	9	5,19	5,01	3,00	-0,36	-0,70
	10	3,67	3,00	1,96	2,09	4,36
III	1	4,64	3,79	2,48	-2,62	-6,98
	2	6,44	6,44	3,79	0,47	1,17
	3+8	6,44	6,44	3,79	0	0
	9	6,44	6,44	3,79	-0,47	-1,17
	10	4,64	3,79	2,48	2,62	6,98
II	1	4,83	4,83	2,84	-2,84	-9,32
	2	7,38	7,38	4,34	0,38	1,55
	3+8	7,38	7,38	4,34	0	0
	9	7,38	7,38	4,34	-0,38	-1,55
	10	4,83	4,83	2,84	2,84	9,32
I	1	4,62	8,57	3,88	-2,62	-12,44
	2	6,46	10,06	4,86	0,47	2,02
	3+8	6,46	10,06	4,86	0	0
	9	6,46	10,06	4,86	-0,47	-2,02
	10	4,62	8,57	3,88	2,62	12,44

Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _c
VI	I	2,03	1,09	0,92	-0,88	-0,88
	II	2,48	1,46	1,46	0,18	0,18
	III	1,92	0,90	0,83	0,70	0,70
V	I	3,88	2,82	1,97	-2,32	-3,20
	II	5,83	4,77	3,12	0,50	0,70
	III	3,61	2,41	1,77	1,80	2,50
IV	I	5,42	4,44	2,90	-3,99	-7,19
	II	8,28	7,36	4,60	0,94	1,64
	III	4,88	3,99	2,61	3,05	5,55
III	I	6,84	5,60	3,66	-5,37	-12,56
	II	9,86	9,86	5,80	1,23	2,87
	III	6,15	5,23	3,29	4,14	9,69
II	I	7,11	7,11	4,18	-6,29	-18,85
	II	11,25	11,25	6,62	1,44	4,31
	III	6,38	6,38	3,75	4,85	14,54
I	I	4,95	9,19	4,16	-5,76	-24,61
	II	7,27	12,55	5,77	1,35	5,66
	III	4,34	9,19	3,98	4,41	18,95

Portique transversal (3)

Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _c
VI	I	1,81	0,98	0,82	-0,72	-0,72
	II	1,77	1,40	0,93	0,12	0,12
	III	1,83	0,79	0,77	0,60	0,50
V	I	3,59	2,39	1,76	-1,88	-2,60
	II	3,43	3,31	1,98	0,42	0,50
	III	3,35	2,23	1,68	1,42	2,06
IV	I	4,86	3,98	2,60	3,06	-5,66
	II	4,96	4,96	2,92	0,64	1,18
	III	4,53	3,70	2,42	2,42	2,18
III	I	6,11	5,00	3,27	-1,22	-9,88
	II	6,26	6,26	3,68	0,89	2,07
	III	5,70	4,67	3,05	3,33	7,81
II	I	6,36	6,36	3,70	-4,86	-14,74
	II	7,16	7,16	4,21	1,02	3,09
	III	5,93	5,93	3,49	3,80	11,65
I	I	4,59	8,53	3,86	-4,50	-19,18
	II	4,73	5,99	3,15	1,07	4,16
	III	3,76	8,78	3,61	3,47	15,12

Portique transversal (n°9)

Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _c
VI	I	1,37	0,74	0,62	-0,94	-0,94
	II	4,17	0,62	1,41	0,21	0,21
	III	1,23	0,60	0,54	0,73	0,73
V	I	2,47	2,02	1,32	-1,94	-2,88
	II	7,23	2,97	3,00	0,43	0,64
	III	2,35	1,56	1,15	1,51	2,24
IV	I	3,63	2,97	1,94	-3,18	-6,06
	II	9,17	5,89	4,43	0,83	1,47
	III	3,09	2,52	1,65	2,35	4,59
III	I	4,58	3,75	2,45	-4,26	-10,32
	II	10,43	8,54	5,58	1,04	2,51
	III	3,98	3,26	2,13	3,22	7,81
II	I	4,74	4,74	2,79	-4,72	-15,04
	II	9,30	12,36	6,37	1,14	3,65
	III	4,13	4,13	2,43	3,58	11,39
I	I	3,31	6,14	2,78	-4,51	-19,35
	II	4,77	17,17	11,64	1,10	4,75
	III	2,80	6,03	2,61	3,41	14,80

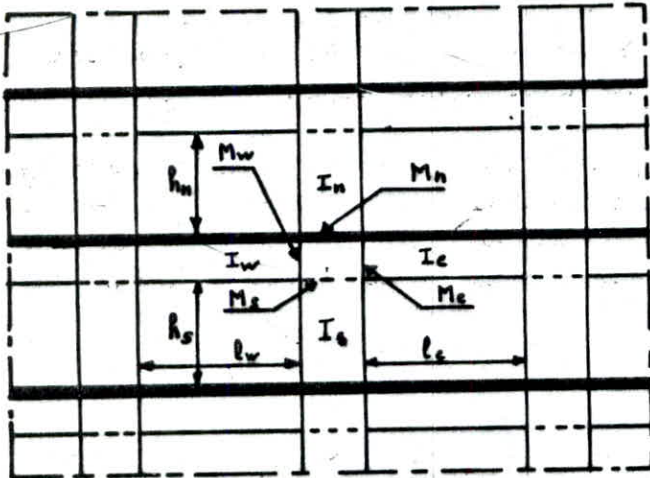
charges verticales

Les charges verticales agissant sur les portiques sont les réactions des poutrelles continues calculées précédemment.

La méthode utilisée est la méthode de M^R CAQUOT exposée à l'annexe A. CCBA68 qui s'applique essentiellement aux éléments de planchers constitués de nervures et de poutre associées à des hourdis.

EXPOSÉ de la méthode

- la méthode suppose que les moments d'inertie des poteaux sont constants, et elle ne tient pas compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.



Le principe consiste à choisir un nœud et à déterminer les moments agissant à gauche et à droite ainsi qu'en haut et en bas, cela en tenant compte que des charges des travées en cadrent le nœud, et de la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au nœud.

on considère des hauteurs fictives de poteau :

- $h'_n = 0,9 h_n$ le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher
- $h'_n = 0,8 h_n$ pour tous les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$

on considère également des travées fictives : l'_e ; l'_w

- travées intermédiaires $l'_w = 0,8 l_w$; $l'_e = 0,8 l_e$
- travées de rive $l'_w = l_w$; $l'_e = l_e$

avec : l_w, l_e : portées libres des travées respectivement gauche et droite.
 h_s : hauteur libre du poteau bas.

pour chaque nœud du portique on calcule (I_w, I_e, I_n, I_s) qui désignent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, ces moments étant évalués en supposant le béton non fissuré. ainsi on peut calculer les raideurs fictives des \neq barres aboutissant à ce nœud.

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad , \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad , \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} \quad , \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

$$\text{et } D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

Soient : q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur celle de droite).

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance (a_w) du nœud de l'appui - (Q_e, a_e) sur celle de droite.

On a :

$$\begin{cases} M'_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w \\ M'_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l'_e \sum K_e Q_e \end{cases}$$

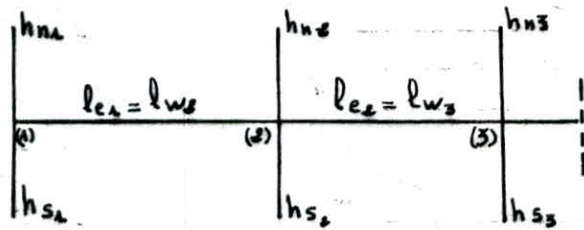
Moments dans les sections dangereuses (Zone nodale)

pour cela on répartit M'_w et M'_e sur les différentes barres aboutissant au noeud

$$\begin{aligned} M_w &= M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) & ; & \quad M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D} \\ M_s &= \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) & ; & \quad M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w) \end{aligned}$$

Remarques:

- 1/ pour les travées, les moments M_e, M_w sont négatifs, pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieure est du côté correspondant à la plus grande des valeurs M'_e et M'_w . la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.
- 2/ Travées de rive (sans console)



le noeud (1): est étudié en introduisant dans les formules relatives à la travée intermédiaire : $l'_{w2} = 0 \rightarrow l_{w2} = 0 \rightarrow M'_{w2} = 0 \rightarrow M_w = 0$

noeud voisin de rive (noeud 2)

$$l'_{w2} = \alpha_1 l_{w2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0,8 & \text{si } K_s + K_n \geq 1,5 K_e \\ \alpha_1 = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e} & \text{si } K_s + K_n < 1,5 K_e \end{cases}$$

noeud voisin de rive de droite:

$$l'_e = \alpha_2 l_e \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha_2 = 0,8 & \text{si } K_s + K_n \geq 1,5 K_w \\ \alpha_2 = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_w} & \text{si } K_s + K_n < 1,5 K_w \end{cases}$$

Effort tranchant dans les poutres: (Annex A13 CBA68)

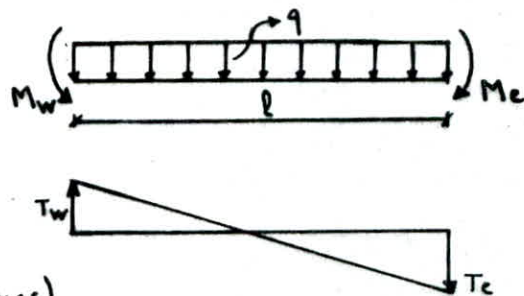
les Efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.

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

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

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

(M_w et M_e sont en valeurs absolues)



efforts normaux dans les poteaux

les efforts normaux dans les poteaux sont calculés à partir des efforts tranchant dans les poutres

$$N_i = T_{ei} - T_{wi} \quad \text{et} \quad N = \sum_{i=1}^n N_i + P_p \quad (P_p: \text{ poids propre du poteau.})$$

Caractéristique Géométrique

Portique transversal n°1

NIV	NOEUD	l_w	l_e	h_n	h_s	$I_w \cdot 10^4$	$I_e \cdot 10^4$	$I_n \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_n \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
VI	1	3,80	/	/	3,00	16	/	/	16	3,04	/	/	2,40	5,26	/	/	6,67	11,93
	2	4,40	3,80	/	3,00	16	16	/	16	3,52	3,04	/	2,40	4,55	5,26	/	6,67	16,48
	3	/	4,40	/	3,00	/	16	/	16	/	3,52	/	2,40	/	4,55	/	6,67	11,22
V	4	3,80	/	3,00	3,00	16	/	16	16	3,04	/	2,70	2,40	5,26	/	5,93	6,67	17,86
	5	4,40	3,80	3,00	3,00	16	16	16	16	3,52	3,04	2,70	2,40	4,55	5,26	5,93	6,67	22,41
	6	/	4,40	3,00	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,70	2,40	/	4,55	5,93	6,67	17,15
IV	7	3,80	/	3,00	3,00	16	/	16	16	3,04	/	2,40	2,40	5,26	/	6,67	6,67	18,60
	8	4,40	3,80	3,00	3,00	16	16	16	16	3,52	3,04	2,40	2,40	4,55	5,26	6,67	6,67	23,15
	9	/	4,40	3,00	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,40	2,40	/	4,55	6,67	6,67	17,89
III	10	3,80	/	3,00	3,00	16	/	16	16	3,04	/	2,40	2,40	5,26	/	6,67	6,67	18,60
	11	4,40	3,80	3,00	3,00	16	16	16	16	3,52	3,04	2,40	2,40	4,55	5,26	6,67	6,67	23,15
	12	/	4,40	3,00	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,40	2,40	/	4,55	6,67	6,67	17,89
II	13	3,80	/	3,00	3,00	16	/	16	16	3,04	/	2,40	2,40	5,26	/	6,67	6,67	18,60
	14	4,40	3,80	3,00	3,00	16	16	16	16	3,52	3,04	2,40	2,40	4,55	5,26	6,67	6,67	23,15
	15	/	4,40	3,00	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,40	2,40	/	4,55	6,67	6,67	17,89
I	16	3,80	/	3,00	3,00	16	/	16	16	3,04	/	2,40	2,40	5,26	/	6,67	6,67	18,60
	17	4,40	3,80	3,00	3,00	16	16	16	16	3,52	3,04	2,40	2,40	4,55	5,26	6,67	6,67	23,15
	18	/	4,40	3,00	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,40	2,40	/	4,55	6,67	6,67	17,89

47

Moments aux noeuds

Portique transversal ①

Sous G

Sous P

Niv	NOEU	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VI	1	1,36	/	1,48	/	0,83	/	/	-0,83
	2	1,36	1,36	1,38	1,48	1,84	1,64	/	-0,20
	3	/	1,36	/	1,38	/	1,18	/	1,18
V	4	2,05	/	2,23	/	1,57	/	-0,74	-0,83
	5	2,05	2,05	2,99	2,23	2,83	2,41	-0,20	-0,23
	6	/	2,05	/	2,99	/	2,20	1,03	1,16
IV	7	2,05	/	2,23	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	8	2,05	2,05	2,99	2,23	2,84	2,40	-0,22	-0,22
	9	/	2,05	/	2,99	/	2,23	1,11	1,11
III	10	2,05	/	2,23	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	11	2,05	2,05	2,99	2,23	2,84	2,40	-0,22	-0,22
	12	/	2,05	/	2,99	/	2,23	1,11	1,11
II	13	2,05	/	2,23	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	14	2,05	2,05	2,99	2,23	2,84	2,40	-0,22	-0,22
	15	/	2,05	/	2,99	/	2,23	1,11	1,11
I	16	2,05	/	2,23	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	17	2,05	2,05	2,99	2,23	2,84	2,40	-0,22	-0,22
	18	/	2,05	/	2,99	/	2,23	1,11	1,11

Niv	NOEU	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VI	1	0,15	/	0,16	/	0,09	/	/	-0,09
	2	0,15	0,15	0,22	0,16	0,20	0,18	/	-0,02
	3	/	0,15	/	0,22	/	0,13	/	0,13
V	4	0,30	/	0,33	/	0,23	/	-0,11	-0,12
	5	0,30	0,30	0,44	0,33	0,41	0,35	-0,03	-0,03
	6	/	0,30	/	0,44	/	0,32	0,15	0,17
IV	7	0,30	/	0,33	/	0,23	/	-0,12	-0,12
	8	0,30	0,30	0,44	0,33	0,42	0,35	-0,03	-0,03
	9	/	0,30	/	0,40	/	0,33	0,16	0,16
III	10	0,30	/	0,33	/	0,23	/	-0,12	-0,12
	11	0,30	0,30	0,44	0,33	0,42	0,35	-0,03	-0,03
	12	/	0,30	/	0,40	/	0,33	0,16	0,16
II	13	0,30	/	0,33	/	0,23	/	-0,12	-0,12
	14	0,30	0,30	0,44	0,33	0,42	0,35	-0,03	-0,03
	15	/	0,30	/	0,40	/	0,33	0,16	0,16
I	16	0,30	/	0,33	/	0,23	/	-0,12	-0,12
	17	0,30	0,30	0,44	0,33	0,42	0,35	-0,03	-0,03
	18	/	0,30	/	0,40	/	0,33	0,16	0,16

87

Moments et efforts tranchants
dans les poutres portique transversal ①

Sous: G

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VI	1-2	3,80	1,36	1,64	0,83	2,80	-2,37
	2-3	4,40	1,36	1,18	1,84	2,84	-3,14
V	4-5	3,80	2,05	2,41	1,57	4,12	-3,67
	5-6	4,40	2,05	2,20	2,83	4,37	-4,65
IV	7-8	3,80	2,05	2,40	1,60	4,11	-3,68
	8-9	4,40	2,05	2,23	2,84	4,37	-4,65
III	10-11	3,80	2,05	2,40	1,60	4,11	-3,68
	11-12	4,40	2,05	2,23	2,84	4,37	-4,65
II	13-14	3,80	2,05	2,40	1,60	4,11	-3,68
	14-15	4,40	2,05	2,23	2,84	4,37	-4,65
I	16-17	3,80	2,05	2,40	1,60	4,11	-3,68
	17-18	4,40	2,05	2,23	2,84	4,37	-4,65

Sous: P

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VI	1-2	3,80	0,15	0,18	0,09	0,31	-0,26
	2-3	4,40	0,15	0,13	0,20	0,31	-0,35
V	4-5	3,80	0,30	0,35	0,23	0,60	-0,54
	5-6	4,40	0,30	0,32	0,41	0,64	-0,68
IV	7-8	3,80	0,30	0,35	0,23	0,60	-0,54
	8-9	4,40	0,30	0,33	0,42	0,64	-0,68
III	10-11	3,80	0,30	0,35	0,23	0,60	-0,54
	11-12	4,40	0,30	0,33	0,42	0,64	-0,68
II	13-14	3,80	0,30	0,35	0,23	0,60	-0,54
	14-15	4,40	0,30	0,33	0,42	0,64	-0,68
I	16-17	3,80	0,30	0,35	0,23	0,60	-0,54
	17-18	4,40	0,30	0,33	0,42	0,64	-0,68

Efforts normaux dans Les poteaux
Portique transversal ①

Sous G:

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
VI	1	-2,37	/	2,37	2,37
	2	-3,14	2,80	5,94	5,94
	3	/	2,84	2,84	2,84
V	4	-3,67	/	3,67	6,13
	5	-4,65	4,12	8,77	14,71
	6	/	4,37	4,37	7,21
IV	7	-3,68	/	3,68	9,81
	8	-4,65	4,11	8,76	23,47
	9	/	4,37	4,37	11,58
III	10	-3,68	/	3,68	13,49
	11	-4,65	4,11	8,76	32,23
	12	/	4,37	4,37	15,88
II	13	-3,68	/	3,68	17,36
	14	-4,65	4,11	8,76	40,99
	15	/	4,37	4,37	20,25
I	16	-3,68	/	3,68	21,04
	17	-4,65	4,11	8,76	49,75
	18	/	4,37	4,37	24,62

Sous P:

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
VI	1	-0,26	/	0,26	0,26
	2	-0,35	0,31	0,66	0,66
	3	/	0,31	0,31	0,31
V	4	-0,54	/	0,54	0,80
	5	-0,68	0,60	1,28	1,94
	6	/	0,64	0,64	0,95
IV	7	-0,54	/	0,54	1,35
	8	-0,68	0,60	1,28	3,22
	9	/	0,64	0,64	1,59
III	10	-0,54	/	0,54	1,89
	11	-0,68	0,60	1,28	4,50
	12	/	0,64	0,64	2,23
II	13	-0,54	/	0,54	2,43
	14	-0,68	0,60	1,28	5,78
	15	/	0,64	0,64	2,87
I	16	-0,54	/	0,54	2,97
	17	-0,68	0,60	1,28	7,06
	18	/	0,64	0,64	3,51

Caractéristique Géométrique

Portique transversal n° 3

Niv	NOEUD	l_w	l_e (m)	h_n (m)	h_s	$I_w \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^4$	$I_n \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_n \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
VI	1	3,90	/	/	3,00	16	/	/	16	3,12	/	/	2,40	5,13	/	/	6,67	11,8
	2	4,40	3,90	/	3,00	16	16	/	9	3,52	3,12	/	2,40	4,55	5,13	/	3,75	13,43
	3	/	4,40	/	"	/	16	/	16	/	3,52	/	"	/	4,55	/	6,67	11,22
V	4	3,90	/	3,00	"	16	/	16	16	3,12	/	2,70	"	5,13	/	5,93	6,67	17,73
	5	4,40	3,90	"	"	16	16	9	9	3,52	3,12	2,70	"	4,55	5,13	3,33	3,75	16,76
	6	/	4,40	"	"	/	16	16	16	/	3,52	2,70	"	/	4,55	5,93	6,67	17,15
IV	7	3,90	/	"	"	16	/	16	16	3,12	/	2,40	"	5,13	/	6,67	6,67	18,47
	8	4,40	3,90	"	"	16	16	9	9	3,52	3,12	2,40	"	4,55	5,13	3,75	3,75	17,18
	9	/	4,40	"	"	/	16	16	16	/	3,52	2,40	"	/	4,55	6,67	6,67	17,89
III	10	3,90	/	"	"	16	/	16	16	3,12	/	2,40	"	5,13	/	6,67	6,67	18,47
	11	4,40	3,90	"	"	16	16	9	9	3,52	3,12	2,40	"	4,55	5,13	3,75	3,75	17,18
	12	/	4,40	"	"	/	16	16	16	/	3,52	2,40	"	/	4,55	6,67	6,67	17,89
II	13	3,90	/	"	"	16	/	16	16	3,12	/	2,40	"	5,13	/	6,67	6,67	18,47
	14	4,40	3,90	"	"	16	16	9	9	3,52	3,12	2,40	"	4,55	5,13	3,75	3,75	17,18
	15	/	4,40	"	"	/	16	16	16	/	3,52	2,40	"	/	4,55	6,67	6,67	17,89
I	16	3,90	/	"	"	16	/	16	16	3,12	/	2,40	"	5,13	/	6,67	6,67	18,47
	17	4,40	3,90	"	"	16	16	9	9	3,52	3,12	2,40	"	4,55	5,13	3,75	3,75	17,18
	18	/	4,40	"	3,00	/	16	16	16	/	3,52	2,40	2,40	/	4,55	6,67	6,67	17,89

Moments aux noeuds

Portique transversal ③

Sous G

Sous P

Niv	Noeu	q_w ^{t/ml}	q_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VI	1	2,11	/	2,42	/	1,37	/	/	-1,37
	2	2,11	2,11	3,08	2,42	2,85	2,67	/	-0,18
	3	/	2,11	/	3,08	/	1,83	/	1,83
V	4	1,94	/	2,22	/	1,58	/	-0,74	-0,84
	5	1,94	1,94	2,83	2,22	2,66	2,41	-0,12	-0,14
	6	/	1,94	/	2,83	/	2,08	0,98	1,10
IV	7	1,94	/	2,22	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	8	1,94	1,94	2,83	2,22	2,67	2,40	-0,13	-0,13
	9	/	1,94	/	2,83	/	2,11	1,05	1,05
III	10	1,94	/	2,22	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	11	1,94	1,94	2,83	2,22	2,67	2,40	-0,13	-0,13
	12	/	1,94	/	2,83	/	2,11	1,05	1,05
II	13	1,94	/	2,22	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	14	1,94	1,94	2,83	2,22	2,67	2,40	-0,13	-0,13
	15	/	1,94	/	2,83	/	2,11	1,05	1,05
I	16	1,94	/	2,22	/	1,60	/	-0,80	-0,80
	17	1,94	1,94	2,83	2,22	2,67	2,40	-0,13	-0,13
	18	/	1,94	/	2,83	/	2,11	1,05	1,05

Niv	Noeu	q_w	q_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VI	1	0,15	/	0,17	/	0,10	/	/	-0,10
	2	0,15	0,15	0,22	0,17	0,20	0,19	/	-0,01
	3	/	0,15	/	0,22	/	0,13	/	0,13
V	4	0,30	/	0,34	/	0,24	/	-0,12	-0,13
	5	0,30	0,30	0,44	0,34	0,41	0,37	-0,02	-0,02
	6	/	0,30	/	0,44	/	0,32	0,15	0,17
IV	7	0,30	/	0,34	/	0,25	/	-0,12	-0,12
	8	0,30	0,30	0,44	0,34	0,41	0,37	-0,02	-0,02
	9	/	0,30	/	0,44	/	0,33	0,16	0,16
III	10	0,30	/	0,34	/	0,25	/	-0,12	-0,12
	11	0,30	0,30	0,44	0,34	0,41	0,37	-0,02	-0,02
	12	/	0,30	/	0,44	/	0,33	0,16	0,16
II	13	0,30	/	0,34	/	0,25	/	-0,12	-0,12
	14	0,30	0,30	0,44	0,34	0,41	0,37	-0,02	-0,02
	15	/	0,30	/	0,44	/	0,33	0,16	0,16
I	16	0,30	/	0,34	/	0,25	/	-0,12	-0,12
	17	0,30	0,30	0,44	0,34	0,41	0,37	-0,02	-0,02
	18	/	0,30	/	0,44	/	0,33	0,16	0,16

Moments et Efforts tranchants
dans les poutres

portique transversal ③

Sous G:

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VI	1-2	3,90	2,11	2,67	1,37	4,45	-3,78
	2-3	4,40	2,11	1,83	2,85	4,41	-4,87
V	4-5	3,90	1,94	2,41	1,58	4,00	-3,57
	5-6	4,40	1,94	2,08	2,66	4,14	-4,40
IV	7-8	3,90	1,94	2,40	1,60	3,99	-3,58
	8-9	4,40	1,94	2,11	2,67	4,14	-4,40
III	10-11	3,90	1,94	2,40	1,60	3,99	-3,58
	11-12	4,40	1,94	2,11	2,67	4,14	-4,40
II	13-14	3,90	1,94	2,40	1,60	3,99	-3,58
	14-15	4,40	1,94	2,11	2,67	4,14	-4,40
I	16-17	3,90	1,94	2,40	1,60	3,99	-3,58
	17-18	4,40	1,94	2,11	2,67	4,14	-4,40

Sous P:

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VI	1-2	3,90	0,30	0,19	0,10	0,61	-0,56
	2-3	4,40	0,30	0,13	0,20	0,64	-0,68
V	4-5	3,90	0,60	0,37	0,24	1,20	-1,14
	5-6	4,40	0,60	0,32	0,41	1,30	-1,35
IV	7-8	3,90	0,60	0,37	0,25	1,20	-1,14
	8-9	4,40	0,60	0,33	0,41	1,30	-1,34
III	10-11	3,90	0,60	0,37	0,25	1,20	-1,14
	11-12	4,40	0,60	0,33	0,41	1,30	-1,34
II	13-14	3,90	0,60	0,37	0,25	1,20	-1,14
	14-15	4,40	0,60	0,33	0,41	1,30	-1,34
I	16-17	3,90	0,60	0,37	0,25	1,20	-1,14
	17-18	4,40	0,60	0,33	0,41	1,30	-1,34

efforts normaux dans les poteaux
Portique transversal (3)

Sous G:

Niv	Pot	T _w	T _c	N	N _{cum}
VI	1	-3,78	/	3,78	3,78
	2	-4,87	4,45	9,32	9,32
	3	/	4,44	4,44	4,44
V	4	-3,57	/	3,57	7,35
	5	-4,40	4,00	8,40	17,72
	6	/	4,14	4,14	8,55
IV	7	-3,58	/	3,58	10,93
	8	-4,40	3,99	8,39	26,11
	9	/	4,14	4,14	12,69
III	10	-3,58	/	3,58	14,51
	11	-4,40	3,99	8,39	34,50
	12	/	4,14	4,14	16,83
II	13	-3,58	/	3,58	18,09
	14	-4,40	3,99	8,39	42,89
	15	/	4,14	4,14	20,97
I	16	-3,58	/	3,58	21,67
	17	-4,40	3,99	8,39	51,28
	18	/	4,14	4,14	25,11

Sous P:

Niv	Pot	T _w	T _c	N	N _{cum}
VI	1	-0,56	/	0,56	0,56
	2	-0,68	0,64	1,29	1,29
	3	/	0,62	0,62	0,62
V	4	-1,14	/	1,14	1,70
	5	-1,35	1,20	2,55	3,84
	6	/	1,30	1,30	1,92
IV	7	-1,14	/	1,14	2,84
	8	-1,34	1,20	2,54	6,38
	9	/	1,30	1,30	3,22
III	10	-1,14	/	1,14	3,98
	11	-1,34	1,20	2,54	8,92
	12	/	1,30	1,30	4,52
II	13	-1,14	/	1,14	5,12
	14	-1,34	1,20	2,54	11,46
	15	/	1,30	1,30	5,82
I	16	-1,14	/	1,14	6,26
	17	-1,34	1,20	2,54	14,00
	18	/	1,30	1,30	7,12

Caractéristique Géométrique

Portique Longitudinal III

Niv	Noeud	l_w	l_e (m)	h_n (m)	h_s	$I_w \cdot 10^4$	$I_e \cdot 10^4$	$I_n \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_n \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
VI	1	2,70	/	/	3,00	5,63	/	/	9,00	2,16	/	/	2,40	2,61	/	/	3,75	6,36
	2 à 9	2,70	2,70	/	"	5,63	5,63	/	"	2,16	2,16	/	2,40	2,61	2,61	/	3,75	8,97
	10	/	2,70	/	"	/	5,63	/	"	/	2,16	/	"	/	2,61	/	3,75	6,36
V	1	2,70	/	3,00	"	5,63	/	9,00	"	2,16	/	2,70	"	2,61	/	3,33	"	9,69
	2 à 9	2,70	2,70	"	"	5,63	5,63	9,00	"	2,16	2,16	2,70	"	2,61	2,61	3,33	"	12,30
	10	/	2,70	"	"	/	5,63	"	"	/	2,16	2,70	"	/	2,61	3,33	"	9,69
IV	1	2,70	/	"	"	5,63	/	"	"	2,16	/	2,40	"	2,61	/	3,75	"	10,11
	2 à 9	2,70	2,70	"	"	5,63	5,63	"	"	2,16	2,16	2,40	"	2,61	2,61	3,75	"	12,72
	10	/	2,70	"	"	/	5,63	"	"	/	2,16	2,40	"	/	2,61	3,75	"	10,11
III	1	2,70	/	"	"	5,63	/	"	"	2,16	/	2,40	"	2,61	/	3,75	"	10,11
	2 à 9	2,70	2,70	"	"	5,63	5,63	"	"	2,16	2,16	2,40	"	2,61	2,61	3,75	"	12,72
	10	/	2,70	"	"	/	5,63	"	"	/	2,16	2,40	"	/	2,61	3,75	"	10,11
II	1	2,70	/	"	"	5,63	/	"	"	2,16	/	2,40	"	2,61	/	3,75	"	10,11
	2 à 9	2,70	2,70	"	"	5,63	5,63	"	"	2,16	2,16	2,40	"	2,61	2,61	3,75	"	12,72
	10	/	2,70	"	"	/	5,63	"	"	/	2,16	2,40	"	/	2,61	3,75	"	10,11
I	1	2,70	/	"	"	5,63	/	"	"	2,16	/	2,40	"	2,61	/	3,75	"	10,11
	2 à 9	2,70	2,70	"	"	5,63	5,63	"	"	2,16	2,16	2,40	"	2,61	2,61	3,75	"	12,72
	10	/	2,70	3,00	3,00	/	5,63	9,00	9,00	/	2,16	2,40	2,40	/	2,61	3,75	3,75	10,11

Moments aux nœuds
Portique Longitudinal (III)

Sous G:

NIV	NOEUD	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
VI	A	0,34	/	0,19	/	0,11	/	/	-0,11
	2+9	0,34	0,34	0,19	0,19	0,19	0,19	/	/
	10	/	0,34	/	0,19	/	0,11	/	0,11
V	A	1,12	/	0,61	/	0,45	/	-0,21	-0,24
	2+9	1,12	1,12	0,61	0,61	0,61	0,61	/	/
	10	/	1,12	/	0,61	/	0,45	0,21	0,24
IV	A	1,12	/	0,61	/	0,46	/	-0,23	-0,23
	2+9	1,12	1,12	0,61	0,61	0,61	0,61	/	/
	10	/	1,12	/	0,61	/	0,46	0,23	0,23
III	A	1,12	/	0,61	/	0,46	/	-0,23	-0,23
	2+9	1,12	1,12	0,61	0,61	0,61	0,61	/	/
	10	/	1,12	/	0,61	/	0,46	0,23	0,23
II	A	1,12	/	0,61	/	0,46	/	-0,23	-0,23
	2+9	1,12	1,12	0,61	0,61	0,61	0,61	/	/
	10	/	1,12	/	0,61	/	0,46	0,23	0,23
I	A	1,12	/	0,61	/	0,46	/	-0,23	-0,23
	2+9	1,12	1,12	0,61	0,61	0,61	0,61	/	/
	10	/	1,12	/	0,61	/	0,46	0,23	0,23

Moment et effort tranchant des les poutres
Portique Longitudinal (III) Sous G:

NIV	Tr.	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
VI	A-2	2,70	0,34	0,19	0,11	0,49	-0,43
	2-3 3-9	"	"	0,19	0,19	0,46	-0,46
	9-10	"	"	0,11	0,19	0,43	-0,49
V	A-2	"	"	0,61	0,45	0,52	-0,40
	2-3 3-9	"	"	0,61	0,61	0,46	-0,46
	9-10	"	"	0,45	0,61	0,40	-0,52
IV	A-2	"	"	0,61	0,46	0,51	-0,40
	2-3 3-9	"	"	0,61	0,61	0,46	-0,46
	9-10	"	"	0,46	0,61	0,40	-0,51
III	A-2	"	"	0,61	0,46	0,51	-0,40
	2-3 3-9	"	"	0,61	0,61	0,46	-0,46
	9-10	"	"	0,46	0,61	0,40	-0,51
II	A-2	"	"	0,61	0,46	0,51	-0,40
	2-3 3-9	"	"	0,61	0,61	0,46	-0,46
	9-10	"	"	0,46	0,61	0,40	-0,51
I	A-2	"	"	0,61	0,46	0,51	-0,40
	2-3 3-9	"	"	0,61	0,61	0,46	-0,46
	9-10	2,70	0,34	0,46	0,61	0,40	-0,51

Effort Normal des Les poutres
Portique Longitudinal (III)

NIV	Tr.	T_w	T_e	N	N_{cum}
VI	A	-0,43	/	0,43	0,43
	2	/	0,49	0,49	0,49
	3+8	/	/	0	0
	9	-0,49	/	0,49	0,49
V	10	/	0,43	0,43	0,43
	A	-0,4	/	0,40	0,83
	2	/	0,52	0,52	1,01
	3+8	/	/	0	0
IV	9	-0,52	/	0,52	1,01
	10	/	0,41	0,41	0,84
	A	-0,40	/	0,40	1,23
	2	/	0,51	0,51	1,52
III	3+8	/	/	0	0
	9	-0,51	/	0,51	1,52
	10	/	0,40	0,40	1,23
	A	-0,40	/	0,40	1,63
II	2	/	0,51	0,51	2,03
	3+8	/	/	0	0
	9	-0,51	/	0,51	2,54
	10	/	0,40	0,40	2,03
I	A	-0,40	/	0,40	2,43
	2	/	0,51	0,51	3,05
	3+8	/	/	0	0
	9	-0,51	/	0,51	3,05
I	10	/	0,40	0,40	2,43

Superposition des Sollicitations

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prendra les sollicitations totales pondérées :

1^{er} genre (SPA): (CCBA 68, Art 7)

$$- S_1 = (G) + 1,2(P) + (T)$$

$$- S_2 = (G) + (V) + (P) + (T)$$

2^{ème} genre (SP2):

$$- S_2 = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T)$$

$$- S_2 = (G) + (P) + \gamma_w(W) + (T)$$

$$- S_2 = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

Les combinaisons du 2^{ème} genre données par le RPA 84 sont

pour les poutres : $\begin{cases} (G) + (P) + (SH) \\ 0,8(G) + (SH) \end{cases}$

pour les poteaux : $\begin{cases} (G) + (P) + 1,2(SH) \\ 0,8(G) + (SH) \end{cases}$

avec : G = Sollicitation due à la charge permanente.

P = " " aux surcharges d'exploitation

V = Sollicitation due aux surcharges climatique normales

SI = Sollicitation due au séisme.

Conclusion:

on négligeant l'effet de la température et du retrait, les combinaisons à considérer seront :

pour les poutres : $(G) + 1,2(P)$ (sous SPA)
 $(G) + (P) \mp (SI)$ et $0,8(G) \mp (SI)$ (sous SP2)

pour les poteaux : $(G) + 1,2(P)$ (SPA)
 $(G) + (P) \mp 1,2(SI)$ et $0,8(G) \mp (SI)$ (sous SP2)

Moment en travée dans les poutres: (CCBA 68 Art A12)

pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée (l), avec les charges permanentes puis avec les charges permanente plus les surcharges, puis on prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeurs absolues.
 - pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeurs absolues.
- et ceci dans chaque cas de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple:

Soit à calculer le moment en travée sous $(G) + 1,2(P)$

on calcul le moment isostatique sous $(G) + 1,2(P)$: $M_0(G + 1,2P) = q(G + 1,2P) \frac{l^2}{8}$

le moment en travée sera :

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

le moment en appuis sera :

$$M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$$

le moment en travée sous (SI):

$$M_t = \frac{M_c - M_w}{2}$$

pour les poutres on aura :

* Moments en travées "M_t" :

Sous $(G) + 1,2(P)$	$M_t = M_0(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$
Sous $(G) + (P) \mp (SI)$	$M_t = M_0(G + P) + M_t(SI) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$
Sous $0,8(G) \mp (SI)$	$M_t = M_0(0,8G) + M_t(SI) - \frac{M_w(0,8G) + M_c(0,8G)}{2}$

* Moments aux appuis "M_a" :

$M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$
$M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overline{SI})$
$M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overline{SI})$

* Efforts tranchants "T" :

Sous $(G) + 1,2(P)$	→	$T = T(G) + 1,2T(P)$
Sous $(G) + (P) \mp (SI)$	→	$T = T(G) + T(P) + T(\overline{SI})$
Sous $0,8(G) \mp (SI)$	→	$T = 0,8T(G) + T(\overline{SI})$

Moment en travées Portique transversale ①

NIV	trav	l (m)	$\frac{M_c + M_w}{2}$ sous (G)	(G) + 1,2 (P)			(G) + (P)			0,8 (G)			$\frac{M_c - M_w}{2}$ sous (SH)	(G) + (P) \mp (SH)		0,8 (G) \mp (SH)	
				q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t		M _t G+P+SH	M _t G+P-SH	M _t 0,8G+SH	M _t 0,8G-SH
VI	1-2	3,80	1,24	1,54	2,78	1,55	1,51	2,73	1,50	1,09	1,97	0,98	0,35	1,85	1,15	1,33	0,63
	2-3	4,40	1,51	1,54	3,73	2,22	1,51	3,65	2,14	1,09	2,64	1,43	0,39	2,35	1,75	1,80	1,04
V	4-5	3,80	1,99	2,41	4,35	2,36	2,35	4,24	2,25	1,64	2,96	1,37	0,56	2,81	1,69	1,93	0,81
	5-6	4,40	2,52	"	5,83	3,32	"	5,69	3,18	1,64	3,97	1,96	0,54	3,72	2,64	2,50	1,42
IV	7-8	3,80	2,00	"	4,35	2,35	"	4,24	2,24	"	2,96	1,36	0,66	2,90	1,58	2,01	0,70
	8-9	4,40	2,54	"	5,83	3,30	"	5,69	3,16	"	3,97	1,94	0,58	3,74	2,58	2,52	1,36
III	10-11	3,80	2,00	"	4,35	2,35	"	4,24	2,24	"	2,96	1,36	1,08	3,32	1,16	2,44	0,28
	11-12	4,40	2,54	"	5,83	3,30	"	5,69	3,16	"	3,97	1,94	1,03	4,19	2,13	2,97	0,91
II	13-14	3,80	2,00	"	4,35	2,35	"	4,24	2,24	"	2,96	1,36	0,76	3,00	1,48	2,12	0,60
	14-15	4,40	2,54	"	5,83	3,36	"	5,69	3,16	"	3,97	1,94	0,75	3,91	2,41	2,69	1,19
I	16-17	3,80	2,00	"	4,35	2,35	"	4,24	2,24	"	2,96	1,36	1,12	3,36	1,12	2,48	0,24
	17-18	4,40	2,54	"	5,83	3,36	"	5,69	3,16	"	3,97	1,94	1,01	4,17	2,15	2,95	0,93

59

60

Niv	Etrav	(G) + 1,2 (P)			(G) + (P) + (SI)			(G) + (P) - (SI)			0,8(G) + (SI)			0,8(G) - (SI)		
		M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w
VI	1-2	-1.86	1.55	-0.94	-0.49	1.85	1.11	-3.15	1.15	-2.95	0.02	1.33	1.37	-2.64	0.63	-2.69
	2-3	-1.34	2.22	-2.08	0.61	2.53	-0.84	-3.23	1.75	-3.19	0.98	1.80	-0.32	-2.86	1.04	-2.62
V	4-5	-2.83	2.36	-1.85	1.10	2.81	3.17	-6.62	1.69	-6.77	1.93	1.93	3.71	-5.79	0.81	-6.23
	5-6	-2.58	3.32	-3.32	1.99	3.72	0.19	-7.03	2.64	-6.67	2.75	2.50	1.17	-6.27	1.42	-5.69
IV	7-8	-2.82	2.35	-1.88	4.17	2.90	6.41	-9.67	1.58	-10.07	5.00	2.02	6.96	-8.84	0.70	-9.52
	8-9	-2.63	3.30	-3.32	4.73	3.74	2.87	-9.85	2.58	-9.39	5.51	2.52	3.87	-9.07	1.36	-8.39
III	10-11	-2.83	2.35	-1.88	6.38	3.32	9.45	-11.88	1.16	-13.11	7.20	2.44	10.00	-11.06	0.28	-12.56
	11-12	-2.63	3.30	-3.34	7.58	4.19	4.83	-12.70	2.13	-11.35	8.36	2.97	5.82	-11.92	0.91	-10.36
II	13-14	-2.83	2.35	-1.88	8.46	3.00	10.88	-13.94	1.48	-14.54	9.27	2.12	11.43	-13.11	0.60	-13.99
	14-15	-2.63	3.36	-3.34	8.85	3.91	6.66	-13.97	2.41	-13.18	9.63	2.69	7.65	-13.19	1.19	-12.19
I	16-17	-2.83	2.35	-1.88	7.07	3.36	10.23	-12.57	1.12	-13.89	7.90	2.48	10.78	-11.74	0.24	-13.34
	17-18	-2.63	3.36	-3.34	8.16	4.17	5.44	-13.28	2.15	-11.06	8.94	2.95	6.43	-12.50	0.93	-10.97

Moments dans les poutres

Portique transversal ③

Niv	Etrav	(G) + 1,2(P)			(G) + (P) + (SI)			(G) + (P) - (SI)			0,8(G) + (SI)			0,8(G) - (SI)		
		Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw
VI	1-2	-2,90	2,68	-1,49	-1,92	3,00	0,34	-3,80	2,12	-3,28	-1,20	2,03	0,71	-3,08	1,15	-2,91
	2-3	-1,99	3,64	-3,09	-0,13	3,99	-2,22	-3,79	2,99	-3,88	0,37	2,72	-1,45	-3,29	1,72	-3,11
V	4-5	-2,79	3,06	-1,87	-0,22	3,84	2,75	-5,34	1,82	-6,39	0,63	2,36	3,31	-4,49	0,34	-5,83
	5-6	-2,46	4,07	-3,15	1,74	4,72	-0,80	-6,54	2,84	-5,34	2,48	2,79	0,14	-5,80	0,91	-4,40
IV	7-8	-2,84	3,06	-1,90	1,61	4,27	5,40	-7,15	1,39	-9,10	2,46	2,79	5,97	-6,30	-0,09	-8,53
	8-9	-2,51	4,05	-3,16	4,32	5,20	0,81	-9,20	2,32	-9,97	5,07	3,28	1,73	-8,25	0,40	-6,03
III	10-11	-2,84	3,06	-1,90	3,18	4,90	8,24	-8,72	0,70	-11,94	4,03	3,42	8,81	-7,87	-0,72	-11,37
	11-12	-2,51	4,05	-3,16	6,96	5,83	2,19	-11,84	1,69	-8,35	7,71	3,91	3,13	-11,09	-0,23	-7,41
II	13-14	-2,84	3,06	-1,90	4,34	4,96	9,51	-9,88	0,70	-13,21	5,19	3,48	10,08	-9,03	-0,78	-12,64
	14-15	-2,51	4,05	-3,16	8,16	5,91	3,23	-13,04	1,61	-9,39	8,91	3,99	4,17	-12,29	-0,31	-8,45
I	16-17	-2,84	3,06	-1,90	3,53	5,16	9,10	-9,07	0,50	-12,80	4,38	3,68	9,67	-8,22	-0,98	-12,83
	17-18	-2,51	4,05	-3,16	7,25	5,81	2,51	-12,13	1,71	-8,67	8,00	3,89	3,45	-11,38	-0,21	-7,73

Moments dans les poutres

Portique transversal ⑨

Niv	Etrav	(G) + 1,2 (P)			(G) + (P) + (SI)			(G) + (P) - (SI)			0,8(G) + (SI)			0,8(G) - (SI)		
		Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw
VI	1-2	-2,90	1,98	-1,49	-0,65	2,30	-0,10	-5,07	1,46	-2,84	0,07	1,54	0,27	-4,35	0,70	-2,47
	2-3	-1,99	3,64	-3,09	-0,73	3,86	-1,09	-3,19	3,12	-5,01	-0,23	2,59	-0,32	-2,69	1,85	-4,20
V	4-5	-2,85	2,31	-1,87	1,83	2,59	1,39	-6,94	1,63	-5,03	2,23	1,39	1,95	6,09	0,43	-4,47
	5-6	-2,46	2,07	-3,15	0,55	4,15	0,62	-5,35	3,41	-6,76	1,29	2,22	1,56	-2,61	1,48	-5,82
IV	7-8	-2,84	2,31	-1,90	3,66	2,50	3,80	-9,20	1,72	-7,50	4,51	1,30	4,37	-8,35	0,52	-6,93
	8-9	-2,51	4,05	-3,16	2,21	4,29	2,63	-7,09	3,23	-8,79	2,96	2,37	3,57	-6,34	1,31	-7,85
III	10-11	-2,84	2,31	-1,90	5,88	2,66	5,70	-11,42	1,56	-9,40	6,73	1,46	6,27	-10,57	0,36	-8,83
	11-12	-2,51	4,05	-3,16	4,06	4,35	4,50	-8,94	3,17	-10,75	4,81	2,43	5,53	-8,19	1,25	-9,81
II	13-14	-2,84	2,31	-1,90	6,87	2,60	6,64	-12,23	1,62	-10,34	7,54	1,40	7,21	-11,38	0,42	-9,77
	14-15	-2,51	4,05	-3,16	4,95	4,26	5,30	-9,83	3,26	-11,46	5,70	2,34	6,24	-9,08	1,34	-10,52
I	16-17	-2,84	2,31	-1,90	6,31	2,63	6,20	-11,85	1,59	-9,90	7,16	1,43	6,77	-11,00	0,39	-9,33
	17-18	-2,51	4,05	-3,16	4,53	4,30	4,97	-9,41	3,22	-11,73	5,28	2,38	5,91	-8,66	1,32	-10,19

62

Moments dans les poutres

Portique longitudinal n° III

63

		$G + 1,2P$			$G + P + SI$			$G + P - SI$			$0,8G + SI$			$0,8G - SI$		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
VI		-0,19	0,16	-0,11	0,80	0,35	1,26	-1,18	-0,03	-1,48	0,84	0,32	1,28	-1,14	-0,06	-1,46
		-0,19	0,12	-0,19	0,80	0,12	0,80	-1,18	+0,12	-1,18	0,84	0,10	0,84	-1,14	+0,10	-1,14
		-0,11	0,16	-0,19	1,26	0,35	0,80	-1,48	-0,03	-1,18	1,28	0,32	0,84	-1,46	-0,06	-1,14
V		-0,61	0,49	-0,45	1,29	0,81	2,08	-2,51	+0,17	-2,98	1,41	0,72	2,17	-2,39	+0,08	-2,81
		-0,61	0,41	-0,61	1,29	0,41	1,29	-2,51	+0,41	-2,51	1,41	0,33	1,41	-2,39	+0,33	-2,39
		-0,45	0,49	-0,61	2,08	0,81	1,29	-2,98	+0,17	-2,51	2,17	0,72	1,41	-2,81	+0,08	-2,39
IV		-0,61	0,48	-0,46	1,99	1,02	3,21	-3,21	-0,06	-4,13	2,11	0,93	3,30	-3,09	-0,15	-4,01
		-0,61	0,41	-0,61	1,99	0,41	1,99	-3,21	+0,41	-3,21	2,11	0,33	2,11	-3,09	+0,33	-3,09
		-0,46	0,48	-0,61	3,21	1,02	1,99	-4,13	-0,06	-3,21	3,30	0,93	2,11	-4,04	-0,15	-3,09
III		-0,61	0,48	-0,46	2,61	1,19	4,18	-3,83	-0,23	-5,10	2,73	1,10	4,27	-3,71	-0,22	-5,01
		-0,61	0,41	-0,61	2,61	0,41	2,61	-3,83	+0,41	-3,83	2,73	0,33	2,73	-3,71	+0,33	-3,71
		-0,46	0,48	-0,61	4,18	1,19	2,61	-5,10	-0,23	-3,83	4,27	1,10	2,73	-5,01	-0,22	-3,71
II		-0,61	0,48	-0,46	3,08	1,05	4,37	-4,30	-0,09	-5,29	3,20	0,96	4,46	-4,18	-0,18	-5,20
		-0,61	0,41	-0,61	3,08	0,41	3,08	-4,30	+0,41	-4,30	3,20	0,33	3,20	-4,18	+0,33	-4,18
		-0,46	0,48	-0,61	4,37	1,05	3,08	-5,29	-0,09	-4,30	4,46	0,96	3,20	-5,20	-0,18	-4,18
I		-0,61	0,48	-0,46	2,62	1,18	4,16	-3,84	-0,22	-5,08	2,74	1,09	4,25	-3,72	-0,18	-4,99
		-0,61	0,41	-0,61	2,62	0,41	2,62	-3,84	+0,41	-3,84	2,74	0,33	2,74	-3,72	+0,33	-3,72
		-0,46	0,48	-0,61	4,16	1,18	2,62	-5,08	-0,22	-3,84	4,25	1,09	2,74	-4,99	-0,18	-3,72

Portique transversal ①

Efforts tranchants dans les poutres

Portique transversal ③

74

NIVEAU	Chargée	G+1,2P		G+P+S _I		G+P-S _I		0,8P+S _I		0,8P-S _I	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
VI	1-2	3,17	-2,68	2,23	-3,51	3,99	-1,75	1,36	-2,77	3,12	-1,02
	2-3	3,21	-3,56	2,45	-4,19	3,85	-2,79	1,57	-3,21	2,97	-1,81
V	4-5	4,84	-4,32	2,40	-6,53	7,04	-1,89	0,98	-5,26	5,62	-0,62
	5-6	5,14	-5,47	3,21	-7,13	6,81	-3,53	1,70	-5,52	5,70	-1,92
IV	7-8	4,83	-4,33	0,72	-8,21	8,70	-0,22	-0,70	-6,97	7,28	1,05
	8-9	5,14	-5,47	1,96	-8,38	8,06	-2,28	-0,45	-6,77	6,55	-0,67
III	10-11	4,83	-4,33	-0,66	-9,58	10,08	1,16	-2,08	-8,31	8,66	2,43
	11-12	5,14	-5,47	0,87	-9,47	9,15	-1,79	-0,64	-7,86	7,64	0,42
II	13-14	4,83	-4,33	-1,58	-10,50	11,00	2,08	-3,00	-9,23	9,58	3,35
	14-15	5,14	-5,47	0,16	-10,18	9,86	-0,48	-1,35	-8,57	8,35	1,13
I	16-17	4,83	-4,33	-1,05	-9,97	10,47	1,55	-2,47	-8,70	9,05	2,82
	17-18	5,14	-5,47	0,60	-9,74	9,42	-0,92	-0,91	-8,13	7,91	0,69

NIVEAU	Chargée	G+1,2P		G+P+S _I		G+P-S _I		0,8G+S _I		0,8G-S _I	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
VI	1-2	5,18	-4,45	4,34	-5,06	5,78	-3,62	2,84	-3,74	4,28	-2,30
	2-3	5,18	-5,69	4,45	-6,15	5,65	-4,95	2,93	-4,50	4,13	-3,30
V	4-5	5,44	-4,94	3,32	-6,59	7,08	-2,83	1,32	-4,74	5,08	-0,98
	5-6	5,70	-6,02	3,98	-7,21	6,90	-4,23	1,65	-4,92	4,77	-2,06
IV	7-8	5,43	-4,95	2,13	-7,78	8,25	-1,60	0,13	-5,92	6,35	0,20
	8-9	5,70	-6,01	3,02	-8,16	7,86	-3,32	0,98	-5,94	5,73	-1,10
III	10-11	5,43	-4,95	0,97	-8,94	9,41	-0,50	-1,03	-7,08	7,41	1,36
	11-12	5,70	-6,01	2,11	-9,07	8,77	-2,41	-0,02	-6,85	6,64	-0,19
II	13-14	5,43	-4,95	0,33	-9,58	10,05	0,14	-1,67	-7,72	8,05	2,00
	14-15	5,70	-6,01	1,60	-9,57	9,28	-1,90	-0,53	-7,36	7,15	0,32
I	16-17	5,43	-4,95	0,65	-9,26	9,73	-0,18	-1,35	-7,40	7,73	1,68
	17-18	5,70	-6,01	1,97	-9,21	8,91	-2,27	-0,16	-6,99	6,78	-0,05

Portique transversal (II)

Efforts tranchants dans les Poutres

Portique longitudinal (III)

P = 0

NIVEAU	TRAVÉE	G + 1,2 P		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
VI	1-2	5,18	-4,45	4,12	-5,28	6,00	-3,40	2,62	-3,96	4,50	-2,08
	2-3	5,18	-5,69	4,32	-6,28	5,78	-4,82	2,80	-4,13	4,26	-3,17
V	4-5	5,44	-4,94	3,26	-6,65	7,14	-2,77	1,26	-4,80	5,14	-0,92
	5-6	5,70	-6,02	3,93	-7,26	6,95	-4,26	1,80	-5,03	4,82	-2,01
IV	7-8	5,43	-4,95	2,01	-7,90	8,37	-1,54	0,01	-6,04	6,37	0,32
	8-9	5,70	-6,01	3,09	-8,09	7,75	-3,39	0,96	-5,87	5,66	-1,17
III	10-11	5,43	-4,95	0,93	-8,98	9,45	-0,46	-1,07	-7,12	7,45	1,40
	11-12	5,70	-6,01	2,22	-8,96	8,66	-2,52	0,09	-6,74	6,53	-0,30
II	13-14	5,43	-4,95	0,47	-9,44	9,91	0,00	-1,53	-7,59	7,91	1,96
	14-15	5,70	-6,01	1,86	-9,32	9,02	-2,16	-0,27	-7,10	6,89	0,06
I	16-17	5,43	-4,95	0,68	-9,83	9,70	-0,21	-1,32	-7,37	7,70	1,65
	17-18	5,70	-6,01	2,03	-9,15	8,85	-2,33	-0,10	-6,93	6,72	-0,11

NIV	TRAVÉE	G		G + SI		G - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
VI	1-2	0,49	-0,43	-0,30	-1,22	1,28	0,36	-0,40	-1,13	1,18	0,45
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-0,20	-1,12	1,12	0,20	-0,29	-1,03	1,03	0,29
	9-10	0,43	-0,45	-0,36	-1,28	1,22	0,30	-0,45	-1,18	1,13	0,40
V	1-2	0,52	-0,40	-0,96	-1,18	2,00	1,08	-1,06	-1,80	1,90	1,16
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-0,81	-1,73	1,73	0,81	-0,90	-1,64	1,64	0,90
	9-10	0,40	-0,52	-1,08	-2,00	1,88	0,96	-1,16	-1,90	1,90	1,06
IV	1-2	0,51	-0,40	-1,58	-2,49	2,60	1,69	-1,68	-2,41	2,50	1,77
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-1,27	-2,10	2,19	1,27	-1,36	-2,10	2,10	1,36
	9-10	0,40	-0,51	-1,69	-2,60	2,49	1,58	-1,77	-2,49	2,41	1,68
III	1-2	0,51	-0,40	-2,11	-3,02	3,13	2,22	-2,21	-2,94	3,03	2,30
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-1,69	-2,61	2,61	1,69	-1,78	-2,52	2,52	1,78
	9-10	0,40	-0,51	-2,22	-3,13	3,02	2,11	-2,30	-3,03	2,94	2,21
II	1-2	0,51	-0,40	-2,33	-3,24	3,35	2,44	-2,43	-3,16	3,25	2,52
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-2,00	-2,92	2,92	2,00	-2,09	-2,83	2,83	2,09
	9-10	0,40	-0,51	-2,44	-3,35	3,24	2,33	-2,52	-3,25	3,16	2,43
I	1-2	0,51	-0,40	-2,11	-3,02	3,13	2,22	-2,21	-2,94	3,03	2,30
	2-3 3-9	0,46	-0,46	-1,69	-2,61	2,61	1,69	-1,78	-2,52	2,52	1,78
	9-10	0,40	-0,51	-2,22	-3,13	3,02	2,11	-2,30	-3,03	2,94	2,21

Niv	Pot	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c
VI	I	+0,94	-0,85	3,63	3,36	-2,16	2,52	-1,52	0,46	4,69	2,69	-1,68	1,78	-1,37	0,50	3,54
	II	0,22	-0,24	7,68	3,20	-1,98	7,77	-2,76	1,52	7,33	2,64	-1,62	5,15	-2,32	1,30	5,33
	III	-1,34	1,21	4,19	0,99	0,10	4,96	-3,61	2,26	3,28	0,98	-0,08	3,73	-2,86	1,72	2,33
V	I	0,97	-0,94	8,98	5,61	-4,30	4,98	-3,71	2,46	12,66	4,54	-3,46	3,21	-3,22	2,18	9,61
	II	0,27	-0,26	18,93	7,26	-5,97	19,38	-6,74	5,40	17,70	6,07	-4,95	13,98	-5,65	4,59	12,58
	III	-1,30	+1,30	10,24	3,00	-1,62	13,05	-5,66	4,16	7,05	2,68	-1,52	9,78	-4,54	3,50	4,78
IV	I	0,94	-0,94	14,27	7,42	-6,25	5,37	-5,58	4,41	22,63	6,06	-5,08	2,93	-4,78	3,80	17,31
	II	0,26	-0,26	30,17	10,19	-3,02	31,50	-3,69	8,58	27,54	8,46	-7,54	22,69	-8,10	7,18	19,41
	III	-1,36	+1,30	16,33	4,59	-3,52	22,67	-7,13	6,06	9,35	3,99	-3,10	17,08	-5,37	4,82	5,98
III	I	0,94	-0,94	19,54	9,13	-7,64	4,09	-7,29	5,80	34,23	7,48	-6,24	1,26	-6,20	4,96	26,38
	II	0,26	-0,26	41,41	12,08	-12,08	43,95	-11,58	11,58	37,07	10,04	-10,04	31,68	-9,68	9,68	25,94
	III	-1,30	+1,30	22,34	6,11	-4,77	33,52	-8,65	7,31	10,26	5,26	-4,14	25,42	-7,04	5,92	6,04
II	I	0,94	-0,94	25,01	9,45	-9,45	1,90	-7,61	7,61	47,14	7,75	-7,74	-1,17	-6,47	6,47	36,53
	II	0,26	-0,26	58,66	13,75	-13,75	56,67	-13,25	13,25	46,33	11,43	-11,43	40,89	-11,07	11,07	32,27
	III	-1,30	+1,30	28,69	6,39	-6,39	45,30	-8,93	8,93	10,44	5,49	-5,49	34,53	-7,27	7,27	5,45
I	I	0,94	-0,94	30,27	6,86	-11,95	0,15	-5,02	10,77	59,21	5,59	-9,83	-3,23	-4,31	8,55	46,00
	II	0,26	-0,26	63,89	8,97	-15,07	69,27	-8,47	14,57	55,69	7,45	-12,53	50,01	-7,09	12,17	38,69
	III	-1,30	+1,30	34,50	3,94	-2,96	58,54	-6,48	12,30	11,06	3,45	-8,30	43,20	-5,23	10,08	5,30

67

Niv	Pot	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M _S	M _I	N _C	M _S	M _I	N _C	M _S	M _I	N _C	M _S	M _I	N _C	M _S	M _I	N _C
VI	I	1,49	-0,88	5,40	3,64	-2,04	4,43	-0,70	0,32	6,15	2,91	-1,57	3,06	-0,71	0,39	4,50
	II	0,19	-0,14	11,82	2,31	-1,82	11,70	-1,83	1,54	11,42	1,91	1,50	6,34	-1,63	1,30	8,10
	III	-1,99	1,16	6,10	0,24	0,18	6,70	-4,16	2,08	5,26	0,37	-6,00	4,89	-3,29	1,57	3,69
V	I	1,00	-0,94	11,28	5,28	-3,79	7,82	-3,34	1,95	14,06	4,26	-3,03	4,75	-2,92	1,75	9,99
	II	0,16	-0,15	24,22	4,28	-4,12	24,10	-3,96	3,92	22,80	3,54	-3,41	16,23	-3,32	3,21	15,15
	III	-1,30	1,24	12,74	2,75	-1,47	14,83	-5,29	3,89	9,97	2,47	-1,39	10,41	-4,23	3,07	6,29
IV	I	0,94	-0,94	17,18	8,75	-5,70	9,82	-4,91	3,86	23,40	5,50	-4,62	5,35	-4,22	3,34	16,67
	II	0,15	-0,15	30,61	6,10	-6,10	30,75	-5,80	5,80	22,31	5,06	-5,06	24,34	-4,86	4,86	21,97
	III	-1,24	1,24	19,39	4,23	-3,23	24,13	-6,65	5,65	13,37	3,69	-2,86	16,80	-5,37	4,54	7,94
III	I	0,94	-0,94	23,07	8,25	-6,92	10,41	-6,41	5,08	34,13	6,75	-5,64	4,75	-5,47	4,36	24,51
	II	0,15	-0,15	48,99	7,66	-7,66	49,68	-7,36	7,36	44,69	6,36	-6,36	32,69	-6,16	6,16	28,55
	III	-1,24	1,24	26,03	5,63	-4,40	34,50	-8,05	6,18	15,76	4,86	-3,83	24,29	-6,54	5,51	8,67
II	I	0,94	-0,94	28,96	8,55	-8,55	10,25	-6,71	6,71	45,63	7,00	-7,00	3,51	-5,72	5,72	32,99
	II	0,15	-0,15	61,37	8,74	-8,74	62,75	-8,44	8,44	55,37	7,26	-7,26	41,18	-7,06	7,06	35,00
	III	-1,24	1,24	32,67	5,91	-5,91	45,50	-8,53	8,53	17,54	5,09	-5,09	32,21	-6,77	6,77	8,91
I	I	0,94	-0,94	34,85	6,83	-11,16	10,46	-4,59	9,32	56,74	5,23	-9,17	2,60	-5,95	7,89	41,16
	II	0,15	-0,15	73,75	5,83	-7,34	75,94	-5,53	7,04	65,96	4,83	-6,09	49,72	-4,63	5,89	41,40
	III	-1,24	1,24	39,32	3,30	-9,33	56,04	-5,72	11,75	19,76	2,92	-7,94	39,75	-4,60	9,62	9,51

Niv	Pot	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8G + SI			0,8G - SI		
		M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c
VI	I	1,49	-0,88	5,40	3,11	-1,75	4,16	-0,17	0,03	6,42	2,47	-1,33	2,84	-0,27	0,15	4,72
	II	0,19	-0,14	12,29	5,19	-0,88	12,29	-4,81	0,60	11,78	4,31	-0,72	8,80	-4,03	0,52	8,38
	III	-1,99	1,16	6,10	-0,48	0,41	6,86	-3,44	1,85	5,10	-0,23	0,18	5,02	-2,69	1,38	3,56
V	I	0,99	-0,94	11,28	3,94	-3,34	7,48	-1,99	1,50	14,40	3,14	-2,66	4,51	-1,80	1,38	10,27
	II	0,16	-0,15	25,17	8,84	-3,71	25,17	-8,52	3,41	23,63	7,34	-3,07	17,09	-7,12	2,87	15,81
	III	-1,30	1,24	12,74	1,55	-0,66	15,05	-4,29	3,06	9,67	1,47	-0,72	10,55	-3,23	2,40	6,11
IV	I	0,94	-0,94	17,18	5,28	-4,48	9,34	-3,44	2,64	23,98	4,27	-3,61	4,95	-2,99	2,33	17,07
	II	0,15	-0,15	38,03	11,15	-7,22	38,51	-10,85	6,92	35,00	9,27	-5,99	25,77	-9,07	5,79	22,85
	III	-1,24	1,24	19,39	2,50	-1,81	24,26	-4,92	4,23	13,24	2,25	-1,68	17,01	-3,93	3,36	7,83
III	I	0,94	-0,94	23,07	6,42	-5,42	9,88	-4,58	3,58	34,65	5,22	-4,39	4,31	-3,84	3,11	24,95
	II	0,15	-0,15	50,77	12,67	-10,40	52,11	-12,37	10,10	46,09	10,53	-8,64	34,65	-10,33	8,44	29,63
	III	-1,24	1,24	26,03	3,57	-2,70	34,50	-5,99	5,12	15,76	3,14	-2,42	24,29	-4,82	4,10	8,67
II	I	0,94	-0,94	28,96	6,61	-6,61	9,85	-4,77	4,77	46,00	5,38	-5,38	3,21	-4,10	4,10	33,29
	II	0,15	-0,15	63,74	11,31	-14,98	65,83	-11,01	14,68	57,07	9,40	-12,46	43,64	-9,19	12,26	36,34
	III	-1,24	1,24	32,68	3,75	-3,75	45,19	-6,17	6,17	17,85	3,29	-3,29	31,95	-4,97	4,97	9,17
I	I	0,94	-0,94	34,85	4,89	-8,29	10,14	-3,05	6,45	57,06	3,95	-6,78	2,33	-2,67	5,50	41,43
	II	0,15	-0,15	76,60	5,87	-17,32	79,50	-5,57	17,02	68,10	4,87	-17,27	52,59	-4,67	17,06	43,09
	III	-1,24	1,24	39,32	2,20	-6,03	55,66	-4,62	8,45	20,14	2,00	-5,19	39,43	3,68	6,87	9,83

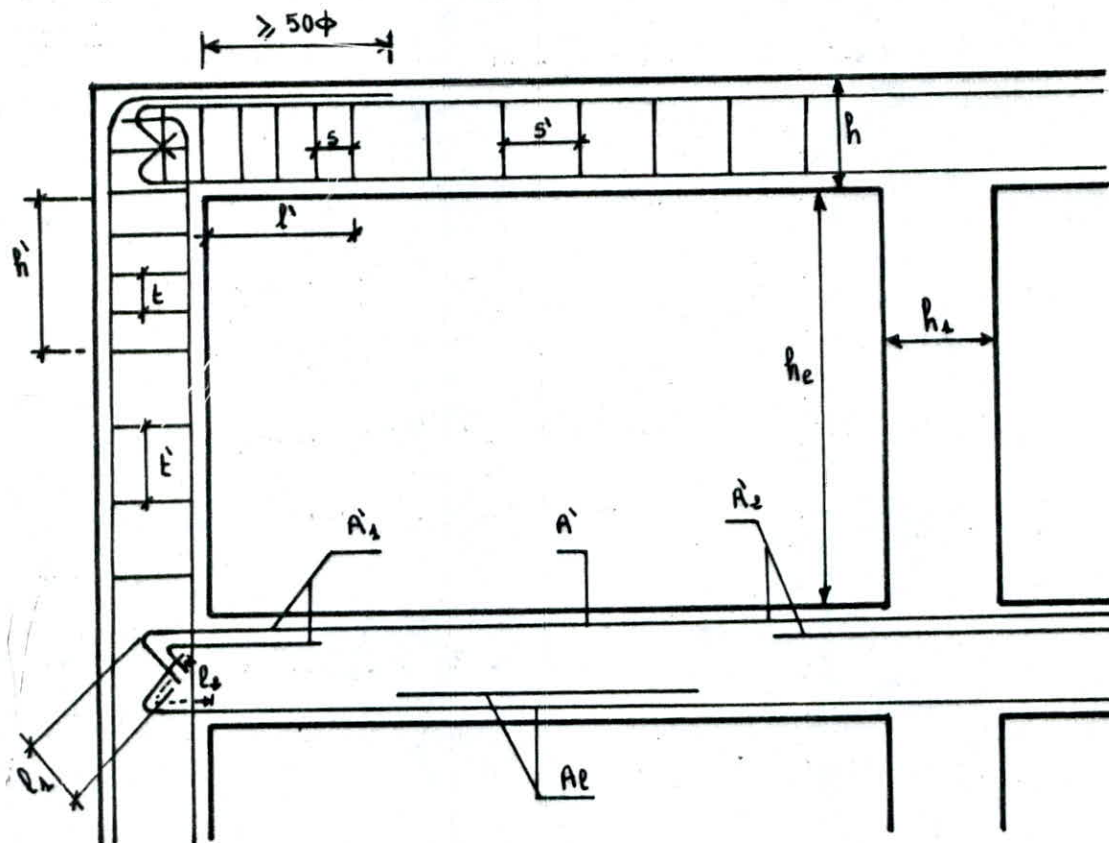
Niv	Pot	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c	M _s	M _I	N _c
VI	1	0,11	-0,21	1,38	1,75	-1,40	0,43	-1,53	0,68	2,33	1,46	-0,91	0,31	-1,28	0,57	1,89
	2	0	0	1,44	2,36	-1,51	1,60	-2,36	1,51	1,28	1,97	-1,26	1,28	-1,97	1,26	1,02
	3÷8	0	0	0,95	2,36	-1,51	0,95	-2,36	1,51	0,95	1,97	-1,26	0,76	-1,97	1,26	0,76
	9	0	0	1,44	2,36	-1,51	1,28	-2,36	1,51	1,60	1,97	-1,26	1,02	-1,97	1,26	1,28
	10	-0,11	0,21	1,38	1,53	-0,68	2,33	-1,75	1,40	0,43	1,28	-0,57	2,10	-1,46	0,91	1,21
V	1	0,24	-0,23	2,72	3,28	-2,63	0	-2,80	2,17	5,44	2,72	-2,18	-0,01	-2,34	1,81	4,44
	2	0	0	2,90	4,56	-3,73	3,31	-4,56	3,73	2,49	3,80	-3,11	2,66	-3,80	3,11	1,98
	3÷8	0	0	1,98	4,56	-3,73	1,89	-4,56	3,73	1,89	3,80	-3,11	1,51	-3,80	3,11	1,51
	9	0	0	2,90	4,56	-3,73	2,49	-4,56	3,73	3,31	3,80	-3,11	1,98	-3,80	3,11	2,66
	10	-0,24	0,23	2,73	2,80	-2,17	5,45	-3,28	2,63	0,01	2,34	-1,82	4,45	-2,72	2,18	-0,09
IV	1	0,23	-0,23	4,07	4,63	-3,83	6,84	-4,18	3,37	9,30	3,85	-3,18	-1,11	-3,49	2,82	7,61
	2	0	0	4,36	6,23	-6,01	5,20	-6,23	6,01	3,52	5,19	-5,01	4,19	-5,19	5,01	2,79
	3÷8	0	0	2,84	6,23	-6,01	2,84	-6,23	6,01	2,84	5,19	-5,01	2,27	-5,19	5,01	2,27
	9	0	0	4,36	6,23	-6,01	3,52	-6,23	6,01	5,20	5,19	-5,01	2,79	-5,19	5,01	2,19
	10	-0,23	0,23	4,07	4,17	-3,37	9,30	-4,63	3,83	-1,17	3,49	-2,82	7,61	-3,85	3,18	-1,11
III	1	0,23	-0,23	5,41	5,80	-4,78	-2,97	-5,34	4,32	13,79	4,82	-3,97	-2,66	-4,46	3,61	11,30
	2	0	0	5,81	7,23	-7,73	7,21	-7,23	7,73	4,41	6,44	-6,44	5,81	-6,44	6,44	3,47
	3÷8	0	0	3,78	7,23	-7,73	3,78	-7,23	7,73	3,78	6,44	-6,44	3,02	-6,44	6,44	3,02
	9	0	0	5,81	7,23	-7,73	4,41	-7,23	7,73	7,21	6,44	-6,44	3,47	-6,44	6,44	5,81
	10	-0,23	0,23	5,41	5,34	-4,32	13,79	-5,80	4,78	-2,97	4,46	-3,61	11,30	-4,82	3,97	-2,66
II	1	0,23	-0,23	6,76	6,02	-6,03	-5,03	-5,57	5,57	18,54	5,01	-5,01	-4,42	-4,65	4,65	15,22
	2	0	0	7,27	3,05	-8,86	9,13	-3,05	8,86	5,41	2,54	-7,38	7,36	-2,54	7,38	4,26
	3÷8	0	0	4,73	3,05	-8,86	4,73	-3,05	8,86	4,73	2,54	-7,38	3,78	-2,54	7,38	3,78
	9	0	0	7,27	3,05	-8,86	5,41	-3,05	8,86	9,13	2,54	-7,38	4,26	-2,54	7,38	7,36
	10	-0,23	0,23	6,76	5,57	-5,57	18,54	-6,03	6,03	-5,03	4,65	-4,65	15,22	-2,54	7,38	-4,42
I	1	0,23	-0,23	8,10	5,77	-10,51	-6,83	-5,77	10,05	23,03	4,80	-8,75	-5,96	-5,01	5,01	18,82
	2	0	0	8,72	7,75	-12,07	11,14	-7,75	12,07	6,30	6,46	-10,06	9,00	-4,44	8,99	4,96
	3÷8	0	0	5,67	7,75	-12,07	5,67	-7,75	12,07	5,67	6,46	-10,06	4,54	-6,46	10,06	4,54
	9	0	0	8,72	7,75	-12,07	6,30	-7,75	12,07	11,14	6,46	-10,06	4,96	-6,46	10,06	9,00
	10	-0,23	0,23	8,10	5,31	-10,05	23,03	-5,77	10,51	-6,83	4,44	-8,39	18,92	-4,80	8,75	-5,96

Ferraillage des Portiques

Prscription (RPA 81)

Notre bâtiment étant constitué par une ossature auto-stable, donc toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en Zone II (Art A.2) doivent être respectées.

Prscription relatives au ferraillage:



avec : $l' = 2h$, $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_s, h_s, 60\text{cm}\right)$

$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en Zone II

$E \leq 12\phi$ en Zone II

$s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$

$s' \leq \frac{h}{2}$

$A' \geq \max\left(\frac{A_s'}{4}, \frac{A_e'}{4}, 3\text{cm}^2\right)$

$A_s \geq \max\left(\frac{A_s}{2}, \frac{A_e}{4}, 3\text{cm}^2\right)$

$l_1 \geq 20\phi$

$l_2 \geq \max(30\phi, 50\text{cm})$

alors $A_{sup} \geq \text{Max}(A_{0sup}, A'_s)$

Ferrailage des Poutres

on a adopté la méthode classique de M² (P. CHARON), (flexion simple).

on calcul $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2}$, on se réfère aux tableaux pour tirer les valeurs

correspondantes de (K) et de (K'), on calcul alors:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

Si $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

on a une section sans armatures comprimées

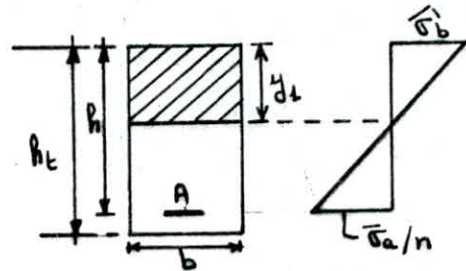
Si $\bar{\sigma}'_b \geq \bar{\sigma}'_b$

on a une section avec armatures comprimées

Section sans Armatures comprimées:

- on faisant l'équilibre des moments on tire la section d'armatures tendues nécessaire

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h}$$



Section avec armatures comprimées

on a 2 cas :

1^{er} cas:

Si $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'}$ on prend $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$

on aura: $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y_1-d')}{y_1} \cdot \bar{\sigma}'_b$

de (K) on tire des tableaux: α, μ, ϵ

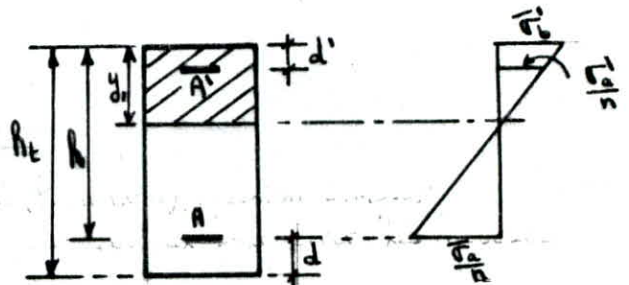
avec $y_1 = \alpha h$
 $M_A = \mu b h^2 \bar{\sigma}'_b$; les sections d'armature seront:
 $\Delta M = M - M_A$

2^{eme} cas:

Si $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$ on prend $K = \frac{15(h-d')}{h+d'}$ avec $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$ et $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a$

de K on tire des tableaux ϵ et μ' , $M_A = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$, $\Delta M = M - M_A$.

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} ; A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$



$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$$

$$A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$

Armatures Longitudinales:

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple (effort normal négligeable, CCBA 68 A19) la section d'acier sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du 1^{er} genre (SP₁) et du second genre (max SP₂)

* si $\max [1,5 M (SP_1), M (SP_2)] = 1,5 M (SP_1) \rightarrow$ on calcul A sous (SP₁)

* si $\max [1,5 M (SP_1), M (SP_2)] = M (SP_2) \rightarrow$ on calcul A sous (SP₂)

Les poutres seront ferrillées sous (SP₂), vu que les moments sont très faibles sous (SP₁) par rapport au moments sous (SP₂)

Etape de calcul:

- cas des moments négatifs: (traction des fibres supérieures):

on détermine la section d'acier nécessaire (A_{0sup}) par la méthode de M² P. CHARON soit A'_s la section supérieure minimale donnée par le RPA 81.

alors $A_{sup} \geq \text{Max}(A_{0sup}, A'_s)$

- Cas des moments positifs: (traction des fibres inférieures):

on détermine A_{0inf} avec M_{inf}^{max} .
 soit A_1 la section d'acier minimal inférieure donnée par le RPA81 pour les sections sollicitées par des moments positifs, ce qui est dans notre cas, les armatures inférieures seront soumises à une traction égale à $(T + \frac{M}{z})$, alors on définit (A_{inf}^{min}) comme: $A_{inf}^{min} \geq \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_a}$
 la section d'armatures inférieures sera alors:

$$A_{inf} \geq \max(A_{0inf}, A_1, A_{inf}^{min})$$

- Armatures transversales

les armatures transversales ont pour but de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et empêcher la fissuration, elle seront calculées pour l'effort tranchant max.

- contrainte maximal de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h \quad \left| \begin{array}{l} b: \text{largeur de la poutre} \\ h: \text{bras de levier de la section} \end{array} \right.$$

- contrainte admissibles des armatures transversales:

• $\bar{\tau}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\tau}_{en}$ avec $\rho_a = \frac{1}{3}$ si on a reprise de bétonnage

• $\bar{\tau}_{at} = \max \left(\left(1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\tau}_{en}, \frac{2}{3} \bar{\tau}_{en} \right)$ si on n'a pas reprise de bétonnage.

$\left\{ \begin{array}{l} z_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \\ z_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b \end{array} \right.$ lorsque $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$
 lorsque $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b$ → utilisation des cadres et étriers verticaux.

$\left\{ \begin{array}{l} 3,5 \bar{\sigma}_b \leq z_b \leq 5\bar{\sigma}_b \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b \leq z_b \leq 5\bar{\sigma}_b \end{array} \right.$ lorsque $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$
 lorsque $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b$ → utilisation des cadres et étriers verticaux plus des barres inclinées.

si $z_b > 5\bar{\sigma}_b$ → il faut changer la section du béton.

on a $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP1 (8,85 Kg/cm² sous SP2)

$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP1 (102,75 Kg/cm² sous SP2)

calcul des espacements:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\tau}_{at}}{T} \quad \text{avec } A_t: \text{section d'armatures trans}$$

Espacement admissible:

$$\bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = \left(1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \\ 0,2 h = \bar{t}_2 \end{array} \right. \quad (\text{CCBA68})$$

dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires alors:

$$s \leq \min\left(\frac{ht}{4}, 12\phi\right) \quad \text{en dehors de la zone nodale } s \leq \frac{ht}{2}$$

la valeur de ϕ à prendre, est le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés - d'où l'espacement admissible sera définie comme suit.

$$\bar{t} = \min\left(s, \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2)\right)$$

Ferraillage des poutres

Portique transversal n°1

b = 30cm , h = 36cm , z = 31.50 cm

NIV	NOE	M _{SP1} ^{max}	M _{SP1} ^{min}	M _{SP2} ^{max}	μ	ϵ	k	T _{SP1}	1.5 T _{SP1}	T _{SP2}	A ₀ ^{sup}	A ₀ ^{inf}	A ₀ ^{min}	Section adoptée	ferraillage
I	I	-2.82	-4.23	-12.57	0.1155	0.18667	22.5	4.33	6.49	9.97	9.59			11.12	4T16 + 4T14
				7.90	0.10726	0.17899	30.4					5.87	8.35	"	"
	II	-2.63	-3.95	-13.89	0.1276	0.18615	21.1	5.47	8.21	10.47	10.66			"	"
			10.78	0.10990	0.18747	24.9					8.15	10.64	"	"	
	III	-3.34	-5.01	-11.96	0.1099	0.18695	23.3	5.14	7.71	9.42	9.10			"	"
				6.43	0.10591	0.18990	34.5					4.73	7.10	"	"
II	I	-2.82	-4.23	-13.94	0.1280	0.18611	21.0	4.33	6.50	9.47	10.71			"	"
				9.27	0.10852	0.18821	27.4					6.95	9.26	"	"
	II	-2.63	-3.95	-14.54	0.1336	0.18588	20.4	5.47	8.21	10.50	11.20			"	"
			11.43	0.1050	0.18718	24.0					8.67	11.14	"	"	
	III	-3.34	-5.01	-13.18	0.1211	0.18641	21.8	5.14	7.71	11.00	10.09	11.14	11.14	"	"
				7.65	0.10703	0.18913	31.0					5.68	8.40	"	"
III	I	-2.83	-4.25	-11.78	0.1097	0.18698	23.2	4.33	6.50	9.58	9.03			10.17	4T14 + 2T16
				7.20	0.10661	0.18941	32.2					5.33	7.72	"	"
	II	-2.63	-3.95	-15.11	0.1224	0.18645	21.9	5.47	8.21	10.08	10.23			"	"
			10.00	0.10919	0.18783	26.1						7.53	9.96	"	"
	III	-3.34	-5.01	-11.35	0.1043	0.18721	24.1	5.14	7.71	9.15	8.61			"	"
				5.82	0.10535	0.19035	36.8					4.26	6.58	"	"
IV	I	-2.82	-4.23	-9.67	0.10888	0.18801	26.7	4.33	6.50	8.21	7.27			8.04	4T16
				5.00	0.10459	0.19098	40.4					3.63	5.73	"	"
	II	-2.63	-3.95	-10.07	0.10925	0.18780	26.0	5.47	8.21	8.70	7.59			"	"
			6.96	0.10639	0.18956	32.9						5.14	7.33	"	"
	III	-3.32	-4.98	-9.39	0.10863	0.18815	27.2	5.14	7.71	8.06	7.05			"	"
				3.87	0.10355	0.19192	47.0					2.78	4.84	"	"
V	I	-2.83	-4.25	-6.62	0.10608	0.18977	33.9	4.42	6.63	6.53	4.88			6.15	4T14
				1.93	0.10177	0.19412	70.0					1.36	3.01	"	"
	II	-2.58	-3.87	-7.03	0.10646	0.18952	32.7	5.47	8.21	7.13	5.19			"	"
			3.71	0.10341	0.19206	48.0						2.67	4.50	"	"
	III	-3.32	-4.98	-6.67	0.10613	0.18975	33.8	5.14	7.71	6.81	4.92			"	"
				1.17	0.10107	0.19537	93.0					0.81	2.51	"	"
VI	I	-1.86	-2.79	-3.15	0.10289	0.19265	53.0	2.68	4.02	3.51	2.25			4.52	4T12
				0.02	0.10002	0.19930	700					0.01	0.85	"	"
	II	-1.34	-2.01	-3.23	0.10297	0.19254	52.0	3.56	5.34	4.19	2.31			"	"
			1.37	0.10126	0.19500	85.0						0.95	2.03	"	"
	III	-2.08	-3.12	-3.19	0.10293	0.19259	52.5	3.21	4.82	3.85	2.25			"	"
				0	0	1	1000							"	"

Calcul des Contraintes dans le béton et l'acier Portique trans n°1

$b \cdot h = 1080 \text{ cm}^2$, $\bar{\sigma}_a (Sf_2) = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 206,25 \text{ Kg/cm}^2 (Sf_2)$, $d = d' = 4 \text{ cm}$

NIV	NOEU	$M_{Sf_2}^{max}$	$A \text{ cm}^2$	$b h \text{ cm}^2$	\bar{w}	K	E	$\sigma_a (\text{Kg/cm}^2)$	$\sigma_b' (\text{Kg/cm}^2)$
I	I	-12,57	11,12	1080	1,030	20,5	0,8592	3654,5	178,3
		7,90	11,12	"	1,030	20,5	0,8592	2296,8	112,0
	II	-13,89	11,12	"	"	"	"	4038,3	197,0
		10,78	"	"	"	"	"	3134,1	152,9
	III	-11,96	"	"	"	"	"	3477,2	169,6
		6,43	"	"	"	"	0,8592	1869,4	91,2
II	I	-13,94	"	1080	1,030	20,5	0,8592	4052,9	197,2
		9,27	"	"	"	"	"	2695,1	132,5
	II	-14,54	"	"	"	"	"	4227,3	206,2
		11,43	"	"	"	"	"	3323,2	162,1
	III	-13,18	"	"	"	"	"	3831,9	186,9
		7,65	11,12	"	1,030	20,5	0,8592	2224,1	108,5
III	I	-11,88	10,17	1080	0,942	21,7	0,8638	3756,5	173,11
		7,20	10,17	"	"	"	"	2876,6	104,9
	II	-13,11	"	"	"	"	"	4145,4	192,0
		10,00	"	"	"	"	"	3162,0	145,7
	III	-11,35	"	"	"	"	"	3588,9	165,4
		5,82	"	"	0,942	21,7	0,8638	1840,3	84,8
IV	I	-9,67	8,04	1080	0,744	25,1	0,8753	3816,9	152,07
		5,00	"	"	"	"	"	1973,6	78,6
	II	-10,07	"	"	"	"	"	3974,8	158,4
		6,96	"	"	"	"	"	2747,2	109,5
	III	-9,39	"	"	"	"	"	3706,4	147,7
		3,87	8,04	"	0,744	25,1	0,8753	1527,6	60,9
V	I	-6,62	6,15	1080	0,569	29,6	0,8879	3367,6	113,8
		1,93	"	"	"	"	"	997,0	33,7
	II	-7,03	"	"	"	"	"	3576,1	120,8
		3,71	"	"	"	"	"	1887,3	63,8
	III	-6,67	"	"	"	"	"	3393,0	114,6
		1,11	6,15	"	0,569	29,6	0,8879	595,2	20,1
VI	I	-3,15	4,52	1080	0,419	35,4	0,9008	2149	60,7
		0,02	"	"	"	"	"	13,64	0,4
	II	-3,23	"	"	"	"	"	2203,6	62,2
		1,37	"	"	"	"	"	934,6	26,4
	III	-3,19	"	"	"	"	"	2176,3	61,5
		0	4,52	1080	0,419	35,4	0,9008	/	/

Armatures transversales

Portique transversal n° ④

$Z = \frac{2}{3}h = 31,50\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 (\text{SP}_1) = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 (\text{SP}_2)$, $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 6$)

NIV	NOEU	T° (t)	$\bar{\sigma}_b$	σ_b	ϵ_b	$\bar{\epsilon}_b$	S	$\bar{\sigma}_{at}$	t (cm)
I	I	9,97	101,5	178,3	10,55	24,28	0,866	3637,2	13
	II	10,47	"	197,0	11,08	22,65	0,861	3616,2	12,3
	III	9,42	"	169,6	9,97	25,04	0,875	3675	13,9
II	I	9,47	"	197,7	10,02	22,59	0,874	3670,8	13,8
	II	10,50	"	206,2	11,11	21,85	0,861	3616,2	12,3
	III	11,00	"	186,9	11,64	23,53	0,854	3586,8	11,6
III	I	9,58	101,5	173,11	10,14	24,73	0,873	3666,6	13,6
	II	10,08	"	191,0	10,67	23,17	0,866	3637,2	12,8
	III	9,15	"	165,4	9,68	25,40	0,878	3687,6	14,3
IV	I	8,21	"	152,1	8,69	26,57	0,891	3742,2	16,2
	II	8,70	"	158,4	9,21	26,01	0,884	3712,8	15,2
	III	8,06	101,5	147,7	8,53	26,95	0,893	3750,6	16,6
V	I	4,42	67,5	113,8	4,68	16,60	0,941	3952,2	31,8
	II	5,47	"	120,8	5,79	15,99	0,927	3893,4	25,3
	III	5,14	"	114,6	5,44	16,53	0,932	3914,4	27,1
VI	I	2,68	"	60,7	2,84	20,65	0,947	3977,4	27,5
	II	3,56	"	62,2	3,77	20,65	0,929	3901,8	33,0
	III	3,21	67,5	61,5	3,40	20,65	0,936	3931,2	43,6

Espacement des Armatures transversales (RPA 81)

en zone nodale: $s = \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right) = 10 \text{ cm}$

en zone courante: $s' = h_t/2 = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

longueur de la zone courante: $l' = 2h_t = 80 \text{ cm}$

$t = 10 \text{ cm}$	en zone nodale
$t = 20 \text{ cm}$	en zone courante

Pour toute les poutres on prendra un espacement constant:

Vérification de la condition de non fragilité (CBA 68 Art 52)

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{8,85}{4200} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de la fissuration

on doit avoir $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$ or pour $\phi > 10 \text{ mm}$ on a $\sigma_2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
donc on doit vérifier que $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \tilde{\omega}_f \geq \tilde{\omega}_{f_0} = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{K \eta - 10 \phi \bar{\sigma}_a}$$

à $\tilde{\omega}_{f_0}$ correspond une section minimal d'armature $A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0}$
avec: $B_f = 2bd = 240 \text{ cm}^2$, $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\eta = 1,6$ (Acier HA)

en fonction des diamètres des barres dans une section donnée, on calcul la section A_0 , pour que la fissuration soit vérifiée.

- pour les ($\phi 16$) $\rightarrow \tilde{\omega}_{f_0} = 0,02295 \rightarrow A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0} = 5,51 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 8,04 \text{ cm}^2$ (4T16)

- pour les ($\phi 14$) $\rightarrow \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0195 \rightarrow A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0} = 4,69 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6,15 \text{ cm}^2$ (4T14)

- pour les ($\phi 12$) $\rightarrow \tilde{\omega}_{f_0} = 0,0162 \rightarrow A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0} = 3,89 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2$ (4T12)

donc pour tout les diamètres on a pas de risque de fissuration.

Condition de non entrainement des barres aux appuis

la contrainte d'adhérence du béton est $\bar{\epsilon}_{d_i} = \frac{T}{Z \cdot P_{u_i}} \frac{A_i}{A}$

A_i = section d'une barre (i) ou d'un paquet de barres ; A = section total des armatures tendues
 P_{u_i} = périmètre utile d'une barre (i) ou d'un paquet de barres (en cm).

La contrainte d'adhérence admissible:

$$\bar{\epsilon}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Niv	ferrailage à l'appui	T_{\max} (t)	ϕ (mm)	A_i (cm ²)	A_i/A	P_{u_i}	$\bar{\epsilon}_{d_i}$
I	4T16+2T14	10,47	14	11,12	0,138	4,40	10,42
			16	11,12	0,181	5,03	11,96
II	4T16+2T14	11,00	14	11,12	0,138	4,40	10,95
			16	11,12	0,181	5,03	12,57
III	2T16+4T14	10,08	14	10,17	0,151	4,40	10,98
			16	10,17	0,198	5,03	12,60
IV	4T16	8,70	16	8,04	0,250	5,03	13,73
V	4T14	7,13	14	6,15	0,250	4,40	12,86
VI	4T12	5,34	12	4,52	0,250	3,77	11,24

note: en prend parmi les appuis ayant la même section d'armature longitudinale et le même diamètre ϕ , l'appui qui a l'effort tranchant le plus grand.

$$\bar{\epsilon}_{d_i}^{\max} = 13,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de non entrainement des barres aux appuis est vérifiée.

Condition de non écrasement du béton (CCBA68, Art 30, 62)

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2, d = 4 \text{ cm}, \phi^{\max} = 1,6 \text{ cm}$$

$V=1$ Lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barre courbées disposées en un seul lit.

$V=5/3$ Lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en deux lits.

A.N:

pour $V=1$, $\phi = 16 \text{ mm}$ $\rightarrow r \geq 9,2 \text{ cm} < 6 \phi (16) = 9,6 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{r = 6 \phi}$

pour $V = \frac{5}{3}$, $\phi = 16 \text{ mm}$ $\rightarrow r \geq 15,3 \text{ cm} < 10 \phi (16) = 16 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{r = 10 \phi}$

Conditions aux appuis:

$$T_{\max} = 11000 \text{ Kg (en SP}_2), \bar{\sigma}'_{b_0} = 101,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2)$$

1/ armature supérieures
on doit vérifier que

$$C \geq C_0 = \frac{2 T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$C = a - (d + r)$$

avec $a = 40 \text{ cm}$ largeur du poteau.
 $r = 10 \phi = 16 \text{ cm}$ (rayon de courbure)
 $d = 4 \text{ cm}$ (enrobage)

$$\rightarrow \boxed{C = 20 \text{ cm}}$$

$$C_0 = \frac{2 T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \cdot 11000}{30 \cdot 101,25} = 7,24 \text{ cm} < C = 20 \text{ cm} \text{ donc vérifiée}$$

2/ armature inférieures: la condition $A_{\text{inf}} \geq \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_a}$ a été vérifiée dans le tableau de ferrailage précédant ($A_{\text{0inf}}^{\text{min}}$).

Vérification de la flèche (CCBA68, Art 61-21, 61-22)

pour les poutres supportant des planchers, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) A_s^t \leq \frac{43}{\sigma_{\text{en}}} b_0 h \rightarrow \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 36 = 11,16 \text{ cm}^2 > A_{s^t}^{\text{max}} = 4T16 + 2T14 = 11,12 \text{ cm}^2$$

$$2) h_t \geq \frac{l^{\text{max}}}{16} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \geq \frac{440}{16} = 27,5 \text{ cm}$$

$$3) h_t \geq \frac{M_t}{M_0} \frac{l^{\text{max}}}{10} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \geq \frac{440}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 24,4 \text{ cm}$$

les 3 conditions précédentes sont vérifiées, donc il est inutile de faire la vérification de la flèche.

Ferrailage des poutres Portique transversal n° 3

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 36 \text{ cm}$, $z = 31,50 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_2)$

NIV	NOU	max M _{SP1}	1,5x M _{SP1}	max M _{SP2}	μ	E	K	T _{SP1}	1,5T _{SP1}	T _{SP2}	sup A ₀	inf A ₀	min A _{0,inf}	A (cm ²)	Ferrail- -age.
I	I	-1,90	-2,85	-12,8	0,1176	0,8656	22,2	4,95	7,43	9,26	9,78			4T14 + 2T16	10,17
				9,67	0,0888	0,8810	26,7					7,26	9,51		
	II	-3,16	-4,74	-9,07	0,0833	0,8832	27,8	6,01	9,02	9,73	6,79			4T14 + 2T16	10,17
				4,38	0,0402	0,9147	43,6					3,17	5,63		
	III	-2,51	-3,77	-12,13	0,1114	0,8688	23,1	5,70	8,55	8,91	9,23			4T14 + 2T16	10,17
				8,00	0,0735	0,8891	30,1					5,95	8,17		
II	I	-1,90	-2,85	-13,21	0,1213	0,8641	21,8	4,95	7,43	9,58	10,11			4T14 + 2T16	10,17
				10,08	0,0926	0,8780	26,00					7,59	9,90		
	II	-3,16	-4,74	-9,88	0,0908	0,8792	26,4	6,01	9,02	10,05	7,43			4T14 + 2T16	10,17
				5,19	0,0477	0,9081	39,4					3,78	6,32		
	III	-2,51	-3,77	-13,04	0,1198	0,8649	22,0	5,70	8,55	9,28	9,97			4T14 + 2T16	10,17
				8,91	0,0818	0,8843	28,2					6,66	8,94		
III	I	-1,90	-2,85	-11,94	0,1097	0,8695	23,3	4,95	7,42	8,94	9,08			4T14 + 2T16	10,17
				8,11	0,0745	0,8886	29,9					6,04	8,25		
	II	-3,16	-4,74	-8,72	0,0801	0,8853	28,6	6,01	9,02	9,41	6,51			4T14 + 2T16	10,17
				4,03	0,0370	0,9178	45,8					2,90	5,28		
	III	-2,51	-3,77	-11,34	0,1088	0,8698	23,4	5,70	8,55	8,77	9,00			4T14 + 2T16	10,17
				7,71	0,0708	0,8911	30,9					5,72	7,92		
IV	I	-1,90	-2,85	-9,10	0,0836	0,8832	27,8	4,95	7,43	7,78	6,81			4T16	8,04
				5,97	0,0548	0,9023	36,2					4,38	6,36		
	II	-3,16	-4,74	-7,15	0,0657	0,8943	32,3	6,01	9,02	8,25	5,29			4T16	8,04
				2,46	0,0226	0,9342	61,0					1,74	3,82		
	III	-2,51	-3,77	-9,20	0,0845	0,8826	27,6	5,70	8,55	7,86	6,89			4T16	8,04
				5,07	0,0466	0,9088	39,8					3,69	5,70		
V	I	-1,87	-2,81	-6,39	0,0587	0,8994	34,7	4,94	7,43	6,59	4,70			4T14	6,15
				3,31	0,0304	0,9248	51,5					2,37	4,07		
	II	-3,15	-4,73	-5,34	0,0491	0,9071	38,8	6,02	9,02	7,21	3,89			4T14	6,15
				0,63	0,0058	0,9655	130					0,43	1,98		
	III	-2,46	-3,69	-6,54	0,0601	0,8984	34,2	5,70	8,55	6,90	4,81			4T14	6,15
				2,48	0,0228	0,9342	61,0					1,76	3,52		
VI	I	-1,49	-2,24	-3,28	0,0301	0,9254	52,00	4,45	6,68	5,06	2,34			4T12	4,52
				0,71	0,0065	0,9635	122					0,49	1,74		
	II	-3,09	-4,64	-3,88	0,0356	0,919	46,8	5,69	8,54	6,15	2,79			4T12	4,52
				0	0	1,00	1000					/	/		
	III	-1,99	-2,99	-3,79	0,0348	0,9201	47,6	5,18	7,77	5,67	2,72			4T12	4,52
				0,37	0,0034	0,9733	172					0,25	1,63		

Ferrailage des poutres Portique transversal n°9

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 36 \text{ cm}, z = 31,50 \text{ cm}, \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

NIV	NOE	MAX M_{SP1}	MAX $1,5M_{SP1}$	MAX M_{SP2}	μ	ϵ	K	T_{SP1}	$1,5T_{SP1}$	T_{SP2}	A_o^p	$A_{o,inf}$	$A_{o,inf}^{min}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	ferrail. age.
I	I	-1,90	-2,85	-9,90	0,0909	0,8789	26,5	4,95	7,43	9,23	7,45			8,04	4T16
				6,77	0,0622	0,8969	33,5					4,89	7,31		
	II	-3,16	-4,74	-11,85	0,1089	0,8698	23,4	6,01	9,02	9,70	9,01			19,30	4T16+2T12
				7,46	0,0658	0,8943	32,3					5,30	7,72	8,04	4T16
	III	-2,51	-3,77	-9,41	0,0864	0,8815	27,2	5,70	8,55	8,85	7,06			8,04	//
				5,28	0,0485	0,9074	39,0					3,85	6,09	//	//
II	I	-1,90	-2,85	-10,30	0,0950	0,8768	25,6	4,95	7,43	9,44	7,80			//	//
				7,21	0,0662	0,8941	32,2					5,33	7,69	//	//
	II	-3,16	-4,74	-12,23	0,1123	0,8671	22,9	6,01	9,02	8,91	9,32			10,30	4T16+2T12
				7,54	0,0692	0,8920	31,3					5,59	8,0	8,04	4T16
	III	-2,51	-3,77	-9,85	0,0903	0,8795	26,5	5,70	8,55	9,02	7,39			8,04	4T16
				5,70	0,0523	0,9042	37,2					4,17	6,45	//	//
III	I	-1,90	-2,85	-9,40	0,0863	0,8815	27,2	4,95	7,43	8,98	7,05			//	//
				6,27	0,0576	0,9000	35,0					4,61	6,88	//	//
	II	-3,16	-4,74	-11,42	0,1049	0,8718	24,0	6,01	9,02	9,45	8,66			//	//
				6,73	0,0618	0,8971	33,6					4,96	7,34	//	//
	III	-2,51	-3,77	-8,94	0,0821	0,8840	28,1	5,70	8,55	8,66	6,69			//	//
				4,81	0,0442	0,9111	41,2					3,49	5,69	//	//
IV	I	-1,90	-2,85	-7,50	0,0689	0,8922	31,4	4,95	7,43	7,90	5,56			6,15	4T14
				4,37	0,0401	0,9150	43,8					3,16	5,18	//	//
	II	-3,16	-4,74	-9,20	0,0845	0,8826	27,6	6,01	9,02	8,37	6,89			//	//
				4,51	0,0414	0,9138	43,0					3,26	5,40	//	//
	III	-2,51	-3,77	-7,09	0,0651	0,8947	32,5	5,70	8,55	7,79	5,24			//	//
				2,96	0,0272	0,9286	55,0					2,11	4,09	//	//
V	I	-1,87	-2,81	-5,03	0,0462	0,9094	40,2	4,94	7,43	6,65	3,66			4,52	4T12
				1,95	0,0179	0,9412	70,0					1,37	3,06	//	//
	II	-3,15	-4,73	-6,94	0,0637	0,8958	33,0	6,02	9,03	7,26	5,12			//	//
				2,23	0,0205	0,9371	64,5					1,57	3,34	//	//
	III	-2,46	-3,65	-5,35	0,0491	0,9067	38,6	5,70	8,55	6,95	3,90			//	//
				1,29	0,0118	0,9515	88,0					0,90	2,63	//	//
VI	I	-1,43	-2,24	-2,84	0,0261	0,9301	56,5	4,55	6,66	5,28	2,02			//	//
				0,27	0,0025	0,9767	200					0,18	1,46	//	//
	II	-3,09	-4,64	-5,07	0,0465	0,9091	40,0	5,69	8,54	6,28	3,69			//	//
				0,87	0,0006	0,9885	420					0,05	1,55	//	//
	III	-1,99	-2,99	-3,19	0,0293	0,9259	52,5	5,17	7,77	5,78	2,28			//	//
				0	0,0000	1,0000	1000					//	//	//	//

Ferrailage des poutres Portique Longitudinal (ML)

$b = 25 \text{ cm}$, $h = 26 \text{ cm}$, $\bar{x} = 22,73 \text{ cm}$, $\bar{y}_a = 4,90$

Niv	Voies	M _{sup}	M _{inf}	M _{max}	μ	\bar{x}	k	T _{sup}	1,5T _{sup}	T _{inf}	A _o	A _o	A _o	A _o	Profil
I	1 et 10	-0,46	-0,69	-5,07	0,1074	0,1105	11,6	0,40	1,21	3,02	5,14			5,65	5T12
				4,16	0,0713	0,2001	16,9					4,23	5,07	"	"
	2 et 9	-0,61	-0,92	-3,24	0,0894	0,8245	28,3	0,51	0,77	3,13	3,98			"	"
				2,62	0,0554	0,9020	16					2,66	3,49	"	"
	3 et 8	-0,61	-0,92	-3,24	0,0894	0,8235	28,3	0,51	0,77	2,61	3,98			"	"
				2,62	0,0554	0,9020	16,0					2,66	3,24	"	"
II	1 et 10	-0,46	-0,69	-5,29	0,1118	0,2084	11,0	0,40	0,60	3,24	5,18			"	"
				4,37	0,0822	0,2171	15,9					4,56	5,34	"	"
	2 et 9	-0,61	-0,92	-4,33	0,0909	0,8189	24,3	0,51	0,77	3,35	4,48			"	"
				3,08	0,0587	0,8047	12,5					3,15	4,02	"	"
	3 et 8	-0,61	-0,92	-4,33	0,0909	0,8189	24,3	0,51	0,77	2,92	4,48			"	"
				3,08	0,0581	0,8147	12,5					3,15	3,92	"	"
III	1 et 10	-0,46	-0,69	-5,10	0,1078	0,8745	11,6	0,40	0,40	3,02	5,14			"	"
				4,18	0,0823	0,8104	16,7					4,35	5,09	"	"
	2 et 9	-0,61	-0,92	-3,33	0,0809	0,8848	28,4	0,51	0,77	3,13	3,97			"	"
				2,61	0,0550	0,9020	16					2,65	3,43	"	"
	3 et 8	-0,61	-0,92	-3,33	0,0809	0,8168	28,4	0,51	0,77	2,61	3,97			"	"
				2,61	0,0552	0,9020	16,0					2,65	3,25	"	"
IV	1 et 10	-0,46	-0,69	-4,13	0,0773	0,8810	18,0	0,40	0,60	2,49	4,29			4,52	4T12
				3,21	0,0618	0,8829	31,7					3,29	3,95	"	"
	2 et 9	-0,61	-0,92	-3,21	0,0577	0,8829	31,7	0,51	0,77	2,60	3,28			"	"
				1,99	0,0421	0,8129	14,4					2,00	2,70	"	"
	3 et 8	-0,61	-0,92	-3,21	0,0577	0,8129	14,4	0,51	0,77	2,19	3,28			"	"
				1,99	0,0421	0,8129	14,4					2,00	2,60	"	"
V	1 et 10	-0,45	-0,67	-2,97	0,0630	0,8863	33,2	0,40	0,60	1,88	3,04			4,52	4T12
				2,08	0,0440	0,9114	11,4					2,09	2,68	"	"
	2 et 9	-0,61	-0,92	-2,51	0,0530	0,9037	37,0	0,52	0,78	2,00	2,54			"	"
				1,29	0,0373	0,9186	15,0					1,27	1,33	"	"
	3 et 8	-0,61	-0,92	-2,51	0,0530	0,8037	37,0	0,52	0,78	1,73	2,54			"	"
				1,29	0,0373	0,9186	15,0					1,27	1,76	"	"
VI	1 et 10	-0,99	-0,17	-1,47	0,0313	0,8117	10,5	0,43	0,55	1,22	1,45			"	"
				1,26	0,0266	0,9191	10,5					1,24	1,61	"	"
	2 et 9	-0,13	-0,29	-3,18	0,0249	0,9315	11,0	0,49	0,74	1,22	1,16			"	"
				0,80	0,0163	0,9125	12,0					0,77	1,14	"	"
	3 et 8	-0,13	-0,29	-1,17	0,0249	0,9315	12,0	0,49	0,74	1,12	1,16			"	"
				0,80	0,0163	0,9125	12,0					0,77	1,10	"	"

calcul des Contraintes dans le béton et l'acier

Portique longitudinal III

$bh = 650 \text{ cm}^2$, $\bar{\sigma}_a (\text{sc2}) = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$, $d = d' = 4 \text{ cm}$

Niv	noeu	M _{SP2} ^{max}	A (cm ²)	b h	$\bar{\omega}$	k	ϵ	σ_a (kg/cm ²)	σ_b' (kg/cm ²)
I	1 ct 10	-5,08	5,65	650	0,8692	22,8	0,8677	3985,40	174,8
		4,16	5,65	"	"	"	"	3263,64	143,1
	2 ÷ 9	-3,84	"	"	"	"	"	3042,60	132,1
		2,62	"	"	"	"	"	2055,46	90,2
II	1 ct 10	-5,29	"	"	"	"	"	4150,15	182,0
		4,37	"	"	"	"	"	3428,40	150,4
	2 ÷ 9	-4,30	"	"	"	"	"	3373,27	148,0
		3,08	"	"	"	"	"	2416,35	106,0
III	1 ct 10	-5,10	"	"	"	"	"	4001,10	175,5
		4,18	"	"	"	"	"	3279,33	143,8
	2 ÷ 9	-3,83	"	"	"	"	"	3004,74	131,8
		2,61	"	"	"	"	"	2047,2	89,8
IV	1 ct 10	-4,13	4,62	"	0,7108	25,9	0,8747	3917,32	171,8
		3,21	"	"	"	"	"	3044,69	133,5
	2 ÷ 9	-3,21	"	"	"	"	"	3044,7	133,5
		1,99	"	"	"	"	"	1887,52	82,8
V	1 ct 10	-2,98	3,39	"	0,5251	31,1	0,8915	3792,27	166,3
		2,08	"	"	"	"	"	2647,10	116,1
	2 ÷ 9	-2,51	"	"	"	"	"	3194,32	140,1
		1,29	"	"	"	"	"	1641,70	72,0
VI	1 ct 10	-1,41	"	"	"	"	"	1883,5	82,6
		1,26	"	"	"	"	"	1603,53	70,3
	2 ÷ 9	-1,15	"	"	"	"	"	1501,70	65,9
		0,80	"	"	"	"	"	1018,10	44,7

Armatures transversales

Portique Longitudinal n° III

$f_c = 22,75 \text{ cm} , b = 25 \text{ cm} , A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)} \phi 6$

NIV	NOEU	T ^c (t)	$\bar{\sigma}_b$	σ_b	ξ_b	$\bar{\xi}_b$	S	$\bar{\sigma}_{at}$	t(cm)
I	1 ct ₁₀	3,02	101,5	174,8	5,31	24,58	0,93	3906	33,25
	2 ct ₉	3,13	"	132,1	5,50	28,31	0,93	3906	32,08
	3 ÷ ₈	2,61	"	182,0	4,59	28,31	0,94	3948	38,89
II	1 ct ₁₀	3,24	101,5	148,0	5,70	23,96	0,93	3906	30,99
	2 ct ₉	3,35	"	148,0	5,89	26,92	0,93	3906	29,97
	3 ÷ ₈	2,92	"	148,0	5,13	26,92	0,94	3948	34,76
III	1 ct ₁₀	3,02	101,5	175,5	5,31	24,52	0,93	3906	33,25
	2 ct ₉	3,13	"	131,8	5,50	28,33	0,93	3906	32,08
	3 ÷ ₈	2,61	"	131,8	4,59	28,33	0,94	3948	38,89
IV	1 ct ₁₀	2,49	101,5	171,8	4,38	24,85	0,95	3990	39,04
	2 ct ₉	2,60	"	133,5	4,57	28,18	0,94	3948	39,04
	3 ÷ ₈	2,19	"	133,5	3,85	28,18	0,95	3990	46,84
V	1 ct ₁₀	1,88	101,5	166,3	3,31	25,32	0,96	4032	55,13
	2 ct ₉	2,00	"	140,1	3,52	27,61	0,96	4032	51,83
	3 ÷ ₈	1,73	"	140,1	3,04	27,61	0,96	4032	59,90
VI	1 ct ₁₀	1,22	101,5	92,6	2,15	30,98	0,97	4074	85,85
	2 ct ₉	1,28	"	65,9	2,25	30,98	0,97	4074	81,82
	3 ÷ ₈	1,12	"	65,9	1,97	30,98	0,98	4116	94,48

Espacement des armatures transversal (RPA 81)

en zone nodale: $s = \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right) = 7,5 \text{ cm}$

en zone courante: $s' = ht/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

longueur de la zone courante: $l' = 2ht = 60 \text{ cm}$

$t = 7 \text{ cm}$	en zone nodale
$t = 15 \text{ cm}$	en zone courante

Pour tout les poutres en adopte un espacement constant:

-Vérification de la condition de non fragilité (CCBA68 Art 52)

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 25 \cdot 26 \cdot \frac{8,35}{4200} = 0,945 \text{ cm}^2 < A_{\min}^l = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

-Vérification de la fissuration

on doit avoir $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$, or pour $\phi > 10 \text{ mm}$ on a $\sigma_2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
donc on doit vérifier que $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f} \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \tilde{w}_f \geq \tilde{w}_{f_0} = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{K \eta - 10\phi \bar{\sigma}_a}$$

à \tilde{w}_{f_0} correspond une section minimal d'armature $A_0 = B_f \cdot \tilde{w}_{f_0}$
avec: $B_f = 2bd = 2 \cdot 25 \cdot 40 = 200 \text{ cm}^2$; $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\eta = 1,6$ (Acier HA)

en fonction des diamètres des barres dans une section donnée, on calcul la section A_0 pour que la fissuration soit vérifiée.

- pour les ($\phi 14$) $\rightarrow \tilde{w}_{f_0} = 0,0155 \rightarrow A_0 = B_f \cdot \tilde{w}_{f_0} = 3,90 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,62 \text{ cm}^2$ (3T14)

- pour les ($\phi 12$) $\rightarrow \tilde{w}_{f_0} = 0,0162 \rightarrow A_0 = B_f \cdot \tilde{w}_{f_0} = 3,26 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,39 \text{ cm}^2$ (3T12)

donc pour tout les diamètres on a pas de risque de fissuration.

-Condition de non entrainement des barres aux appuis

La contrainte d'adhérence du béton est $\bar{\epsilon}_{di} = \frac{T}{\Sigma P_{ui}} \frac{A_i}{A}$

A_i = section d'une barre (i) ou d'un paquet de barres; A = section total des armatures tendues.
 P_{ui} = Périmètre utile.

La contrainte d'adhérence admissible: $\bar{\epsilon}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$.

Niv	ferrailage à l'appuis	T_{\max} (t)	ϕ (mm)	A (cm ²)	$\frac{A_i}{A}$	P_{ui} (cm)	$\bar{\epsilon}_{di}$
I	5T12	3,13	12	5,65	0,2	3,77	7,29
II	5T12	3,35	12	5,65	0,2	3,77	7,81
III	5T12	3,13	12	5,65	0,2	3,77	7,29
IV	3T14	2,60	14	4,62	0,33	4,40	8,57
V	3T12	2,00	12	3,39	0,33	3,77	7,69
VI	3T12	1,28	12	3,39	0,33	3,77	4,92

note: en prend parmi les appuis ayant la même section d'armature longitudinale et le même diamètre ϕ , l'appui qui a l'effort tranchant le plus grand.

$\bar{\epsilon}_{di}^{\max} = 8,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$, la condition est largement vérifiée.

- Condition de non écrasement du béton (CCBA 68, Art 30, 62)

$$r \gg 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2, d = 4 \text{ cm}, \phi^{\max} = 1,4 \text{ cm}$$

$V = 1$ → lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barre courbées disposées en un seul lit.

$V = 5/3$ → lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en deux lits.

A.N:

pour $V = 1$, $\phi = 14 \text{ mm}$ → $r \gg 7,84 \text{ cm} < 6\phi_{14} = 8,40 \text{ cm}$ → $r = 6\phi$

pour $V = 5/3$, $\phi = 14 \text{ mm}$ → $r \gg 13,06 \text{ cm} < 10\phi_{14} = 14 \text{ cm}$ → $r = 10\phi$

- Conditions aux appuis:

$$T_{\max} = 3350 \text{ kg}, \bar{\sigma}'_{b_0} = 101,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

1/ armature supérieure:

on doit vérifier que $C \gg C_0 = \frac{2T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$

on a $C = a - (d + r) = 12 \text{ cm}$

avec $\left\{ \begin{array}{l} a = 30 \text{ cm} \text{ (Largeur du poteau)} \\ r = 14 \text{ cm} \text{ rayon max de courbure} \\ d = 4 \text{ cm} \text{ enrobage.} \end{array} \right.$

$$C_0 = \frac{2T_{\max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \cdot 3350}{35 \cdot 101,25} = 2,65 \text{ cm} < C = 12 \text{ cm} \quad \underline{\text{donc vérifié}}$$

2/ armatures inférieures:

la condition $A_{\text{inf}} \gg \frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_a}$ a été vérifiée dans le tableau de ferrailage précédent (A_{inf}^{\min})

- Vérification de la flèche (CCBA, Art 61-21, 61-22)

Pour les poutres supportant des planchers, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) A_s \leq \frac{43}{\sigma_{cn}} b_0 \cdot h \rightarrow \frac{43}{4200} \cdot 25 \cdot 26 = 5,66 \text{ cm}^2 > A_s^{\max} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$2) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0,111 > 0,1 \cdot \frac{0,48}{1,02} = 0,047$$

$$3) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{ht}{l} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc il est inutile de faire la vérification de la flèche.

Ferraillage des Poteaux

les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchant et moment fléchissant en tête et à la base. dans les 2 sens (Longitudinal et transversal) par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux (Art 15 - CCBA 68)

les poteaux seront donc calculés en flexion composée, on fera le calcul sous (SP_1) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre (SP_2), et on optera pour la plus grande section d'acier.

- on distingue 3 types d'efforts:

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ → pour le calcul des armatures tendues
- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ } → pour le calcul du béton comprimé et éventuellement
- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ } → pour les armatures comprimées.

Méthode de calcul

on a adopté la méthode classique de (P-CHARON)

la contrainte admissible du béton est donnée par:

$$\begin{aligned}
 -\bar{\sigma}'_b &= 2\bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \text{si } e_0 \gg \frac{ht}{2}, \text{ avec } e_0 = \frac{M}{N} \\
 -\bar{\sigma}'_b &= \left(1 + \frac{e_0}{3e_t}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \text{si } e_0 < \frac{ht}{2}, \text{ avec } e_t = \frac{ht}{6}
 \end{aligned}$$

on peut avoir 3 cas de sollicitations:

- 1° $e_0 > e_t$ → section partiellement comprimée.
- 2° $e_0 \leq e_t$ → $\left\{ \begin{array}{l} \text{section entièrement comprimée (N: compression)} \\ \text{section entièrement tendue (N: traction)} \end{array} \right.$
- 3° $e_0 = 0$ → section comprimée simplement.

pour manque de place, on va pas exposer les méthodes de calcul de ces 4 cas.

Pourcentage minimum d'armatures (Art 3.2.2 et 5.3.23 CCBA 68)

$$\omega_{\text{el}} = \frac{A_{\text{el}}^{\text{min}}}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec:

$\bar{\sigma}'_m$ = contrainte moyenne de compression dans le béton.

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{b y'_1} \quad ; \quad y'_1 = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} \cdot h$$

θ_1 : coef qui tient compte de l'excentricité de la charge.

θ_2 : coef qui dépend de la longueur de flambement du poteau (l_c)

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \left| \begin{array}{l} a: \text{ plus petite dimension} \\ c: \text{ enrobage des aciers.} \end{array} \right.$$

θ_3 : coef qui dépend de la nuance des aciers utilisés.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{\text{en}}}$$

Section en compression Simple

La section d'armatures Longitudinales doit vérifier :

$$* A_p \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_{b0}}, \quad \text{avec } \left| \begin{array}{l} \theta_1, \theta_2, \theta_3 \text{ défini précédemment} \\ N: \text{effort normal de compression} \end{array} \right.$$

$$* A_p \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\sigma_{b0}} - B \right), \quad B: \text{section de béton}$$

$$* A_p \leq \frac{B}{20}$$

de plus le RPA 81 exige que : $A_p \geq \frac{B}{100}$ et $A_p \leq \frac{B}{25}$

Flambement des poteaux

La longueur de flambement d'un poteau est déterminée en fonction de sa longueur l_0 et de la nature des liaisons à ces extrémités :

- $l_c = 0,7 l_0$ pour un poteau d'un bâtiment à étage multiples est à ses extrémités
 - encastrées dans le massif de fondation
 - assemblées à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur.
- $l_c = 0,9 l_0$ dans les autres cas. (l_0 : étant la longueur libre du poteau)

l'élançement des poteaux est $\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \frac{ba^3}{12}$, $B = a \cdot b$

. Si $\lambda < 35$ le calcul sera fait en flexion composée sans tenir compte du flambement

. Si $35 < \lambda < 50$ le calcul sera fait en flexion composée avec une excentricité accidentelle

$$f_{1,c} = 0,16 (\lambda - 35) e_0 \quad \text{à ajouter à } \frac{h t}{2} - d.$$

pour notre cas:

$$\text{sens transversal: } \lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c \sqrt{12}}{a} = \frac{0,7 l_0 \sqrt{12}}{a} = 27,48 < 35$$

$$\text{sens longitudinal: } \lambda = \frac{0,9 l_0 \sqrt{12}}{a} = 26,50 < 35$$

donc on ne tiendra pas compte du flambement.

Calcul des armatures transversales

Les armatures ont pour rôle d'empêcher l'éclatement du béton et de s'opposer aux flambements. Le RPA 81 (art 4.3.3.12) exige un % minimum en Zone II :

$$A_t = 0,4 \% t \cdot b \quad \text{avec } \left| \begin{array}{l} t: \text{espacement des armatures transversales.} \\ b: \text{largeur du poteau dans le sens considéré.} \end{array} \right.$$

ces armatures transversales doivent être des cadres et des étriers fermés.

espacement admissible des armatures transversales

en plus des formules données par le (CCBA 68, Art 32.32), le (RPA 81, Art 4.3.3.12) exige :

- en Zone nodale $t \leq \min(10 \phi_p, 15 \text{cm})$
- en Zone courante $t \leq 12 \phi_p$

Zone de recouvrement (CCBA 68, art 32.32)

le nombre et l'espacement des cours des armatures transversales doivent assurer la couture des jonctions par adhérence (voir l'art indiqué ci-dessus)

Selon le RPA 81 on a $l_r \geq 50 \phi$.

le nombre de cours d'armatures transversales N est donné par:
$$\left| \begin{array}{l} N \geq 3 \\ N \geq 0,4 \frac{\phi_p^2 \sigma_{ent}}{\phi_t^2 \sigma_{ent}} \end{array} \right.$$

Poteau (III, 1)

Sans transversal

Armature minimal

$e_1 = 0,067m$

($a.b = 30.40$)

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	$\bar{\sigma}'_b$
VI	4,19	1,14	0,320	S.P.C	135	4,96	0,99	0,200	SPC	202,5	2,33	2,96	1,227	SPC	202,5	3,28	3,67	1,101	SPC	202,5
V	10,24	1,36	0,133	S.P.C	112,16	13,05	3,00	0,230	SPC	202,5	4,78	4,74	0,950	SPC	202,5	7,05	5,66	0,903	SPC	202,5
IV	16,33	1,36	0,093	SPC	95,37	22,67	4,59	0,202	SPC	202,5	5,98	5,77	0,965	SPC	202,5	9,35	7,13	0,763	SPC	202,5
III	22,34	1,30	0,058	SEC	86,88	33,52	6,17	0,182	SPC	193	6,04	7,04	1,166	SPC	202,5	10,26	8,65	0,843	SPC	202,5
II	28,69	1,30	0,045	SEC	82,61	45,30	6,39	0,141	SPC	172,27	5,45	7,27	1,334	SPC	202,5	10,44	8,93	0,875	SPC	202,5
I	34,50	1,30	0,038	SEC	80,26	56,54	9,76	0,173	SPC	188,39	5,30	10,08	1,902	SPC	202,5	11,06	12,30	1,112	SPC	202,5

Sens Longitudinal

($e_1 = 0,05 m$)

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	$\bar{\sigma}'_b$
VI	1,38	0,21	0,32	SPC	135	2,33	1,53	0,657	SPC	202,5	0,43	1,75	4,07	SPC	202,5	0,43	1,75	4,07	SPC	202,5
V	2,72	0,24	0,088	SPC	107,10	5,44	2,80	0,515	SPC	202,5	0	3,29	∞	f.S	202,5	0	3,29	∞	f.S	202,5
IV	4,07	0,23	0,057	SPC	93,15	9,30	4,18	0,449	SPC	202,5	6,84	4,63	0,677	SPC	202,5	6,84	4,63	0,677	SPC	202,5
III	5,41	0,23	0,043	SEC	86,95	13,79	5,34	0,387	SPC	202,5	-2,97	5,80	1,953	SPC	202,5	-2,97	5,80	1,953	SPC	202,5
II	6,76	0,23	0,034	SEC	82,5	18,54	5,57	0,300	SPC	202,5	-5,03	6,03	1,20	SPC	202,5	-5,03	6,03	1,20	SPC	202,5
I	8,10	0,23	0,028	SEC	80,10	23,03	10,05	0,436	SPC	202,5	-6,93	10,51	1,54	SPC	202,5	-6,93	10,51	1,54	SPC	202,5

Poteau (II, 1)

Sans Longitudinal (Armature minimal)

$e_2 = 0,05m$

(a.b = 30.40)

NIV	S P ₁					S P ₂					S P ₂					S P 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	$\bar{\sigma}_b$
VI	3,38	0,21	0,152	SPC	135	2,33	1,53	0,657	SPC	202,5	0,43	1,57	3,65	SPC	202,5	0,43	1,75	4,07	SPC	202,5
V	2,72	0,23	0,095	SPC	105,75	5,44	2,80	0,515	SPC	"	0	3,28	∞	f.S	"	0	3,28	∞	f.S	"
IV	4,07	0,23	0,057	SPC	93,15	9,30	4,18	0,45	SPC	"	6,84	4,63	0,677	SPC	"	6,84	4,63	0,677	SPC	"
III	5,41	0,23	0,043	SEC	86,85	13,79	5,34	0,387	SPC	"	-2,97	5,80	1,953	"	"	-2,97	5,80	1,95	"	"
II	6,76	0,23	0,034	SEC	82,80	18,54	5,57	0,30	SPC	"	-5,03	6,03	1,20	"	"	-5,03	6,03	1,20	"	"
I	8,10	0,23	0,028	SEC	80,10	23,03	10,05	0,436	SPC	"	-6,93	10,51	1,54	"	"	-6,93	10,51	1,54	"	"

Sens transversal

$e_1 = 0,067m$ (a.b = 30.40)

NIV	S P ₁					S P ₂					S P ₂					S P 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	$\bar{\sigma}_b$
VI	7,68	0,24	0,031	SEC	77,91	7,77	3,20	0,412	SPC	202,5	5,33	2,32	0,435	SPC	202,5	7,77	3,20	0,412	SPC	202,5
V	16,93	0,27	0,014	"	72,20	19,38	7,26	0,375	"	"	12,58	5,65	0,449	"	"	-19,38	7,26	0,375	"	"
IV	30,17	0,26	0,009	"	70,52	31,50	10,19	0,323	"	"	19,41	8,10	0,417	"	"	31,50	10,19	0,323	"	"
III	41,41	"	0,006	"	69,51	43,95	12,08	0,295	"	"	25,94	9,68	0,373	"	"	43,95	12,08	0,295	"	"
II	52,66	"	0,005	"	69,18	56,67	13,75	0,243	"	"	32,27	11,07	0,343	"	"	56,67	13,75	0,243	"	"
I	63,89	"	0,004	"	68,84	69,27	15,07	0,218	"	"	38,63	12,17	0,315	"	"	69,27	15,07	0,218	"	"

Poteau (II 3)

Sens Longitudinal (Armature min) , $e_A = 0,067m$, $(a \cdot b = 30 \cdot 40)$

Niv	S'P ₁					S'P ₂					S'P ₂					S'P ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{cor}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{cor}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{cor}	M ^{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$
VI	0,95	0	0	C.S	67,5	0,95	2,36	2,48	S.P.C	202,5	0,76	1,97	2,59	S.P.C	202,5	0,95	2,36	2,48	S.P.C	202,5
V	1,89	"	"	C.S	"	1,89	4,56	2,41	"	"	1,54	3,80	2,52	"	"	1,89	4,56	2,41	"	"
IV	2,84	"	"	"	"	2,84	6,23	2,19	"	"	2,27	5,19	2,29	"	"	2,84	6,23	2,19	"	"
III	3,78	"	"	"	"	3,78	7,73	2,04	"	"	3,02	6,44	2,13	"	"	3,78	7,73	2,04	"	"
II	4,73	"	"	"	"	4,73	8,86	1,87	"	"	3,78	7,38	1,95	"	"	4,73	8,86	1,88	"	"
I	5,67	"	"	"	"	5,67	12,07	2,13	"	"	4,54	10,06	2,22	"	"	5,67	12,07	2,13	"	"

Sens transversal $e_A = 0,05m$, $a \cdot b = 30 \cdot 40$

Niv	S'P ₁					S'P ₂					S'P ₂					S'P ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{cor}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{cor}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{cor}	M ^{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}'_b$
VI	11,82	0,19	0,02	S.E.C	76,5	11,70	2,31	0,120	S.P.C	202,5	8,40	1,63	0,1201	S.P.C	202,5	11,70	2,31	0,1197	S.P.C	202,5
V	24,22	0,16	0,01	"	72	20,10	4,28	0,177	"	"	15,15	3,32	0,1219	"	"	20,10	4,28	0,177	"	"
IV	36,61	0,15	0,004	"	69,3	36,75	6,10	0,166	"	"	21,93	4,86	0,1221	"	"	36,75	6,10	0,166	"	"
III	48,99	0,15	0,003	"	68,85	49,68	7,66	0,154	"	"	28,55	6,16	0,1216	"	"	49,68	7,66	0,154	"	"
II	61,37	0,15	0,002	"	68,4	62,75	8,74	0,140	"	195,75	35,00	7,06	0,1202	"	"	62,75	8,74	0,140	"	195,75
I	73,75	0,15	0,002	"	68,4	75,94	7,34	0,096	"	166,05	41,20	5,89	0,122	"	197,1	75,94	7,34	0,096	"	166,05

Poteau (II 9)

Sans transversal

(Armature minimal)

$e_1 = 0,10 \text{ m}$

(a.b = 30.60)

NIV	S P1					S P2					S' P2					S P2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{max}	M^{cor}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	M^{cor}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{cor}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$
VI	12,29	0,19	0,015	S.E.C	70,88	12,29	5,19	0,142	S.P.C	202,5	8,38	4,03	0,148	S.P.C	202,5	12,29	5,19	0,142	S.P.C	202,5
V	25,17	0,16	0,006	"	68,85	25,17	8,84	0,1351	"	"	15,81	7,12	0,145	"	"	25,17	8,84	0,1351	"	"
IV	38,03	0,15	0,004	"	68,40	38,51	11,15	0,1289	"	198,78	22,83	9,07	0,1397	"	"	38,51	11,15	0,1289	"	198,78
III	50,81	0,15	0,003	"	67,18	52,11	12,67	0,1243	"	183,26	29,63	10,33	0,1352	"	"	52,11	12,67	0,1243	"	183,26
II	63,74	0,15	0,002	"	67,95	65,83	14,98	0,1227	"	177,86	36,34	12,26	0,1337	"	"	65,83	14,98	0,1227	"	177,86
I	76,60	0,15	0,002	"	67,95	79,50	17,32	0,1527	"	202,5	43,09	17,06	0,1805	"	"	79,50	17,32	0,1527	"	202,5

Sens Longitudinal





$e_1 = 0,05 \text{ m}$

(a.b = 30.40)

NIV	S P1					S P2.					S' P2					S P2.				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{max}	M^{cor}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	M^{cor}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N^{cor}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b$
VI	1,91	0	0	C.S	67,5	2,07	2,36	1,14	S.P.C	202,5	1,47	1,97	1,14	S.P.C	202,5	2,07	2,36	1,14	S.P.C	202,5
V	10,52	"	"	"	"	9,10	4,56	0,50	"	"	6,13	3,80	0,62	"	"	9,10	4,56	0,50	"	"
IV	19,12	"	"	"	"	16,30	6,23	0,38	"	"	10,70	5,19	0,49	"	"	16,30	6,23	0,38	"	"
III	27,79	"	"	"	"	23,63	7,73	0,33	"	"	15,13	6,44	0,43	"	"	23,63	7,73	0,33	"	"
II	36,32	"	"	"	"	30,86	8,86	0,29	"	"	19,71	7,38	0,37	"	"	30,86	8,86	0,29	"	"
I	44,92	"	"	"	"	38,20	12,07	0,32	"	"	24,17	10,06	0,42	"	"	38,20	12,07	0,32	"	"

Armature minimal sous (SP₁)

Sens Longitudinal

Pot	Soil	NIV	N (H)	$\bar{\sigma}'_v$	$\bar{\sigma}'_m$	θ_1	θ_2	θ_3	B (cut)	A_{L}^{min}	
P _(III,1) 30 	S.P.C	VI	1,38	135	3,16	1,8	3,125	1,514	1200	0,59	
		V	2,72	104,1	4,17	"	"	"	"	1,36	
		IV	4,07	93,15	11,76	"	"	"	"	2,22	
	S.E.C	III	5,41	86,85	4,51	"	"	"	"	0,85	
		II	6,76	82,5	5,63	"	"	"	"	1,06	
		I	8,10	80,10	6,75	"	"	"	"	1,277	
	P _(II,3) 30 	C.S	VI	0,95	67,5	0,79	1	3,125	1,514	1200	0,083
			V	1,89	"	1,575	"	"	"	"	0,166
			IV	2,84	"	2,367	"	"	"	"	0,25
III			3,78	"	3,15	"	"	"	"	0,33	
II			4,73	"	4,00	"	"	"	"	0,41	
I			5,67	"	4,725	"	"	"	"	0,50	
P _(II,4) 30 	S.P.C	VI	1,38	135	1,75	1,4	3,125	1,514	1200	0,17	
		V	2,72	105,75	2,26	"	"	"	"	0,33	
		IV	4,07	93,15	11,76	"	"	"	"	1,73	
	S.E.C	III	5,41	86,85	4,51	"	"	"	"	0,66	
		II	6,76	82,80	5,63	"	"	"	"	0,83	
		I	8,10	80,10	6,75	"	"	"	"	1,00	
P _(II,9) 50 	C.S	VI	1,91	67,5	1,06	1	3,125	1,514	1800	0,16	
		V	10,52	67,5	5,80	"	"	"	"	0,92	
		IV	19,12	"	10,62	"	"	"	"	1,68	
		III	27,79	"	15,44	"	"	"	"	2,43	
		II	36,32	"	20,17	"	"	"	"	3,18	
		I	44,92	"	25,00	"	"	"	"	3,94	

calcul des armatures Longitudinales sous (SP₁)

Remarque

le calcul fait sous (SP₁) a donné des sections d'armature négatives c'ad qu'on a pas besoin d'acier et le béton peut supporter seul les efforts. (pour les sections entièrement comprimée), alors que pour les sections partiellement comprimée, on a trouver dans quelque niveaux des sections d'acier très faible, pour cela on donne seulement des sections minimales.

Sens transversal

Armatures minimales sous SP₁

Pot	soil	Niv	N (k)	$\bar{\sigma}'_c$	$\bar{\sigma}'_{sm}$	ρ_1	ρ_2	ρ_3	B (cm ²)	A _L ^{min}
P _{III,1} 30 40	S.P.C	VI	4.19	135	9.24	1.8	3.125	1.514	1200	1.75
		V	10.24	112.16	25.26	"	"	"	"	4.78
		IV	16.33	96.37	44.71	"	"	"	"	8.46
	S.E.C	III	22.34	86.98	18.61	"	"	"	"	3.52
		II	28.69	82.61	23.90	"	"	"	"	4.52
		I	34.50	80.26	28.75	"	"	"	"	5.44
P _{II,3} 30 40	S.E.C	VI	11.82	76.5	9.85	1	3.125	1.514	1200	1.035
		V	24.22	72	20.18	"	"	"	"	2.12
		IV	36.61	69.3	30.50	"	"	"	"	3.21
		III	48.99	68.85	40.83	"	"	"	"	4.29
		II	61.37	68.4	51.14	"	"	"	"	5.37
		I	73.75	68.4	61.46	"	"	"	"	6.46
P _{I(II,4)} 30 40	S.E.C	VI	7.68	77.91	6.40	1.4	3.125	1.514	1200	0.943
		V	18.93	72.20	15.77	"	"	"	"	2.32
		IV	30.17	70.52	25.74	"	"	"	"	3.70
		III	41.41	69.51	34.51	"	"	"	"	5.08
		II	52.66	69.18	43.88	"	"	"	"	6.46
		I	63.89	68.84	53.24	"	"	"	"	7.83
P _{I(II,9)} 30 60	S.E.C	VI	12.29	70.87	6.83	1	3.125	1.514	1800	1.07
		V	25.17	68.85	13.98	"	"	"	"	2.205
		IV	38.03	68.40	21.13	"	"	"	"	3.33
		III	50.88	68.2	28.27	"	"	"	"	4.457
		II	63.74	67.95	35.41	"	"	"	"	5.58
		I	76.60	67.95	42.55	"	"	"	"	6.71

calcul des armatures Longitudinal

Poteau (III, A)

(sous SP₂)

SOLL	N ^{max} , M ^{cor}												N ^{min} , M ^{cor}											
	Longitudinal						transversal						Longitudinal						transversal					
	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I
N	2,33	5,44	9,50	13,79	18,54	23,05	3,28	7,05	9,35	10,26	10,44	11,06	0,43	0	6,84	-2,97	-5,05	-6,83	2,33	4,78	5,98	6,04	5,05	5,50
M	1,53	2,80	4,18	5,34	5,57	10,05	3,63	5,66	7,13	8,65	8,93	12,30	1,75	3,28	4,63	5,80	6,03	10,51	2,86	4,54	5,77	7,04	7,27	10,08
e ₀	0,66	0,52	0,45	0,39	0,50	0,44	1,109	0,805	0,763	0,843	0,855	1,11	2,07	∞	0,68	1,95	1,20	1,54	1,23	0,95	0,97	1,17	1,33	1,9
f _c	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5
f	0,77	0,63	0,56	0,50	0,41	0,55	1,26	0,96	0,92	1,00	1,02	1,27	2,18	∞	0,79	1,84	1,09	1,43	1,39	1,11	1,13	1,33	1,49	2,06
M _f	1,79	3,43	5,21	6,90	7,60	12,67	4,13	6,77	8,60	10,26	10,65	14,05	1,80	3,28	5,40	5,46	5,48	9,77	3,24	5,31	6,76	8,03	8,12	10,92
μ	0,0236	0,0453	0,0681	0,0911	0,1000	0,1685	0,0376	0,0622	0,0780	0,0942	0,0978	0,1281	0,0338	0,0453	0,0713	0,0721	0,0724	0,1290	0,0298	0,0488	0,0621	0,0734	0,0746	0,1003
K	59,5	40,6	31,4	26,3	24,7	17,5	45,2	33,5	28,8	25,8	25,1	20,9	59,5	44,8	30,7	30,5	30,4	20,9	52	38,8	33,5	30,1	29,9	24,7
E	0,9329	0,9101	0,8922	0,8789	0,8701	0,8462	0,9169	0,8969	0,8858	0,8774	0,8753	0,8607	0,9329	0,9170	0,8906	0,8901	0,8899	0,8607	0,9254	0,8971	0,8969	0,8891	0,8886	0,8701
σ _c	10,59	103,45	133,76	159,7	170,00	240	92,92	125,37	145,83	169,79	167,33	200,96	70,59	100,5	136,91	137,7	138,16	200,96	80,77	108,25	125,37	139,53	140,4	170
K						17,5																		
α						0,4615																		
E						0,8462																		
μ'						0,1952																		
γ _i						12																		
σ _a						2400																		
M _i						10,69																		
ΔM						1,99																		
A'						3,75																		
A	1,20	2,16	3,13	3,91	3,55	8,23	2,20	3,31	4,19	5,29	5,56	8,16	1,66	3,29	3,92	6,32	6,84	12,02	1,76	2,73	3,56	4,54	4,75	7,00

Calcul des armatures Longitudinal

Poteau (II, 1)

(sous SPe)

SOLL	N^{max}, M_{cor}												N^{min}, M_{cor}											
	longitudinal						transversal						longitudinal						transversal					
	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I
N	2,33	5,44	9,30	13,79	18,60	23,03	7,77	19,38	34,50	43,98	56,67	69,27	0,43	0	6,80	-2,97	-5,03	-6,83	5,33	12,58	19,44	25,94	32,27	38,63
M	1,53	2,80	4,19	5,34	5,57	10,05	3,10	7,26	10,19	11,08	13,75	15,07	1,57	3,28	4,63	5,80	6,03	10,51	2,32	5,65	8,10	9,68	11,07	12,17
σ_0	0,66	0,52	0,45	0,39	0,30	0,44	0,44	0,37	0,32	0,28	0,24	0,22	3,65	∞	0,68	1,95	1,20	1,54	0,44	0,45	0,42	0,37	0,38	0,315
$\bar{\sigma}'_b$	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5
f	0,77	0,63	0,56	0,50	0,44	0,55	0,57	0,58	0,48	0,40	0,40	0,38	3,76	0,79	1,84	1,09	1,43	0,60	0,61	0,58	0,53	0,50	0,48	
Mf	1,79	3,43	5,21	6,90	7,56	12,67	4,43	10,27	15,12	19,34	22,67	26,32	1,62	3,28	5,40	5,46	5,13	9,77	3,20	7,67	11,26	13,75	16,14	18,57
μ	0,0230	0,0253	0,0288	0,0311	0,0339	0,0373	0,0407	0,0443	0,0479	0,0517	0,0552	0,0582	0,0618	0,0654	0,0691	0,0721	0,0748	0,0770	0,0794	0,0813	0,0828	0,0843	0,0857	
k	59,5	40,6	31,4	26,3	24,8	17,5	43,4	25,7	19,8	16,8	15,0	13,5	63	44,8	30,7	30,5	34,7	20,9	52,5	31	24,2	21,2	19	
ϵ	0,9328	0,9101	0,8922	0,8789	0,8704	0,8067	0,9140	0,8771	0,8563	0,8428	0,8333	0,8246	0,9359	0,9120	0,8900	0,8901	0,8929	0,8607	0,9259	0,8913	0,8725	0,8619	0,8529	
σ'_b	70,59	103,48	133,18	159,7	169,35	240	36,77	163,42	211,06	250	280	311,14	66,67	100,48	136,8	137,7	152,5	200,9	80	135,5	173,5	198,1	221,1	
k						17,5			19,9	16,6	15	13,4										19,1	17,2	
α						0,4615			0,4298	0,4347	0,500	0,5282										0,4399	0,4658	
ϵ						0,8062			0,8567	0,8417	0,8333	0,8259										0,8534	0,8027	
μ						0,1952			0,1888	0,1990	0,2082	0,2176										0,1878	0,1967	
γ						12			15,47	17,09	18,0	19,02										15,84	16,77	
σ'_a						2400			2346	2899,4	3266,7	3715,2										2466,7	2789	
M_1						10,69			14,51	15,67	16,39	17,13										14,79	15,49	
ΔM						1,98			0,61	3,67	6,28	9,19										1,35	3,08	
A'						3,75			0,84	3,96	6,04	7,73										1,71	3,45	
A	1,20	2,16	3,13	3,91	3,50	8,23	1,35	3,13	4,15	4,59	4,19	4,10	1,48	3,29	4,94	6,32	6,46	12,02	1,02	2,7	3,91	4,37	4,78	

calcul des armatures Longitudinal

Poteau (II, 3)

(sous SP₂)

SOLL																								
sens	longitudinal						transversal						longitudinal						transversal					
Niv	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I
N (t)	0,95	1,89	2,84	3,78	4,73	5,67	11,70	24,10	36,75	49,68	62,75	75,94	0,76	1,51	2,27	3,02	3,78	4,54	8,10	15,12	21,98	28,55	35,00	41,10
M	2,36	4,56	6,23	7,73	8,86	12,07	2,31	4,28	6,10	7,66	8,74	9,34	1,97	3,80	5,19	6,44	7,38	10,06	1,65	3,32	4,86	6,16	7,06	5,89
e ₀	2,48	2,41	2,19	2,04	1,87	2,13	0,20	0,177	0,166	0,154	0,140	0,096	2,59	2,52	2,29	2,13	1,95	2,22	0,201	0,219	0,221	0,216	0,202	0,142
$\bar{\sigma}_s$	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	195,75	166,05	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	197,2
f	2,64	2,57	2,35	2,35	2,03	2,29	0,131	0,287	0,276	0,26	0,25	0,21	2,75	2,68	2,45	2,29	2,11	2,38	0,131	0,133	0,133	0,133	0,131	0,25
M _f	2,51	4,86	6,67	8,32	9,6	12,98	3,63	6,92	10,14	12,92	15,69	15,95	2,09	4,05	5,56	6,92	7,98	10,81	2,51	5,00	7,25	9,42	10,85	10,28
μ	0,0226	0,0237	0,0600	0,0747	0,0861	0,1167	0,0333	0,0636	0,0931	0,1187	0,1441	0,1465	0,0192	0,0372	0,0511	0,0636	0,0733	0,0993	0,0231	0,0459	0,0666	0,0865	0,0993	0,0544
k	61	41,6	34,2	29,8	27,3	22,4	48,8	33,0	25,9	22,1	19,4	19,2	67	45,8	37,8	33,0	30,2	24,9	60,5	40,4	32,1	27,2	24,8	25,7
ϵ	0,9342	0,9117	0,8980	0,8884	0,8818	0,8663	0,9216	0,8958	0,8777	0,8682	0,8527	0,8538	0,9390	0,9178	0,9053	0,8958	0,8894	0,8787	0,9338	0,9098	0,8938	0,8815	0,8744	0,8771
σ'_s	68,85	100,96	122,81	140,94	153,85	187,50	86,07	127,27	182,16	190,05	216,49	218,75	62,69	91,70	111,11	127,27	139,07	168,07	69,47	103,98	130,8	152,21	169,35	163,43
k											6,5	6,3												
α											0,6977	0,7022												
ϵ											0,7674	0,7653												
μ'											0,2680	0,2697												
γ_1											18,14	18,31												
σ'_a											3325,19	3397,51												
M ₁											14,19	12,11												
ΔM											1,50	3,84												
A' cm ²											2,05	5,14												
A cm ²	1,51	3,00	4,13	5,15	5,90	8,35	0,82	1,33	1,83	1,84	3,61	0,57	1,29	2,56	3,52	4,34	5,03	7,09	0,53	1,43	2,19	3,00	3,03	0,95

calcul des armatures Longitudinal

Poteau (II, 9)

(Sous SP2)

SOLL	N _{max} , M _{corr}												N _{min} , M _{corr}											
	Longitudinal						Transversal						Longitudinal						Transversal					
	NiV	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II
N	2,07	0,10	16,30	23,63	30,96	38,20	12,29	25,17	32,51	52,11	65,83	79,50	4,40	6,13	10,70	15,13	19,71	24,17	8,38	15,81	22,83	29,63	36,34	43,09
M	2,36	4,56	6,23	7,73	8,86	12,07	5,19	8,84	11,15	12,67	14,99	17,32	1,97	3,80	5,19	6,44	7,38	10,06	4,03	7,12	9,07	10,33	12,26	17,06
C ₀	1,14	0,50	0,38	0,33	0,29	0,32	0,42	0,35	0,29	0,20	0,23	0,22	1,21	0,62	0,49	0,43	0,37	0,42	0,48	0,45	0,40	0,35	0,34	0,40
σ _s '	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	198,77	183,26	177,78	175,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5	202,5
f	1,25	0,61	0,49	0,44	0,40	0,43	0,68	0,61	0,55	0,50	0,49	0,48	1,52	0,73	0,60	0,54	0,48	0,53	0,74	0,71	0,66	0,61	0,60	0,66
M _f	2,59	5,55	7,99	10,40	12,34	16,43	8,36	15,35	21,18	26,06	32,26	38,16	2,13	4,47	6,42	8,17	9,46	12,81	6,20	11,23	15,07	18,07	21,80	28,44
μ	0,0228	0,0289	0,0704	0,0916	0,1087	0,1427	0,0317	0,0583	0,0804	0,0989	0,125	0,1429	0,0288	0,0394	0,0565	0,0719	0,0833	0,1128	0,0235	0,0226	0,0572	0,0686	0,0822	0,1020
K	61	38,8	31	26,2	23,2	19,4	50	34,8	28,5	24,9	21,6	19,3	63	44,2	35,6	30,6	27,9	22,9	60	42,2	35,2	31,5	28	23,5
E	0,9342	0,9071	0,8913	0,8786	0,8648	0,8527	0,9231	0,8996	0,8851	0,8727	0,8634	0,8542	0,9397	0,9155	0,9012	0,8903	0,8834	0,8681	0,9334	0,9126	0,9004	0,8925	0,8857	0,8701
σ _b '	68,85	108,25	135,4	160,51	179,5	216,4	84	120,7	147,4	168,7	194,4	217,6	61,76	95,02	117,98	137,25	150,52	183,41	70,0	99,53	119,34	133,33	150	178,72
K						19,2					21,7	19,4												
μ						0,0524					0,0207	0,0360												
E						0,8530					0,8638	0,8547												
μ'						0,1871					0,1764	0,1864												
γ _i						11,40					22,89	24,42												
σ _a '						2128,8					2396,2	2716,7												
M _i						15,36					29,62	30,78												
ΔM						1,07					2,74	7,38												
A'						2,28					2,20	5,22												
A	2,05	3,44	4,33	5,21	5,65	8,55	0,92	1,26	1,01	0,26	9,97	0,231	1,74	3,01	3,98	4,80	5,11	7,76	0,83	1,47	1,68	1,55	1,84	3,64

Tableau du ferrailage des poteaux

Poteau (III, 1) (30x40)						
Soll	S.P.2		A^{min}_{RPA}	A^{max}_{RPA}	A adopté	ferrailage.
	$A_L = A'_L$	$A_T = A'_T$				
Niv						
VI	1.66	2.20	12	48	15.39	2[3T14+4T14]
V	3.29	3.31	"	"	17.28	2[2T16+1T14]+2T16+2T14]
IV	3.92	4.19	"	"	21.80	2[2T20+1T14]+2T20+2T14]
III	6.32	5.29	"	"	"	"
II	6.84	5.56	"	"	"	"
I	12.04	8.16	"	"	28.87	2[2T25+1T14]+(2T25+2T14)]

Poteau (II, 1) (30x40)						
Soll	S.P.2		A^{min}_{RPA}	A^{max}_{RPA}	A adopté	ferrailage
	$A_L = A'_L$	$A_T = A'_T$				
Niv						
VI	1.48	1.35	12	48	15.39	2[3T14+4T14]
V	3.29	3.13	"	"	17.28	2[2T16+1T14]+2T16+2T14]
IV	4.92	4.15	"	"	21.80	2[2T20+1T14]+2T20+2T14]
III	6.32	4.59	"	"	"	"
II	6.46	6.01	"	"	"	"
I	12.92	7.73	"	"	28.87	2[2T25+1T14]+(2T25+2T14)]

Poteau (II, 3) (30x40)						
Soll	S.P.2		A^{min}_{RPA}	A^{max}_{RPA}	A adopté	ferrailage
	$A_L = A'_L$	$A_T = A'_T$				
Niv						
VI	1.51	0.82	12	48	15.39	2[3T14+4T14]
V	3.00	1.43	"	"	17.28	2[2T16+1T14]+2T16+2T14]
IV	4.13	2.19	"	"	21.80	2[2T20+1T14]+2T20+2T14]
III	5.15	3.00	"	"	"	"
II	5.90	3.61	"	"	"	"
I	8.35	5.14	"	"	28.87	2[2T25+1T14]+(2T25+2T14)]

Poteau (II, 9) (30x60)						
Soll	S.P.2		A^{min}_{RPA}	A^{max}_{RPA}	A adopté	ferrailage.
	$A_L = A'_L$	$A_T = A'_T$				
Niv						
VI	2.05	0.92	18	72	24.12	2[3T16+5T16]
V	3.44	1.47	"	"	"	"
IV	4.33	1.68	"	"	"	"
III	5.21	1.55	"	"	"	"
II	5.63	8.97	"	"	35.43	2[2T20+1T16]+5T20]
I	8.53	5.23	"	"	"	"

Armatures transversales.

Vérification de la résistance à l'effort tranchant

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{nT}{b \cdot \bar{\sigma}_s} \ll \bar{\epsilon}_b = 0,15 \bar{\sigma}_s = 41,25 \text{ kg/cm}^2$$

T : effort tranchant
 $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} h$ (h : hauteur)

; b = largeur du poteau dans le sens considéré.
 dans la direction considéré

$$n = \begin{cases} 2 & \rightarrow \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \rightarrow \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

" " "

avec $\lambda = \frac{l_c}{I} = l_c / \sqrt{I/B}$

I : moment d'inertie de la section.
 B : surface de la section.

Remarque

l'effort tranchant T à été choisi comme suit : $T = \max(T_{\text{Long}}^{\text{max}}, T_{\text{trans}}^{\text{max}})$

Poteau	l_c (m)	I (m ⁴) $\times 10^{-4}$	B (m ²)	$l \cdot 10^{-2}$ (m)	λ	n	Z (cm)	T (t)	$\bar{\epsilon}_b$	$\bar{\epsilon}_b$
(III, 1)	2,39	9	0,12	8,66	27,59	2	22,75	4,18	9,18	41,25
(II, 1)	"	"	0,12	8,66	27,59	2	"	6,62	14,55	"
(II, 3)	"	"	0,12	8,66	27,59	2	"	4,21	9,25	"
(II, 9)	"	13,5	0,18	8,66	27,59	2	"	7,87	11,53	"

$\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

Espacement des armatures transversales:

on utilise de l'acier Fe E24 ; $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma}_s}{T} \ll \bar{t}$

en zone nodale $\rightarrow \bar{t} = \min(10\phi_r, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

en zone courante $\rightarrow \bar{t} = 12\phi_r = 24 \text{ cm}$

longueur de recouvrement:

$$l_d = \begin{cases} \geq 50\phi_r \\ \frac{\phi_r \cdot \bar{\sigma}_s}{4 \cdot \bar{\epsilon}_d} = 42,17\phi_r \end{cases}$$

\rightarrow on prend $l_d = l_r = 50\phi_r$

la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par le RPA 81.

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

avec : | t = espacement
 b = largeur du poteau

Dans tous les cas, on a trouvé $\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b$, donc on peut utiliser des cadres droits perpendiculaire à la ligne moyenne.

pour tous les poteaux et tous les niveaux on va utiliser : - 2 cadre ϕ (4 ϕ 8)
 - 2 cadre + 1 étrier (6 ϕ 8)

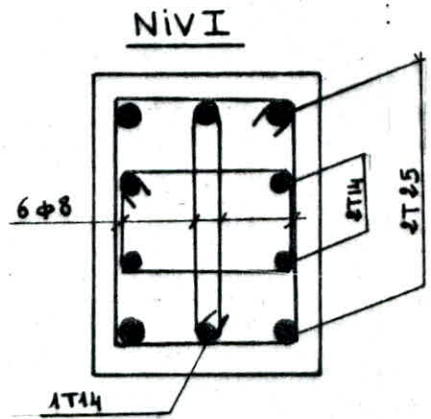
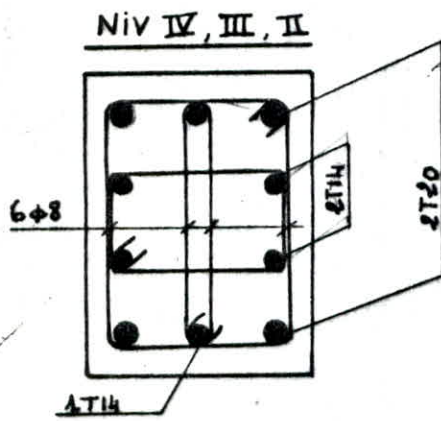
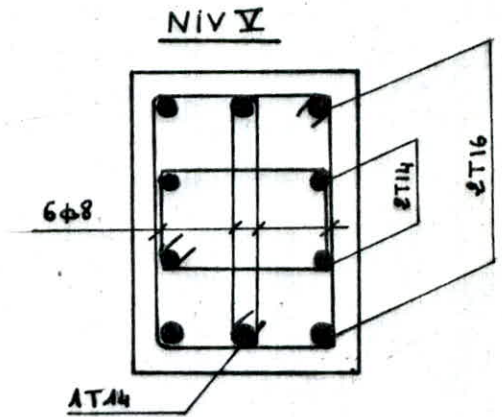
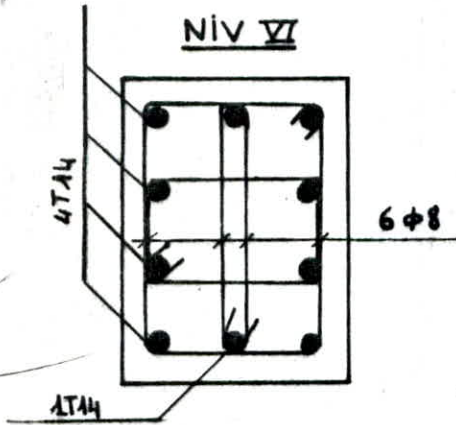
avec les espacements : t = 10 cm \rightarrow en zone nodale.

t = 20 cm \rightarrow en zone courante.

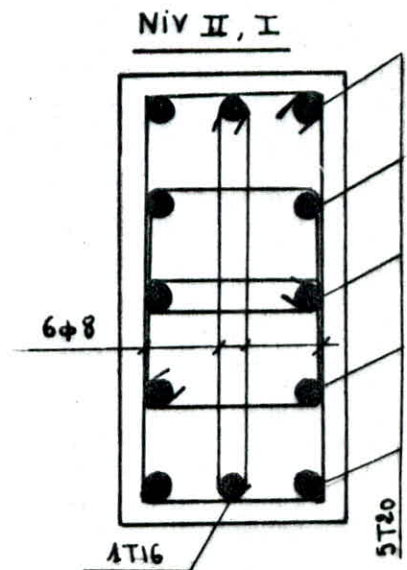
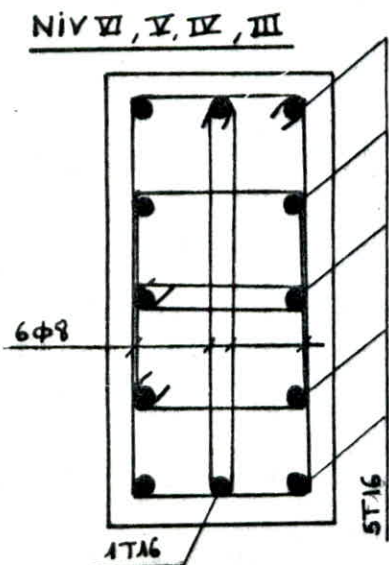
on trouve $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

disposition constructive.

ferrailage du Poteau (III, 1) (30.40)



ferrailage du Poteau (II.9) (30.60)



Calcul des Fondations

Introduction

une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît:

- la superstructure et ces charges.
- les caractéristiques du sol.

Etude Géotechnique:

L'étude géotechnique a révélée que tout le terrain est composé d'une couche molasse (grès calcaire et grès calcaires avec intercalation de silt calcaire).

une constatation visuelle des affleurements de la roche est possible sur les talus entourant le terrain étudié, 7 affleurements de la roche ont été vérifiés jusqu'à la profondeur max de 3 m.

on remarque que les tassements sont négligeable et le taux de travail est de $2,5 \text{ Kg/cm}^2$ à 1,5 m de profondeur.

Choix du type de fondation:

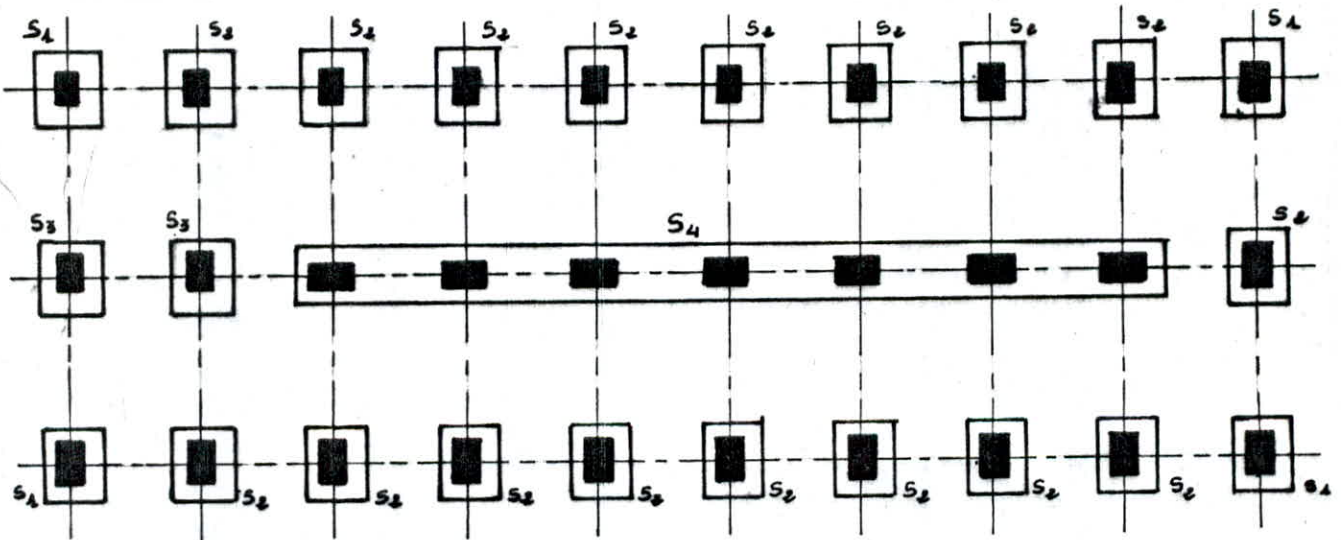
les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

en envisage - des semelles isolées sous poteaux

- une semelle fillante sous poteaux.

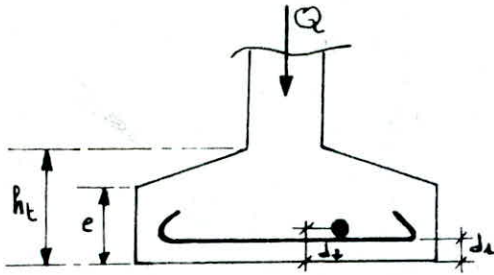
Le calcul sera fait sous (SP_1), puis vérifié sous (SP_2).

Vue en plan:

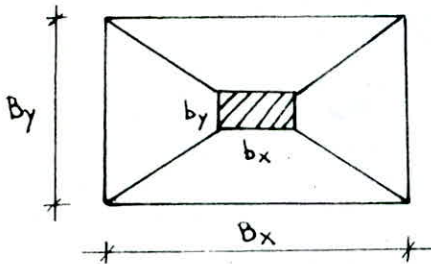


On disposera au dessous de la semelle une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

Ferraillage des semelles isolées



Q = charge transmise au sol
 $\bar{\sigma}_s$ = contrainte admissible du sol
 B_y = petit côté de la semelle
 B_x = grand côté de la semelle
 b_y = petit côté du pilier
 b_x = grand côté du pilier.



pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible sur le sol, nous devons avoir :

$$S = B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

nous prendrons : $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = K$ de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques.

les autres dimensions sont : $h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$ avec $h = h_t - d_1$

$$\text{et } e \geq 6\phi + 6$$

en appliquant la méthode des bielles nous aurons les efforts :

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8h} \quad \text{d'où } A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant } OX.$$

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8h} \quad \text{d'où } A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant } OY.$$

Vérification de la condition de non poinçonnement

$$\frac{1,5Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } P_c : \text{périmètre du contour à considérer, situé à une distance } \frac{h_t}{2}.$$

Vérification sous SP_2

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$$

$$\text{et } \sigma_{1,2} = \frac{Q}{A \cdot B} \mp \frac{M \cdot v}{I}$$

Semelle isolée S₁ (Sous Poteau III, 1)

$$Q = 42,6 \text{ t}, \quad b_x \cdot b_y = 30 \cdot 40 \rightarrow \frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{40} = 0,75 \rightarrow \frac{B_x}{B_y} = 0,75$$

$$\frac{Q}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \frac{Q}{0,75 B_y^2} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow B_y \geq \sqrt{\frac{Q}{0,75 \bar{\sigma}_s}} = 150,73 \text{ cm}$$

on prend $B_y = 200 \text{ cm}$ d'où $B_x = 155 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{200 - 40}{4} = 40 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{avec } \phi = 20 \text{ mm} \text{ on trouve } e \geq 18 \text{ cm} \quad \text{soit } e = 20 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle: $Q_s = [B_x \cdot e + \frac{B_x + b_x}{2} (h_t - e)] \cdot 25 \cdot B_y = 2,7 \text{ t}$

donc la charge transmise au sol sera: $Q_T = Q + Q_s = 42,6 + 2,7 = 45,3 \text{ t}$ $Q_T = 45,3 \text{ t}$

Vérification de la contrainte du sol

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_T}{B_x \cdot B_y} = 1,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification de la condition de non poinçonnement

$$\frac{1,5 Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b, \quad P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) = 320 \text{ cm}$$

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

$$\frac{1,5 \cdot 45,30 \cdot 10^3}{320 \cdot 45} = 4,72 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification sous SP₂

Sens longitudinal:

$$Q = 79,57 \text{ t}, \quad M = 10,05 \text{ tm.}$$

$$M/N = e_0 = 12,63 \text{ cm}$$

$$B_x/6 = 25,83 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{B_x}{6} \Rightarrow \text{on a une section (S.E.C)}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \cdot v}{I} \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} S = 31000 \text{ cm}^2 \\ v = 77,5 \text{ cm} \\ I = 62,06 \cdot 10^6 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 3,81 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 1,31 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 3,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(\text{SP}_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Sens transversal:

$$Q = 79,57 \text{ t}, \quad M = 12,30 \text{ tm.}$$

$$M/N = e_0 = 15,46 \text{ cm}$$

$$B_y/6 = 33,34 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{B_y}{6} \Rightarrow \text{on a une section entièrement comprimée. (SEC)}$$

$$\text{et on a: } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 3,76 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 1,38 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}(A/4) = 3,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(\text{SP}_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

ferrailage de la semelle:

$$Q' = \bar{\sigma}(A/4) \cdot B_x \cdot B_y = 99,2 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h} = 34,44 \text{ t} \rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 8,2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \text{ T}14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8h} = 44,1 \text{ t} \rightarrow A_y = 10,50 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ T}14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

Semelle isolée S₂ : sous poteau (II, 1)

$$Q = 72 \text{ t}, \quad b_x = b_y = 30 \cdot 40 \rightarrow \frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{40} = 0,75 \rightarrow \frac{B_x}{B_y} = 0,75$$

$$\frac{Q}{B_x \cdot B_y} < \bar{\sigma}_s \rightarrow \frac{Q}{0,75 B_y^2} < \bar{\sigma}_s \rightarrow B_y \geq \sqrt{\frac{Q}{0,75 \bar{\sigma}_s}} = 195,96 \text{ cm}, \quad \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $B_y = 200 \text{ cm}$ d'où $B_x = 155 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{200 - 40}{4} = 40 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

avec cette condition ci dessus on peut se passer de la vérification à l'effort tranchant.

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{avec } \phi = 20 \text{ mm} \text{ on trouve } e \geq 18 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre de la semelle: } Q_s = \left[B_x \cdot e + \frac{B_x + b_x}{2} (h_t - e) \right] \cdot 2,5 = 2,7 \text{ t.}$$

donc la charge transmise au sol sera : $Q_T = Q + Q_s = 72 + 2,7 = 74,7 \text{ t}$ $Q_T = 74,7 \text{ t}$

Vérification de la contrainte du sol

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{B_x \cdot B_y} = 2,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de la Condition de non poinçonnement:

$$\frac{1,5 Q}{P_c \cdot b_t} < 1,2 \bar{\sigma}_b, \quad P_c = e (b_x + b_y + 2 h_t) = 2 (30 + 40 + 90) = 320 \text{ cm}$$

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

$$\frac{1,5 \cdot 74,7 \cdot 10^3}{320 \cdot 45} = 7,78 \text{ kg/cm}^2 > 1,2 \cdot 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc on prendra } h = 50 \text{ cm} \text{ qui vérifie la condition.}$$

Vérification sous SP₂:

Sens Longitudinal:

$$Q = 92,3 \text{ t}, \quad M = 10,05 \text{ t.m}$$

$$\frac{M}{N} = e_0 = 10,9 \text{ cm}$$

$$\frac{B_x}{6} = \frac{155}{6} = 25,83 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M}{N} = e_0 = 10,9 \text{ cm} \\ \frac{B_x}{6} = 25,83 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 < \frac{B_x}{6} \text{ donc on a une une section (S.E.C)}$$

$$\sigma_{A2} = \frac{Q}{S} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\text{avec: } S = B_x \cdot B_y = 31000 \text{ cm}^2, \quad v = \frac{B_x}{2} = 77,5 \text{ cm}, \quad I = B_y \cdot \frac{B_x^3}{12} = 62,06 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4,23 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,72 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (SP_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Sens transversal:

$$Q = 92,3 \text{ t.m}, \quad M = 15,07 \text{ t.m}, \quad \left. \begin{array}{l} e_0 = 16,33 \text{ cm} \\ B_y/6 = 33,34 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 < \frac{B_y}{6} \Rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$\text{et on a: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4,44 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,52 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma(A/4) = 3,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (SP_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

ferrailage de la semelle:

$$Q' = \sigma(A/4) B_x B_y = 116,25 \text{ t}$$
$$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h} = 45,41 \text{ t} \rightarrow A_x = F_x / \bar{\sigma}_a = 10,81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8h} = 58,125 \text{ t} \rightarrow A_y = F_y / \bar{\sigma}_a = 13,84 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 10T14 = 15,39 \text{ cm}^2$$

Semelle isolée S_3 (Sous Poteau II 9) (30.60)cm.

$$Q = 121,52 \text{ t (S.P.1)}, \quad b_x \cdot b_y = 30 \cdot 60 \rightarrow \frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{60} = 0,5 \rightarrow B_x = 0,5 B_y$$

$$\frac{Q}{B_x \cdot B_y} \ll \bar{\sigma}_s \rightarrow \frac{Q}{0,5 B_y^2} \ll \bar{\sigma}_s \rightarrow B_y \gg \sqrt{\frac{Q}{0,5 \bar{\sigma}_s}} = 311,8 \text{ cm}$$

on prend $B_y = 315 \text{ cm}$, $B_x = 165 \text{ cm}$

$$h \gg \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{315 - 60}{4} = 63,75 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 65 \text{ cm} \rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$$

$e \gg 6\phi + 6$ on prend $e = 25 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle: $Q_s = [B_x e + \frac{B_x + b_x}{2} (h_t - e)] 2,5 B_y = 6,7 \text{ t}$

donc la charge total transmise au sol sera $Q_T = Q + Q_s = 128,22 \text{ t}$; $Q_T = 128,22 \text{ t}$

Vérification de la contrainte du sol

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_T}{B_x \cdot B_y} = 2,47 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification de la condition de non poinçonnement:

$$\frac{1,5 Q_T}{P_c \cdot h_t} \ll 1,2 \bar{\sigma}_b, \quad P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) = 460 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.1)}$$

$$\frac{1,5 \cdot 128,22 \cdot 10^3}{460 \cdot 70} = 5,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification sous SP2

Sens longitudinal: $Q_T = 117,7 \text{ t}$, $M = 12,07 \text{ tm}$, $e_0 = 10,25$ } $e_0 < \frac{B_x}{6} \Rightarrow$ (S.E.C)

$$B_x/6 = 27,5$$

et on a: $\left\{ \begin{array}{l} S = 51975 \text{ cm}^2 \\ r = 82,5 \text{ cm} \\ I = 117,92 \cdot 10^6 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 3,11 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,41 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma(A/4) = 2,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(SP_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2$
Vérifiée.

Sens transversal:

$Q = 117,7 \text{ t}$, $M = 17,32 \text{ tm}$, $e_0 = 14,71 \text{ cm}$ } $e_0 < \frac{B_y}{6}$ donc (S.E.C)

$$B_y/6 = 52,5 \text{ cm}$$

et on trouve $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,89 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,63 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma(A/4) = 2,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(SP_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2$
Vérifiée.

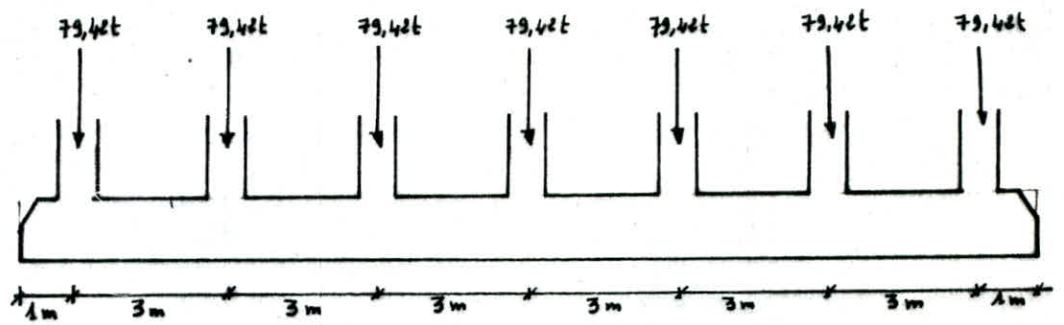
ferraillage de la semelle:

$$Q' = \sigma(A/4) B_x \cdot B_y = 139,91 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{Q' (B_x - b_x)}{8h} = 36,30 \text{ t} \rightarrow A_x = F_x / \bar{\sigma}_a = 8,65 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ T14} = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q' (B_y - b_y)}{8h} = 68,56 \text{ t} \rightarrow A_y = F_y / \bar{\sigma}_a = 16,32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \text{ T14} = 18,47 \text{ cm}^2$$

Semelle fillante (Sous 7 Poteaux)



dimensionnement de la semelle: $\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_T}{L \cdot B} \rightarrow B \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_s \cdot L}, N_T = 555,9t$

$$B \geq \frac{555,9 \cdot 10^3}{2,5 \cdot 2000} = 111,2 \text{ cm} \quad \text{on prend } \underline{B = 150 \text{ cm}}$$

La hauteur (h) est déterminée d'après la condition de non poinçonnement

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_b'}} \rightarrow h \geq 1,44 \sqrt{\frac{79,42 \cdot 10^3}{67,5}} = 50 \text{ cm}$$

on prend $\underline{h = 95 \text{ cm}}, \underline{h_t = 100 \text{ cm}}$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{Si } \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow \underline{e = 20 \text{ cm}}$$

Poids propre de la Semelle

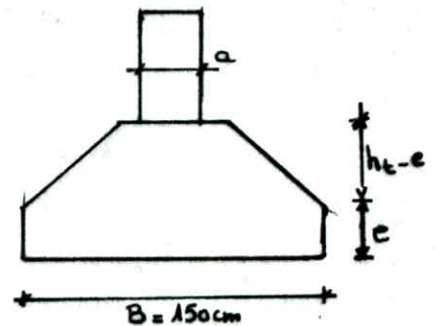
$$Q_s = V \cdot \rho = \left[0,2 \cdot 1,5 + \frac{0,5 + 1,5}{2} \cdot 0,80 \right] \cdot 20 \cdot 2,5 = 55t$$

Poids des terres

$$Q_{ter} = 14,4t$$

La charge total transmise

$$Q_T = Q_s + Q_{ter} + N_T = 625,34t$$



Vérification de la contrainte du sol

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{B \cdot L} = \frac{625,3 \cdot 10^3}{150 \cdot 2000} = 2,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

calcul de la longueur élastique de la semelle:

Le calcul de cette longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes sur le sol.

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

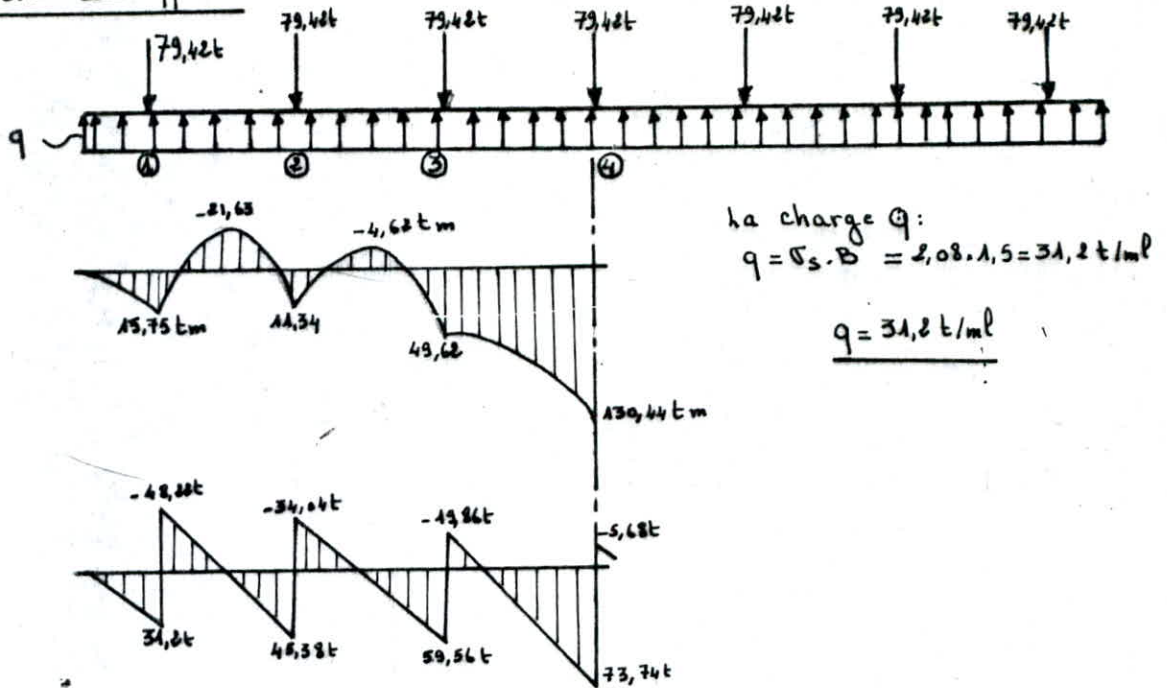
avec

$$\begin{cases} E = 378000 \text{ kg/cm}^2 \\ I = 2,7 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \\ B = 150 \text{ cm} \\ K = 4 \quad \text{coef de raideur du sol} \end{cases}$$

$$l_e = 287 \text{ cm}, \quad \frac{\pi}{2} l = \frac{\pi}{2} \cdot 300 = 451 \text{ cm} \rightarrow l < \frac{\pi}{2} l_e$$

donc on a une répartition linéaire des contraintes.

determination des efforts:



ferrailage Armature Longitudinal.

Appui ④

$$M = 130,44 \text{ t.m} \quad , \quad T = 73,74 \text{ t}$$

$$M_{rb} = \bar{\sigma}_a b h^2 = 24,38 \cdot 50 (95)^2 = 110 \text{ t.m} \quad , \quad M_{rb} < M_{ex} \rightarrow \underline{A' \neq 0}$$

$$\Delta M = M_{ext} - M_{rb} = 20,44 \text{ t.m.}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}_b \frac{\alpha - \delta'}{\alpha} \quad , \quad \delta' = \frac{d'}{h} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1774,24 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \underline{A' = 12,82 \text{ cm}^2}$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma}_a h \bar{\sigma}} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} = \frac{110 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,86 \cdot 95} + \frac{20,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 90} = 56,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A = 56,20 \text{ cm}^2}$$

on adopte $A = 12T25 = 58,89 \text{ cm}^2$
 $A' = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$

Appui 1, 2

$$M = 15,75 \text{ t.m} \quad \text{qui donne} \quad A' = 0 \quad \text{et} \quad A = 7 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte} \quad \underline{A = 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2}$$

Section entravée

$$M = 21,63 \text{ t.m} \quad \text{qui donne} \quad A = 9,45 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \underline{6T16 = 12,06 \text{ cm}^2}$$

Verifications

1/ condition aux appuis:

$$A \geq (T + M/\bar{\epsilon}) / \bar{\sigma}_a \quad , \quad A = 62,82 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \left(73,74 \cdot 10^3 - \frac{130,44 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 95} \right) / 2800 < 0 \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

2/ condition de non entrainement des barres:

$$\bar{\epsilon}_d = \frac{T^{\max}}{n \rho_u \bar{\sigma}} = \frac{73,74 \cdot 10^3 \cdot 8}{12 \cdot 6,28 \cdot 7 \cdot 95} = 9,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \rho_u: \text{Perimetre utile d'une barre.}$$

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc} \quad \bar{\epsilon}_d < \bar{\epsilon}_b \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

Armatures transversales

$$\xi_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\sigma}} = \frac{73,74 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 50 \cdot 95} = 17,74 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_b = 92,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\xi}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_b}\right) \sigma_b = 18,47 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc } \xi_b < \bar{\xi}_b \text{ c'est vérifiée.}$$

donc on peut utiliser des armatures transversales \perp à la ligne moyenne.
Soit 3 cadres de T10 avec $\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

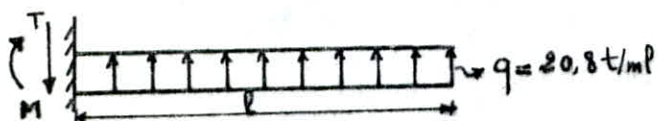
$$A_t = 3T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{l'espacement sera: } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,71 \cdot 7 \cdot 95 \cdot 2800}{8 \cdot 73,74 \cdot 10^3} \rightarrow t = 14,8 \text{ cm}$$

$$\text{espacement admissible: } \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 19 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - \frac{0,3 \xi_b}{\sigma_b}\right) h = 14 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on prendra } \underline{\underline{t = 15 \text{ cm}}}$$

Armature perpendiculaire à la poutre de rigidité

le calcul se fait pour une bande de 1m en utilisant la méthode des consoles,
la section la plus défavorable est celle de l'encastrement.



$$q = \sigma_s \cdot 1 \text{ ml} = 20,8 \text{ t/ml}, \quad l = 0,50 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{2} = \frac{20,8 \cdot 0,5^2}{2} = 2,6 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = q l = 20,8 \cdot 0,5 = 10,4 \text{ t}$$

ferraillage

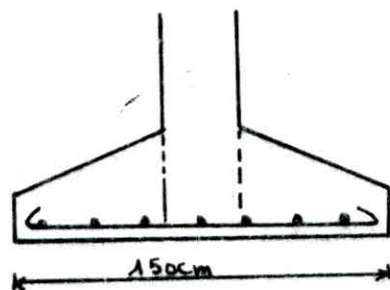
$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 24,38 \cdot 100 \cdot 95^2 = 220,1 \text{ t.m.} \gg M_{ex} = 2,6 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } A' = 0 \quad \text{et } A = 1,14 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \underline{\underline{7T12/ml}} = 7,96 \text{ cm}^2$$

Vérification du cisaillement au niveau de l'encastrement

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\xi}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_b = \frac{T}{b \cdot \bar{\sigma}} = \frac{8 \cdot 10,4 \cdot 10^3}{100 \cdot 7 \cdot 95} = 1,25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \xi_b < \bar{\xi}_b \quad \underline{\underline{\text{Vérifiée.}}}$$



Voir planche de ferraillage

Longrines

Les Longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.3.3 - RPA84), les Longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% (pour terrain meuble) de la plus grande charge verticale.
 dans notre cas la plus grande charge verticale est $N^{max} = 121t \rightarrow N = 12,1t$
 on prendra des Longrines de $(30 \times 40) cm^2$

Ferraillage

en compression:

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} = \frac{12,1 \cdot 10^3}{(30 \cdot 40)} = 10,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_p \geq \frac{1}{\eta} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_b} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{10,08 \cdot 10^3}{67,5} - 30 \cdot 40 \right) < 0$$

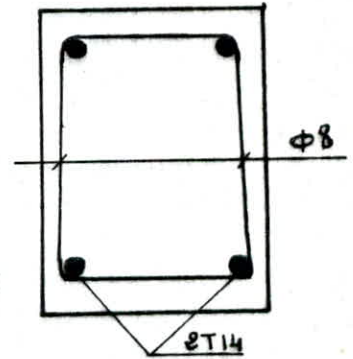
en traction:

$$A_p \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_t} = \frac{10,08 \cdot 10^3}{2800} = 3,60 \text{ cm}^2$$

on adopte la même section d'acier en haut et en bas
 soit 4T14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)
 et on prend des cadres $\phi 8$.

- Condition de non fragilité:

$$A_p \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$



Voile Périphérique

le CTC recommande de prévoir un voile périphérique dans l'infrastructure continu entre le niveau de fondation et le niveau du 1^{er} plancher au dessus du sol extérieur (niveau de référence) pour assurer un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble du bâtiment

ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes:

- épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$ soit $e = 20 \text{ cm}$
- hauteur du voile $\geq \max\left(\frac{1}{10} \text{ de la hauteur du bâtiment}, 0,8 \text{ m}\right)$ soit $h = 2,10 \text{ m}$
- Armature Longitudinal filante supérieures et inférieures de section supérieur à 0,2% de la section transversale total du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$, et équiers de renforcement dans les angles

Ferraillage

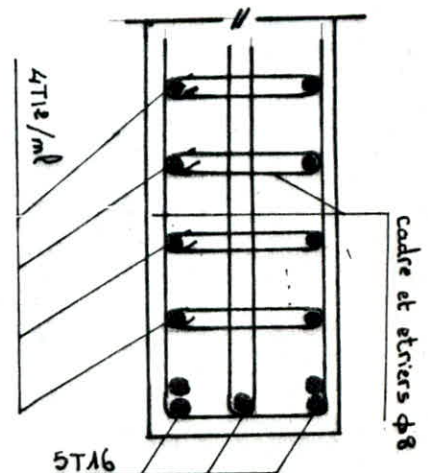
$$h = 210 \text{ cm}, e = 20 \text{ cm}$$

$$A_p = \frac{0,2 \cdot 210 \cdot 20}{100} = 8,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Armature Longitudinales de peau.

$$A \geq 2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T12/ml \text{ (} A = 4,52 \text{ cm}^2 \text{) /ml et par face.}$$

dans les angles du voile périphérique, on met des équiers de renforcement.



BIBLIOGRAPHIE

- le calcul et La vérification des ouvrages en béton armé de P. CHARON
- le Calcul pratique des sections de béton armé de P. CHARON.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CC BA 68)
- Règles parasismiques ALGERIENNES (RPA 81)
- Règles NV 65
- Aide mémoire de béton armé DUNOD.
- Aide mémoire de résistance des matériaux.
- traité de béton armé tome III et IV Guerrin DUNOD.
- Méthode de MUTO Bulletin n°5 du CTC
- Cours de béton armé (Tome II) M. BELAZOUGUI
- Cours de béton I, II et III.



