الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

CENTRE ISLAMIQUE
(BATIMENT-COUPOLES-MINARET)

Proposé par :
B. E. A. B.

Etudié par :
M.T. KHELLADI
M. SAYEHI

Dirigé par :
Mme GUIGOVA

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 , Avenue Hacen Badi — EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

CENTRE ISLAMIQUE
(BATIMENT-COUPOLES-MINARET)

Proposé par :
B. E. A. B.

Etudié par :
M.T. KHELLADI
M. SAYEHI

Dirigé par :
Mme GUIGOVA

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 , Avenue Hacen Badi — EL-HARRACH - ALGER

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promotrice Mme GUIGOVA qui nous à acdé avec ses remarques et suggestions. Ainsi qu'à tous les enseignants de Genie-civil de l'ENP qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi tout les gens de la DUCH, de la SETAM, du BEAB, du CTC ainsi que tout ceux qui nous ont aidé de prés ou de loin dans l'elaboration de cette thèse.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail

- A mon Père
- A ma mère
- A mes frères et mes Soeurs, Ainsi qu'à ma future femme
- A toute la famille
- A tous mes frères croyants

السائحي محمد .

Je dedie ce modeste travail :

- A mes Parents qui m'ont toujours apporté leur soutien moral
- A mes Grands-Parents.
- A mes Oncles et Tantes
- A ma petite Sœur ainsi qu'à ma future femme
- A toute ma famille ainsi qu'à mes Amis.

Mohamed Tayeb

SOMMAIRE

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet consiste à étudier les élements resistants d'un centre Islamique, qui comprend :
- Salles de prière et bibliothèque ayant chacune une coupole
- Logements des enseignants
- bloc d'hebergement,
- un minaret

tous ces blocs sont séparés par des joints de dilatation.
L'etude sera principalement portée sur :
- 2 blocs : des salles de prière et bibliothèque.
- Le minaret.

* Les blocs des salles de prière et bibliothéque etant en RDC et ayant les dimensions :

- Largeur max : 14,70 m.
- Longueur max : { 24,40 m partie bibliothèque ; 14,70 m partie salle de prière }

Surmontés tout deux de coupoles de forme ogivale de rayon 3,20 m et de flèche $f = 3,08$ m.

* Le minaret de hauteur 21,20 m, de forme carré de 3,90 m de Côté.

Ossatures :

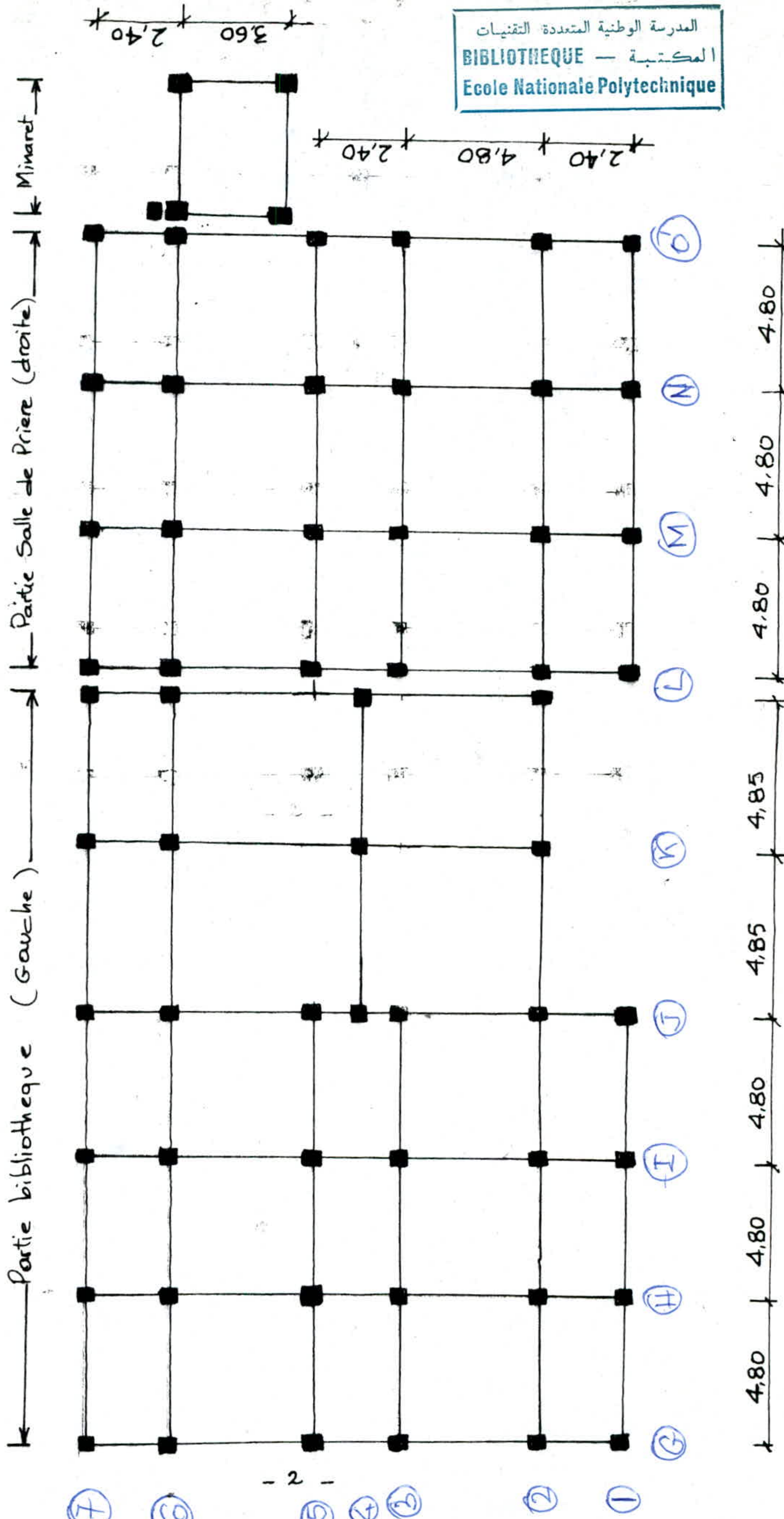
L'ossature de tout le batiment est en béton armé, autoporteuse, le remplissage étant en maçonnerie.
Le parre-terre se composé de dalle flottantes posées sur sol hérissonné.

Données du site :

Le terrain d'implantation se trouve à Médéa et il est composé d'une mince couche de remblai puis de sable argileux homogène, qu'on prendra comme sol de fondations. pas de nappe phréatique à 4,20 m de profondeur, et la contrainte admissible du sol est de 1,2 Kg/cm² à 1,50 m de profondeur.

Réglements utilisés sont :

- CCBA 68
- RPA 81
- NV 65


Minaret
Partie Salle de Priere (droite)
Partie bibliotheque (Gauche)
2,40
3,60
2,40
4,80
2,40
4,80
4,80
4,80
4,85
4,85
4,80
4,80
4,80
O
N
M
L
K
J
I
H
G
7
6
5
4
3
2
1

CHARGES et SURCHARGES :

charges :

- Plancher terrasse :

1- Protection solaire (gravillon 5cm)	90 Kg/m²
2- Etancheité multicouche	10 Kg/m²
3- Isolation thermique (4cm)	16 Kg/m²
4- forme de pente (2%)	120 Kg/m²
5- dalle de compression	325 Kg/m²
6- Enduit de platre (1,5cm)	30 Kg/m²
	G = 591 Kg/m²

- Dalle flottante :

1- Carrelage (2cm)	44 Kg/m²
2- mortier de pose (2cm)	40 Kg/m²
3- Sable (1cm)	18 Kg/m²
4- Dalle pleine 8cm	200 Kg/m²
	G = 302 Kg/m²

- Longrines : D'aprés RPA81 Art 4213 on prend les dimensions 30 x 30 cm.

Surcharges :

- terrasse inaccessible	100 Kg/m²
- bibliothèque	500 Kg/m²
- bureaux	250 Kg/m²
- Archives	1000 Kg/m²
- Dépôt	1000 Kg/m²
- Preaux	400 Kg/m²

Remplissage :

Le mur exterieur est formé d'une double cloison, l'une de 15cm, l'autre de 5cm et d'un vide d'air entre elle de 5cm.

. brique creuse (15cm)	157 Kg/m²
. brique creuse (5cm)	68 Kg/m²
. Enduit en ciment	18 Kg/m²
. Enduit en platre	10 Kg/m²
	G = 253 Kg/m²

Caracteristiques mécaniques des materiaux et Contraintes admissibles

A. Beton : Le béton est dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPA 325 avec contrôle Attenué

En compression simple :

$$\overline{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0{,}3 \cdot 270 = 67{,}5 \text{ bars} = 68{,}5 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow SP_1 \ (1^{er} \text{ genre})$$

$$\overline{\sigma}'_{b_0} = 1{,}5 \cdot 68{,}5 = 102{,}75 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow SP_2 \ (2^{eme} \text{ genre}).$$

En flexion composeé :

$$\overline{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_1$$

$$\overline{\sigma}'_b = 1{,}5 \cdot 137 = 205{,}5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_2.$$

Contrainte de traction de réference : (Art 95 - C.C.BA 68)

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

$\overline{\sigma}_b = 5{,}9$ Kg/cm² sous SP_1 , $\overline{\sigma}_b = 1{,}5 \cdot 5{,}9 = 8{,}85$ Kg/cm² sous SP_2

B. Aciers : On utilise : 2 catégories d'Aciers.

- Aciers doux ou ronds lisses

nuance FeE 24 $\sigma_{en} = 2400$ Kg/cm²

$$\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{sous } SP_1$$

$$\overline{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{sous } SP_2$$

- Aciers Haute adherence :

$$\phi \leq 20\text{mm} \begin{cases} \overline{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_1. \\ \overline{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_2. \end{cases}$$

$$\phi > 20\text{mm} \begin{cases} \overline{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow SP_1 \\ \overline{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow SP_2 \end{cases}$$

treillis soudés :

$\phi \leq 6$ mm $\sigma_{en} = 5300$ Kg/cm²

$\phi > 6$ mm $\sigma_{en} = 4500$ Kg/cm².

Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 6\text{mm} \longrightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_1 \\ \overline{\sigma}_a = 5300 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_2 \end{cases}$$

$$\phi > 6\text{mm} \longrightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_1 \\ \overline{\sigma}_a = 4500 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous } SP_2 \end{cases}$$

1º PARTIE

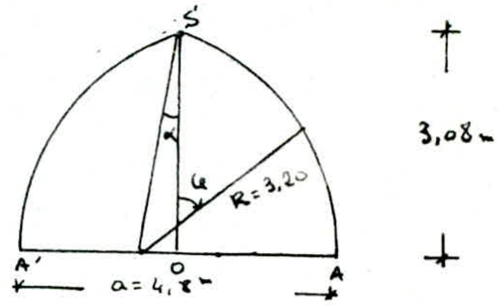
COUPOLE

Coupole

1. GENERALITÉS :

On considère la coupole comme un voile mince de revolution, un tel voile peut être caracterisé par le diamètre a, de sa base le long du parallèle d'appui, la flèche traduisant l'altitude du sommet par rapport à la base et l'épaisseur(h). Les efforts en tout points doivent, d'une façon generale être déterminés en envisageant l'equilibre de flexion qui fait intervenir 5 élements de reductions par facette.

On trouve en particulier, lorsque f est très faible, l'equilibre de flexion des plaques planes de revolution. L'effet de membrane peut alors être considéré comme negligeable, par contre lorsque f prent de l'importance ($f > \frac{a}{10}$) notre cas : ($a = 4,8$m et $f = 3,08$ d'où $0,48 < f = 3,08$).



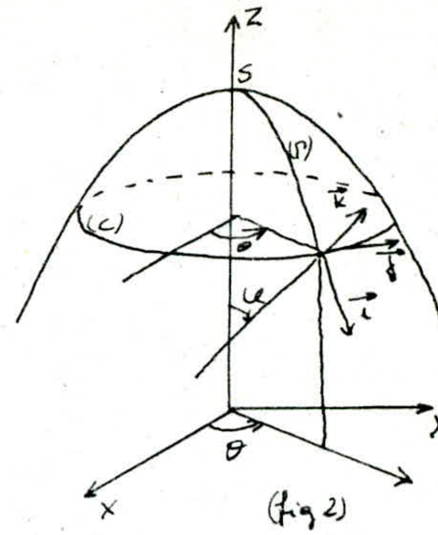
On constate que les efforts, en tout point restent voisins de ceux obtenus par l'equilibre de membrane

2. Théorie de la membrane :

Un point quelconque A d'un voile mince de revolution d'axe OZ se trouve à l'intersection d'un meridien (Γ) et d'un parallèle (C). Nous definirons la position de ce point au moyen des angles θ et φ ; φ est l'angle de l'axe de revolution OZ et la normale IA au voile, compté positivement de OZ vers Or ; θ est l'angle d'un plan meridien fixe oxz et du plan meridien orz contenant le point A. Les courbes θ = cte sont les meridiens, et les courbes φ = cte sont les parallèles. Au point A est lié un triedre trirectangle direct dont les vecteurs unitaires sont $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ (fig 2). Le vecteur $\vec{i}$ est dirigé suivant la tangente au meridien dans le sens de φ croissant, le vecteur $\vec{j}$ est dirigé suivant la tangente au parallèle dans le sens de θ croissant, en fin le vecteur $\vec{k}$. $\vec{k} = \vec{i} \wedge \vec{j}$. $\vec{k}$ est normale à la surface et a le même sens que le vecteur $\vec{IA}$; car on a supposé que φ compris entre 0 et π. Si l'on represente la surface du voile par les equations parametriques : $x = r\cos\theta$; $y = r\sin\theta$; $Z = f(r)$

$\frac{\partial Z}{\partial r} = f'(r) = -\operatorname{tg}\varphi$, les composantes des vecteurs $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ suivant oxyz est:

Composantes	$\vec{i}$	$\vec{j}$	$\vec{k}$
suivant ox	$\cos\varphi\cos\theta$	$-\sin\theta$	$\sin\varphi\cos\theta$
suivant oy	$\cos\varphi\sin\theta$	$\cos\theta$	$\sin\varphi\sin\theta$
suivant oz	$-\sin\varphi$	0	$\cos\varphi$



(fig 2)

nous déduirons :

$$\frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi} = -\vec{k} \qquad \frac{\partial \vec{i}}{\partial \theta} = \vec{j}\cos\varphi$$

$$\frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi} = 0 \qquad \frac{\partial \vec{j}}{\partial \theta} = -\vec{i}\cos\varphi - \vec{k}\sin\varphi \qquad (1)$$

$$\frac{\partial \vec{k}}{\partial \varphi} = \vec{i} \qquad \frac{\partial \vec{k}}{\partial \theta} = \vec{j}\sin\varphi$$

On substitue à l'angle φ l'abscisse curviligne s du meridien

$$\left.\begin{aligned} dx &= dr\cos\theta \\ dy &= dr\sin\theta \\ dz &= -dr\,tg\varphi \end{aligned}\right\} \Rightarrow ds^2 = dx^2 + dy^2 + dz^2$$

$$ds^2 = (1+tg^2\varphi)\,dr^2 = \frac{dr^2}{\cos^2\varphi} \Rightarrow ds = \frac{dr}{\cos\varphi}$$

Le rayon de courbure ρ du meridien est un nombre algebrique :

$$\rho = \frac{ds}{d\varphi} = \frac{1}{\cos\varphi}\frac{dr}{d\varphi}$$

(ρ est positif si le centre de courbure du meridien est du même côté que I par rapport à A).

$dr = \rho\cos\varphi\, d\varphi$

$dz = -dr\,tg\varphi = -\rho\sin\varphi\, d\varphi$

nous designons par R_1 et R_2 les rayons de courbure principaux de la surface ; ce sont les rayons de courbures des sections normales passant respectivement par la tangente au meridien et par la tangente au parallèle, R_1 et R_2 sont des nombres algebriques. Nous designons par p_1, p_2, p_3 les composantes suivant $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ de la densité de force $\vec{\omega}$ appliquée au voile.

$$\vec{\omega} = p_1\vec{i} + p_2\vec{j} + p_3\vec{k}.$$

Equation d'équilibre :

voile soumi à une densité de force quelconque :

La theorie de membrane consiste à supposer que les forces interieures sont contenues dans le plan tangent au voile ; l'état de contrainte est alors défini par un tenseur symetrique du second ordre (Tenseur tension), dont les composantes seront designées par F_1, F_2 et F_{12} (fig 3)

F_1 : est l'effort de traction par unité de longueur qui s'exerce sur un parallèle

F_2 : " " " " " meridien

F_{12} : est l'effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce sur une parallèle ou un meridien.

Etudions l'equilibre d'un élément ABCD du voile compris entre deux meridiens infiniment voisins définis par θ et $\theta+d\theta$ et deux parallèles infiniment voisines définis par φ et $\varphi+d\varphi$. Nous avons : $AB = \rho\, d\varphi$ et $AC = r\,d\theta$, l'air de l'élément ABCD sera : $r\rho\, d\varphi\, d\theta$

En ecrivant que la somme des forces appliquées à l'element ABCD est nulle, nous obtenons les resultats vectoriels.

1) Le long de l'arc AB : $-(F_{12}\vec{i}+F_2\vec{j})\,\rho\, d\varphi$

2) Le long de l'arc AC : $-(F_1\vec{i}+F_{12}\vec{j})\,r\,d\theta$

3) Le long de l'arc CD : $(F_{12}\vec{i}+F_2\vec{j})\,\rho\, d\varphi+\dfrac{\partial}{\partial\theta}\Big[(F_{12}\vec{i}+F_2\vec{j})\,\rho\, d\varphi\Big]d\theta$

4) Le long de l'arc BC : $(F_1\vec{i}+F_{12}\vec{j})\,r\,d\theta+\dfrac{\partial}{\partial\varphi}\Big[(F_1\vec{i}+F_{12}\vec{j})\,r\,d\theta\Big]d\varphi$

La force exterieure a pour composante : $\vec{N}=(P_1\vec{i}+P_2\vec{j}+P_3\vec{k})\,\rho\, r\, d\theta\, d\varphi$

A l'equilibre la somme de toute les forces appliquées à l'élément ABCD est nulle : d'où :

$$\frac{\partial}{\partial\varphi}\Big[F_1 r\, d\theta\,\vec{i}+F_{12} r\, d\theta\,\vec{j}\Big]d\varphi+\frac{\partial}{\partial\theta}\Big[F_{12}\rho\, d\varphi\,\vec{i}+F_2\rho\, d\varphi\,\vec{j}\Big]d\theta+(P_1\vec{i}+P_2\vec{j}+P_3\vec{k})\,\rho\, r\, d\varphi\, d\theta=0$$

On developpe cette equation compte tenu de la relation (1) et que ρ ne depend pas de θ on trouve :

1°) $$\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r\,d\theta\,\vec{i}+F_{12} r\,d\theta\,\vec{j})d\varphi=\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r\,d\theta\,\vec{i})d\varphi+\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_{12} r\,d\theta\,\vec{j})d\varphi=$$

$$=\Big[\Big(\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r)\,d\theta+\cancel{F_1 r\frac{\partial\, d\theta}{\partial\varphi}}\Big)\vec{i}+\Big(\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_{12} r)\,d\theta+\cancel{F_{12} r\frac{\partial\, d\theta}{\partial\varphi}}\Big)\vec{j}+F_1 r\,d\theta\frac{\partial\vec{i}}{\partial\varphi}+F_{12} r\,d\theta\frac{\partial\vec{j}}{\partial\varphi}\Big]d\rho$$

remplaçons : $\dfrac{\partial\vec{i}}{\partial\varphi}$ et $\dfrac{\partial\vec{j}}{\partial\varphi}$ par ses valeurs et comme θ ne depend pas de φ

1°) $$=\Big[\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}\vec{i}\,d\theta-F_1 r\,\vec{k}\,d\theta+\frac{\partial F_{12}}{\partial\varphi}r\,\vec{j}\,d\theta\Big]d\varphi=\Big[\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}\vec{i}-F_1 r\,\vec{k}+\frac{\partial F_{12}}{\partial\varphi}r\,\vec{j}\Big]d\varphi\, d\theta$$

2°) $$\frac{\partial}{\partial\theta}\Big[F_{12}\rho\, d\varphi\,\vec{i}+F_2\rho\, d\varphi\,\vec{j}\Big]d\theta=\frac{\partial}{\partial\theta}(F_{12}\rho\, d\varphi\,\vec{i})d\theta+\frac{\partial}{\partial\theta}(F_2\rho\, d\varphi\,\vec{j})d\theta=$$

$$=\Big[\Big(\frac{\partial}{\partial\theta}(F_{12}\rho)\,d\varphi+F_{12}\rho\frac{\partial\, d\varphi}{\partial\theta}\Big)\vec{i}+F_{12}\rho\, d\varphi\frac{\partial\vec{i}}{\partial\theta}+\Big(\frac{\partial(F_2\rho)}{\partial\theta}d\varphi+F_2\rho\frac{\partial\, d\varphi}{\partial\theta}\Big)\vec{j}+F_2\rho\, d\varphi\frac{\partial\vec{j}}{\partial\theta}\Big]d\theta$$

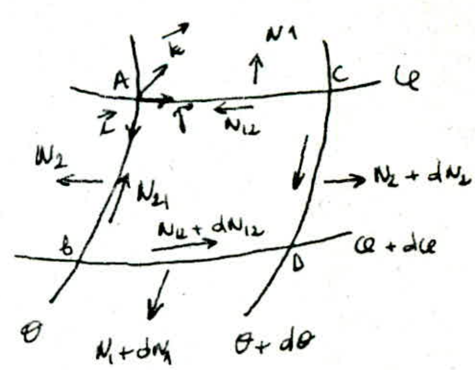
2°) $$=\Big(\frac{\partial(F_{12}\rho)}{\partial\theta}\vec{i}+F_{12}\rho\cos\varphi\,\vec{j}+\frac{\partial F_2}{\partial\theta}\rho\,\vec{j}-F_2\rho\cos\varphi\,\vec{i}-F_2\rho\sin\varphi\,\vec{k}\Big)d\theta\, d\varphi$$

eliminant $d\varphi$ et $d\theta$ des 2 equations on aura :

$$\Big(\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}+\frac{\partial F_{12}\rho}{\partial\theta}-F_2\rho\cos\varphi+P_1\rho r\Big)\vec{i}+\Big(\frac{\partial(F_{12} r)}{\partial\varphi}+F_{12}\rho\cos\varphi+\frac{\partial(F_2\rho)}{\partial\theta}+P_2\rho r\Big)\vec{j}+(F_1 r+F_2\rho\sin\varphi-P_3 r\rho)\vec{k}=$$

Comme ρ ne depend pas de θ, on peut ecrire.

$$(I)\begin{cases}\dfrac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}+\rho\dfrac{\partial F_{12}}{\partial\theta}-F_2\rho\cos\varphi+P_1\rho r=0 & (1)\\[2mm] \dfrac{\partial(F_{12} r)}{\partial\varphi}+F_{12}\rho\cos\varphi+\rho\dfrac{\partial(F_2)}{\partial\theta}+P_2\rho r=0 & (2)\\[2mm] F_1 r+F_2\rho\sin\varphi-P_3 r\rho=0 & (3)\end{cases}$$



(fig 3)

supposons maintenant que le voile est soumis à une densité ne dependant pas de θ, lorsque P_1, P_2, P_3 ne dependent pas de θ, il est de même composantes F_1, F_2 et F_{12} qui sont donc des fonctions de la seule variable φ en effet l'équilibre n'est pas modifié, lorsqu'on fait subir au voile une rotation d'ensemble autour de l'axe de revolution et les equations (I) deviennent.

$$\left\{\begin{array}{lll} \dfrac{\partial(rF_1)}{\partial\varphi} - \rho F_2\cos\varphi + P_1 r\rho = 0 & (1') & \\ \dfrac{\partial(rF_{12})}{\partial\varphi} + \rho F_{12}\cos\varphi + F_2 r\rho = 0 & (2') & (I') \\ rF_1 + \rho F_2 \sin\varphi - P_3 r\rho = 0 & (3') & \end{array}\right.$$

l'equation (2') est une equation differentielle lineaire qui permet de calculer F_{12}, (2') peut se mettre sous la forme :

$$\frac{d(r^2F_{12})}{\partial\varphi} = -P_2 r^2\rho \quad ; \quad F_{12} = -\frac{1}{r^2}\int_0^{\varphi} P_2(\psi)\, r^2(\psi)\, \rho(\psi)\, d\psi .$$

Si la densité de force possède la symetrie de revolution donc : $P_2 = 0$, P_1 et P_3 ne depend pas de θ, d'où $F_{12} = 0$ et l'equation (I') devient :

$$\left\{\begin{array}{ll} \dfrac{d(rF_1)}{\partial\varphi} - \rho F_2\cos\varphi + P_1 r\rho = 0 & \\ rF_1 + \rho F_2\sin\varphi - P_3 r\rho = 0 & (I'') \end{array}\right.$$

en eliminant F_2 entre ces 2 equations on aura :

$$\sin\varphi\,\frac{d(rF_1)}{d\varphi} + rF_1\cos\varphi + (P_1\sin\varphi - P_3\cos\varphi)\, r\rho = 0$$

que l'on peut ecrire : $\dfrac{d(rF_1\sin\varphi)}{d\varphi} = (P_3\cos\varphi - P_1\sin\varphi)\, r\rho$.

Son integration se ramène donc à une quadrature et pour un voile ayant un sommet S sur l'axe de revolution

$$F_1 = \frac{1}{r_1\sin\varphi}\int_0^{\varphi}\left[P_3(\psi)\cos\psi - P_1(\psi)\sin\psi\right] r(\psi)\,\rho(\psi)\, d\psi \qquad (4)$$

Le poids propre de densité q par unité de surface du voile :

Les composantes de q sont : $P_1 = p\sin\varphi$, $P_2 = 0$, $P_3 = -p\cos\varphi$.

Cas particulier :

coupole à pointe :

La coupole representeé sur la fig(IV) est engendreé par un arc de cercle SA de rayon R dont le centre à la distance a de l'axe de revolution OZ, l'angle φ varie de α a $\frac{\pi}{2}$ et nous avons : $\sin\alpha = \frac{a}{R}$, $r = R(\sin\varphi - \sin\alpha)$

Les rayons de courbures principaux sont :

$R_1 = S = R$, $R_2 = \frac{r}{\sin\varphi}$

Le poids de densité p donne une tension F_1 que l'on calcul au moyen de la formule (4) :

$$F_1 = \frac{-pR^2}{r\sin\varphi}\int_{\alpha}^{\varphi}(\sin\varphi - \sin\alpha)\,d\varphi$$

aprés calcul de l'integrale : $F_1 = -\frac{PR(\cos\alpha - \cos\varphi) - (\varphi - \alpha)\sin\alpha}{\sin\varphi(\sin\varphi - \sin\alpha)}$

L'equation (I') donne F_2 on remplaçons F_1 par sa valeur

$$F_2 = -\frac{PR}{\sin^2\varphi}\left[(\varphi - \alpha)\sin\alpha - (\cos\alpha - \cos\varphi) + \sin\varphi\cos\varphi(\sin\varphi - \sin\alpha)\right]$$

Au sommet $S(\varphi = \alpha)$ de la coupole F_1 et F_2 sont nuls.

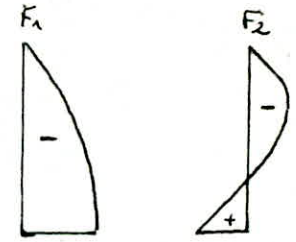
Application numerique :

$p = G + 1{,}2S$, $S = 80$ Kg/m² (personne) ; $G = 0{,}12 \times 2500 = 300$ kg/m²

enduit : 50 Kg/m² , $p = 446$ Kg/m². , $R = 3{,}20$ m. $a = 0{,}85$ m. , $\alpha = 15{,}36°$.

$\varphi°$	$\cos\varphi$	$\sin\varphi$	p (kg/m²)	R (m)	F_1 (Kg)	F_2 (kg)
15,36	0,964	0,264	446	3,20	0	0
20	0,939	0,342	446	320	-195,6	-261,035
30	0,866	0,5	446	320	-370,78	-408,36
40	0,766	0,642	446	3,20	-497,86	-350,54
50	0,642	0,766	446	320	-603,70	-204,83
60	0,50	0,866	446	320	-708,09	-3,82
60,05	0,499	0,866	446	320	-707,07	0
70	0,342	0,939	446	320	-832,02	+249,09
80	0,173	0,984	446	320	-990,01	+292,96
90	0	1	446	320	-1202,2	+685,8

FERRAILLAGE DE LA COUPOLE :



$F_2 = 415,2$ Kg/ml effort de traction

$A = \frac{F_2}{\bar{\sigma}_a}$, on utilise des aciers doux FeE 24 , $\sigma = 2400$

$\bar{\sigma}_e = \frac{2}{3}\bar{\sigma}_a = 1600$ kg/cm² $\rightarrow$ $A = 0,259$ cm²/ml

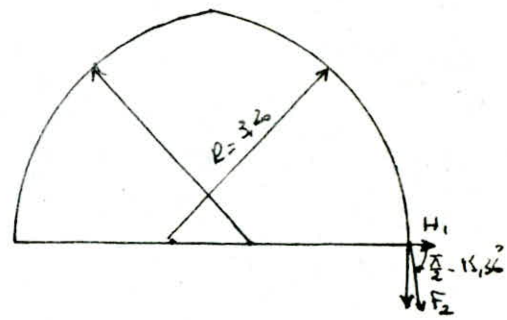
cette quantité est pratiquement faible, alors on prend $5\phi6 = 1,41$ cm² espacé de 20 cm. Dans le sens des meridiens, pratiquement, nous n'avons pas besoins d'armatures car les efforts sont de compression, mais on met des armatures de repartition $5\phi6$/ml

Pour la ceinture :

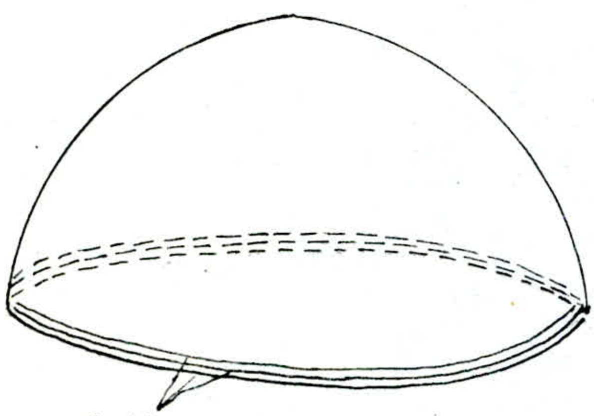
$H_1 = F_1 \cos(\frac{\pi}{2} - 15,36°) = 1202,2 \cdot \cos 74,64 = 318,44$ kg/ml.

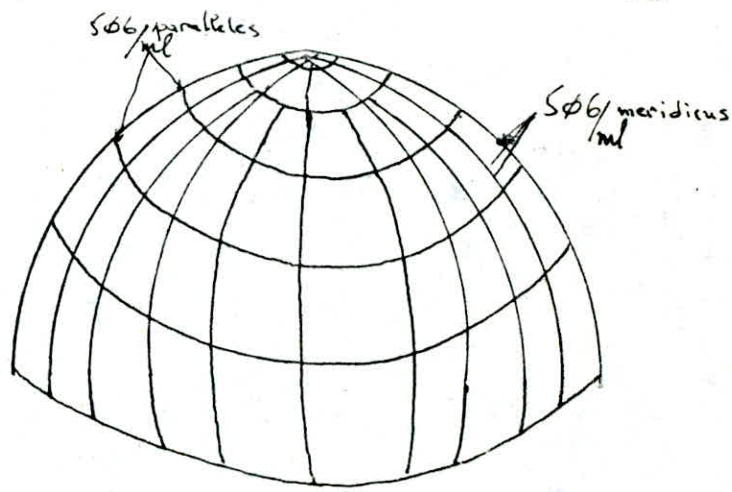
$H = H_1 \cdot r = 318,44 \cdot 2,4 = 764,16$ kg.

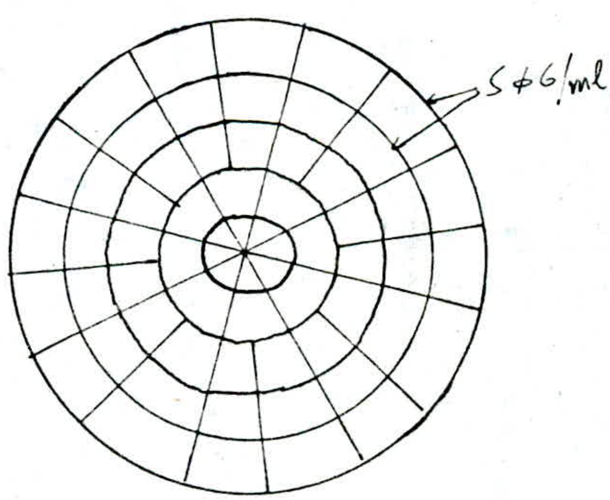
d'où : $A = \frac{764,16}{1600} = 0,47$ cm² $\longrightarrow$ ~~soit~~ $3\phi12 = 3,39$ cm²



Pour la force verticale, est equilibré par l'appui







Calcul des déformations et déplacements :

La déformation du voile donne au point A un deplacement : $\vec{AA'} = \vec{\delta A}$ dont les composantes suivant $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ seront designées par u, v, w, $\vec{\delta A} = \vec{AA'} = u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k}$.. soit e_1 est la dilatation suivant le meridien, e_2 dilatation suivant la parallèle et g_{12} le glissement. L'angle initialement droit formé par la tangente au meridien et par la tangente à la parallèle devient après déformation $(\frac{\pi}{2} - 2g_{12})$. Nous avons en effet, en designant par h, l'epaisseur du voile, par E le module de young et par ν le coefficient de poisson :

$$\begin{cases} e_1 = \dfrac{1}{Eh}(F_1 - \nu F_2) \\ e_2 = \dfrac{1}{Eh}(F_2 - \nu F_1) \\ 2g_{12} = \dfrac{2(1+\nu)}{Eh} F_{12} \end{cases} \qquad (1)$$

Pour calculer les composantes u, v et w du deplacement d'un point A du voile. Nous devons exprimer e_1 et e_2 en fonction de u, v et w Considerons en A, deux elements d'arc infiniment petits $\vec{AB}$ et $\vec{AC}$ respectivement derigées suivant le meridien et suivant la parallèle.

$$\vec{AB} = \rho\, d\varphi\, \vec{i} \quad , \quad \vec{AC} = r\, d\theta\, \vec{j}$$

Après déformation A, B, C deviennent en A', B', C' tel que :

$$\vec{AA'} = u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k} \quad , \quad \vec{BB'} = \vec{AA'} + \frac{\partial}{\partial\varphi}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\varphi.$$

$$\vec{CC'} = \vec{AA'} + \frac{\partial}{\partial\theta}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\theta$$, nous avons ensuite

$$\vec{A'B'} = \vec{AB} + \vec{BB'} - \vec{AA'} \quad ; \quad \vec{A'C'} = \vec{AC} + \vec{CC'} - \vec{AA'}$$

$$\vec{A'B'} = \rho\, d\varphi\, \vec{i} + \frac{\partial}{\partial\varphi}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\varphi \quad , \quad \vec{A'C'} = r\, d\theta\, \vec{j} + \frac{\partial}{\partial\theta}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\theta$$

effections les derivations en tenant compte des relations (1) de la 1ère partie (theorie de membrane)

$$\vec{A'B'} = (\rho + \frac{\partial u}{\partial\varphi} + w)\vec{i}\, d\varphi + \frac{\partial v}{\partial u}\vec{j}\, d\varphi + (\frac{\partial w}{\partial\varphi} - u)\vec{k}\, d\varphi$$

$$\vec{A'C'} = (\frac{\partial u}{\partial\theta} - v\cos\varphi)\vec{i}\, d\theta + (r + \frac{\partial v}{\partial\theta} + u\cos\varphi + w\sin\varphi)\vec{j}\, d\theta + (\frac{\partial w}{\partial\theta} - \sin\varphi)\vec{k}\, d\theta$$

en portant les valeurs precedentes de $\vec{A'B'}$ et $\vec{A'C'}$ dans les expressions de e_1, e_2, g_{12}

$$e_1 = \frac{\vec{A'B'} - \vec{AB}}{\|\vec{AB}\|}\vec{i} \quad ; \quad e_2 = \frac{\vec{A'C'} - \vec{AC}}{\|\vec{AC}\|}\vec{j} \quad ; \quad 2g_{12} = \frac{\vec{AB} \cdot \vec{AC}}{\|\vec{AB}\| + \|\vec{AC}\|}$$

Nous obtenons les equations aux derivées partielles verifiées par les composantes du deplacement

$$\begin{cases} e_1 = \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial u}{\partial \varphi} + w\right) \\ e_2 = \frac{1}{r}\left(\frac{\partial v}{\partial \theta} + u\cos\varphi + w\sin\varphi\right) \qquad (2) \\ 2g_{12} = \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{1}{\rho}\frac{\partial v}{\partial \varphi} - \frac{v}{r}\cos\varphi \end{cases}$$

Lorsque la densité de force ne dependant pas de θ et lorsqu'elle possède une symetrie de revolution. Alors $P_2 = 0$, P_1 et P_3 ne dependent pas de θ alors: $F_{12} = 0$ en resulte que $g_{12} = 0$ et par suite v est nulle

$$\begin{cases} e_1 = \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial u}{\partial \varphi} + w\right) \\ e_2 = \frac{1}{r}\left(u\cos\varphi + w\sin\varphi\right) \qquad , \qquad g_{12} = 0 \end{cases}$$

$\sin\varphi \frac{du}{d\varphi} - u\cos\varphi = \rho e_1 \sin\varphi - r e_2$, et $u = \sin\varphi\left[c + \int \frac{\rho e_1 \sin\varphi - r e_2}{\sin^2\varphi} d\varphi\right]$

$$u = \sin\varphi\left[c - \frac{(1+\nu)PR^2}{E.h}\left(\ln\left(1+\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right)\right)\right] = \sin\varphi\left[c - \frac{(1+\nu)}{E.h}PR^2(1-\cos\varphi)\right]$$

$u = \frac{1+\nu}{Eh}PR^2(\cos\varphi - \cos\alpha)\sin\varphi$, $w = Re_2 - u\,\mathrm{ctg}\varphi$

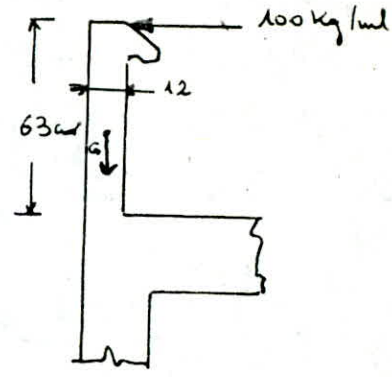
Application : $h = 0{,}12\,m$, $E = 3{,}81.10^5\,kg/cm^2$, $R = 3{,}20\,m$, $\nu = 0{,}15$, $p = 0{,}446\,t/m^2$

φ	F_1 Kg/ml	F_2 Kg/ml	e_1 cm	e_2 cm	u	w	δ_A
15,36	0	0	0	0	0	0	-
20	-195,6	-261,03	$3{,}42.10^{-7}$	$5{,}06.10^{-7}$	$9{,}93.10^{-3}$	0,027	0,027
30	-370,78	-136,12	$7{,}66.10^{-7}$	$1{,}76.10^{-7}$	$5{,}64.10^{-2}$	0,097	0,097
40	-497,86	-350,54	$9{,}73.10^{-7}$	$6{,}34.10^{-7}$	0,1464	0,174	0,174
50	-603,70	-204,83	$12{,}5.10^{-7}$	$2{,}49.10^{-7}$	0,2829	0,2370	0,2829
60	-708,09	-3,82	$15{,}47.10^{-7}$	$2{,}24.10^{-7}$	0,4619	0,2667	0,4619
60,05	-710,2	0	$15{,}46.10^{-7}$	$2{,}32.10^{-7}$	0,4628	0,2667	0,4628
70	-832,02	+249,09	$19{,}01.10^{-7}$	$8{,}17.10^{-7}$	0,6717	0,2449	0,6717
80	-990,01	+292,96	$22{,}6.10^{-7}$	$9{,}65.10^{-7}$	0,8944	0,157	0,8944
90	-1202,2	+885,8	$29{,}19.10^{-7}$	$23{,}3.10^{-7}$	1,1077	0,00074	1,1077

2º PARTIE

BATIMENT

Calcul de l'Acrotère :

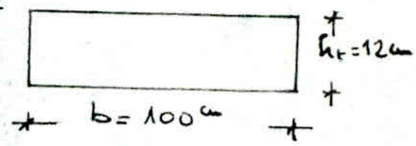


Dimensionnement :

Epaisseur	= 12 cm
Largeur	= 100 cm
Hauteur	= 63 cm

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse. La section dangereuse est où l'encastrement, on distingue les efforts suivants
- Poids propre : $G = 0{,}12 \cdot 0{,}63 \cdot 1 \cdot 2500 = 189$ Kg/ml
- Surcharge : $S = 100$ Kg/ml (main courante)

On fera le calcul pour un mètre linéaire d'Acrotère
On considère une section rectangulaire (100 x 12) soumise à la flexion composée



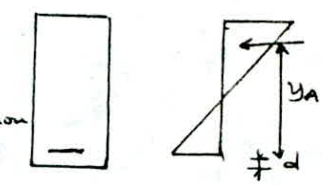
Effort normal $N = G = 189$ Kg/ml.
moment flechissant $M = 1{,}2 \cdot 100 \cdot 0{,}63 = 75{,}6$ Kg.m/ml.
Le calcul se fera en flexion composée,
on utilisera, la methode de Pierre charron.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{75{,}6}{189} = 0{,}4\text{ m} \Rightarrow e_0 = 40\text{cm}.$$

$\frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2$ cm $\Rightarrow e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Moment par rapport aux aciers tendus :

$M_A = N \cdot y_A$



y_A : distance entre les aciers tendus et le centre de pression

$$y_A = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 40 + \left(\frac{12}{2} - 2\right) = 44\text{ cm}.$$

$\rightarrow M_A = 189 \cdot 44 = 8316$ Kg cm/ml

moment resistant du béton M_{rb} : $M_{rb} = b \cdot \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot y \left(h - \frac{y}{3}\right)$

avec :

$y = \frac{n\bar{\sigma}_b'}{n\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h$, $n = 15$

$\bar{\sigma}_b' = 137$ Kg/cm²
$\bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm²
$h = 12 - 2 = 10$ cm.

$$\rightarrow y = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \times 10 = 4{,}23\text{ cm}.$$

$$\rightarrow M_{rb} = 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 4{,}23 \left(10 - \frac{4{,}23}{3}\right)$$

$M_{rb} = 248899$ Kg cm/ml.

donc : $M_{rb} = 248899$ Kg cm/ml $\gg M_A = 8316$ Kg cm/ml. donc les aciers comprimés ne sont pas necessaires.

Determination des Aciers tendus :

On calcul la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aciers tendus), l'effet puit on déduit la section en flexion Composée

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 8316}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0{,}004455 \rightarrow K = 150 \quad , \quad \varepsilon = 0{,}9697$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{8316}{2800 \cdot 0{,}9697 \cdot 10} = 0{,}306 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

En flexion composée : $A'_1 = A' = 0 \quad , \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0{,}306 - \frac{189}{2800} = 0{,}2385 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- verification avec la condition de non fragilité (CCBA68 Art 51)

$$A \geq 0{,}69\, bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}97 \text{ cm}^2.$$

donc il faut que A soit $\geq 0{,}97 \text{ cm}^2$.

nous on adoptera 5T6 par mètre linéaire ($A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec espacement 20cm

- verification à la contrainte de béton :

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{150} = 18{,}67 \ll \bar{\sigma}_b' \rightarrow \text{verifiée}$$

- verification à la fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{1{,}41}{100 \cdot 2 \cdot 2} = 0{,}00352$$

$K_f = 10^6$ fissuration prejudiciable

$\eta = 1.6$. Acier H.A.

$\phi = 6$ mm.

$$\sigma_1 = \frac{K\eta\, \tilde{\omega}_f}{\phi(1 + 10\tilde{\omega}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1.6 \cdot 0{,}00352}{6(1 + 10 \cdot 0{,}00352)} = 907 \text{ bars}.$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi}\, \bar{\sigma}_b} = 2{,}4 \sqrt{\frac{1{,}6 \cdot 10^6}{6} \cdot 5{,}8} = 2984{,}8 \text{ bars}$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984{,}8 \text{ bars} = 3044{,}5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

La condition de fissuration est verifiée

- verification à l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T - \frac{M}{z} = 120 - \frac{8316}{\frac{7}{8} \cdot 10} \quad , \quad T - \frac{M}{z} < 0$$

d'où $A \bar{\sigma}_a > T - \frac{M}{z}$.

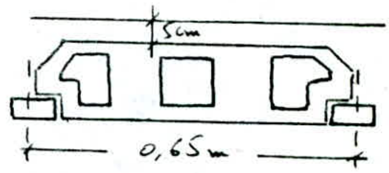
donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction supplementaires.

POUTRELLES.

Poutrelles planchers terrasses:

Dans notre cas on a un seul type de poutrelles plancher terrasse. ce plancher est constitués de poutrelles prefabriqués associées aux corps creux (20 + 5cm), avec 5cm representant l'epaisseur de la table de compression

Les poutrelles prefabriqueés sont disposés dans le sens longitudinale des blocs. ces poutrelles sont calculeés sous la sollicitation du 1er genre G+1,2P et le calcul se fait en 2 parties

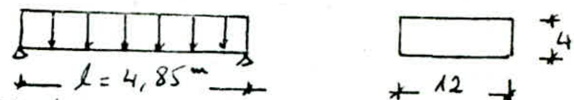


1re etape :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considerée comme simplement appuyeé. Elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge dûe à l'ouvrier qui pose le hourdis

2eme etape: Calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre en Té reposant sur 6 appuis

1re etape : schema statique



charge supporteé par la poutrelle

- poids propre : 0,12 . 0,04 . 2500 = 12 Kg/ml.
- corps creux : 0,65 . 95 = 62 Kg/ml
- surcharge : 1,2 × 100 . 0,65 = 78 Kg/ml.

q = 152 Kg/ml.

moment en traveé :

$$M_0 = q\frac{l^2}{8} = 152 . \frac{(4,85)^2}{8} = 447 \text{ kg.m}.$$

Effort tranchant max : $T = q\frac{l}{2} = 152 . \frac{4,85}{2} = 369$ kg.

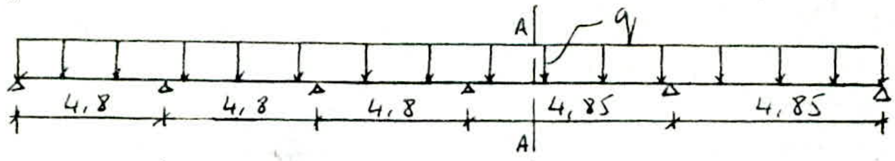
Determination des armatures : (enrobage 2cm)

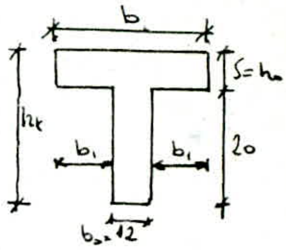
$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 . 447 . 10^2}{2800 . 12 . 2^2} = 4,988 \longrightarrow K = 0,9$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 0,9$$

En Conclusion: $K < \bar{K}$ donc les armatures comprimées sont donc necessaires, or il est impossible de placer des armatures du fait que la section du béton est trop faible. Il est donc necessaire de prevoir un echaffaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression

2eme etape :

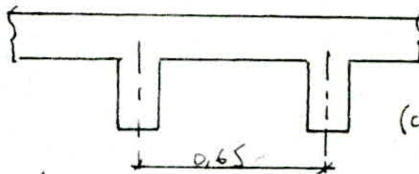




Determination de la largeur b de la table de compression:

La section en traveé à considérer est une section en Té. On se refère à l'article 23.31 du CCBA

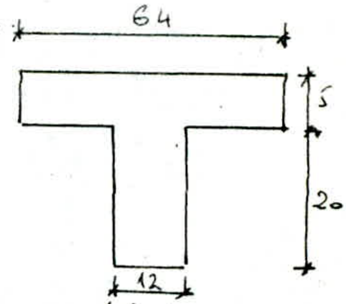
$h_o = 5cm$. $b_o = 12cm$.



(coupe A - A)

$$b_1 = \frac{b - b_o}{2} \leq \frac{l}{2}$$

l : distance entre 2 faces voisines de 2 nervures consecutive



$l = 65 - 12 = 53\ cm$

$$b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5\ cm.$$

$$b_1 = \frac{b - b_o}{2} \leq \frac{L}{10} = \frac{4,85}{10} = 48,5\ cm.$$

$$b_1 = \frac{b - b_o}{2} \leq (6 \div 8)\ h_o \quad , \quad b_1 \leq (30 \div 40\ cm)$$

La valeur de b_1 étant limitée à la plus petite des valeurs précedentes on aura :

$$b_1 = \frac{b - b_o}{2} = 26cm. \quad , \text{d'où} \quad b = 2b_1 + b_o = 64\ cm.$$

Determination des efforts agissant sur les poutrelles:

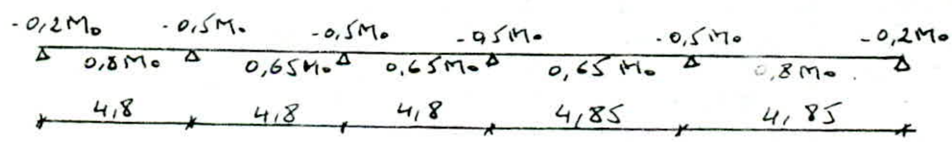
Le plancher est à surcharge moderée, on peut utiliser la methode forfaitaire (C.C.B.A. Art 55)

Si on appelle Mo le moment isostatique en travée on aura :

$$M_o = q\frac{l^2}{8} \quad , \quad q = 0,423\ t/ml. \quad , \quad M_o = 0,423 \cdot \frac{(4,85)^2}{8} = 1,358\ t.m.$$

et on va repartir de telle facon à verifier que:

$$M_1 = M_{tr} + \left| \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \right| \geq 1,15\ M_o$$



Les moments maximaux qui serviront pour le calcul du ferraillage

$$\begin{cases} M_t = 0,8 M_o = 1,086\ t.m. \\ M_a = -0,5 M_o = -0,6792\ t.m \end{cases}$$

$M_o = 1,358\ t.m.$

et l'effort tranchant max :

$$T_{max} = q\frac{l}{2} + \frac{0{,}5M_o - 0{,}2M_o}{l} = \frac{4{,}85}{2} + 0{,}3 \cdot \frac{1{,}358}{4{,}85} = 1{,}2043\ t.$$

Ferraillage : (methode de pierre charron)

a) Armatures longitudinales :

- en travée : $M_t = 1{,}086\ t.m$, $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1{,}086 \cdot 10^5}{2800 \cdot 64 \cdot \overline{23}^2} = 0{,}01718$

$K = 71{,}5$, $\alpha = 0{,}1734$, $\varepsilon = 0{,}9422$

$y = \alpha h = 0{,}1734 \cdot 23 = 3{,}988\ cm < h_o = 5\ cm$. , l'axe neutre tombe dans la table de compression et on calculera comme une section rectangulaire $(b,h) = (64\ cm, 25\ cm)$,

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{71{,}5} = 39{,}16\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow \text{verifier.}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}086 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9422 \cdot 23} = 1{,}78\ cm^2.$$ On prendra $2T12 = 2{,}26\ cm^2$.

- sur appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0{,}6792 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot \overline{23}^2} = 0{,}0573 \longrightarrow \begin{cases} K = 35{,}2 \\ \alpha = 0{,}2988 \\ \varepsilon = 0{,}9004 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{35{,}2} = 79{,}54\ Kg/cm^2 \longrightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{0{,}6792 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9004 \cdot 23} = 1{,}17\ cm^2.$$ on prendra $1T14 = 1{,}54\ cm^2$.

verification :

1) Contraintes :

* travée : $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{2{,}26 \cdot 100}{64 \cdot 23} = 0{,}1535 \longrightarrow K = 63$; $\varepsilon = 0{,}9359$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}086 \cdot 10^5}{2{,}26 \cdot 0{,}9359 \cdot 23} = 2232\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2 \rightarrow \text{verifiée}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2232}{63} = 35{,}43\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow \text{verifiée.}$$

* Appuis :

$$\bar{\omega} = \frac{100\,A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1{,}54}{12 \cdot 23} = 0{,}5579 \longrightarrow \begin{cases} K = 29{,}9 \\ \varepsilon = 0{,}8886 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{0{,}6792 \cdot 10^5}{1{,}54 \cdot 0{,}8886 \cdot 23} = 2158\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{verifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2158}{29{,}9} = 72{,}17\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'.$$

2) Condition de non fragilité :

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

* en travée : $A_t = 2{,}26\ cm^2 > 0{,}69 \cdot 64 \cdot 23 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}427\ cm^2 \longrightarrow$ verifiée

* en Appui : $A_{ap} = 1{,}54\ cm^2 > 0{,}69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}26\ cm^2 \longrightarrow$ verifiée.

3) Condition de la flèche :

* $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_o}$ $\longrightarrow$ $\frac{25}{460} = 0,054 \geq \frac{0,8 M_o}{15 M_o} = \frac{0,8}{15} = 0,053$

* $\frac{A}{b_o h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$ $\longrightarrow$ $\frac{2,26}{12 . 23} = 8,188 . 10^{-3} < \frac{36}{4200} = 8,57 . 10^{-3}$

* $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$ $\longrightarrow$ $\frac{25}{460} = 0,054 \geq 0,044$

donc Aucune justification de la flèche n'est necessaire.

4) Verification à fissuration :

La condition de fissuration impose une limite à la contrainte admissible de l'acier, cette limite etant le max de (σ_1, σ_2), L'autre limite est imposeé par les caracteristiques de l'acier $\bar{\sigma}_a$.

On prendra $\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{12 . 4} = 0,04708$

$\phi = 12$ mm

$n = 1,6$

$K = 1,5 . 10^6$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\sigma}_b = 5,9$ Kg/cm².

$\sigma_1 = \frac{Kn}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 . 10^6 . 1,6}{12} . \frac{0,04708}{1,4708} = 6402$ Kg/cm².

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{Kn}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2043$ Kg/cm².

donc :

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max \begin{cases} 6402 \\ 2043 \end{cases} = 6402 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration

5) Verification de l'adherence : (Art 29 BA68)

On doit verifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

Ψ_d : coef de scellement droit

$\Psi_d = 1,5$ pour barre HA.

$\bar{\sigma}_b = 5,9$ Kg/cm².

On calculera τ_d pour l'effort tranchant max

$T_{max} = 1204,35$ Kg. , $\tau_d = \frac{T}{n . p . z}$

$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 23 = 20,125 cm.$

$$\tau_d = \frac{1204,35}{1.\pi.1,4.20,125} = 13,60 \ Kg/cm^2.$$

et $\overline{\tau}_d = 2 \psi_d \overline{\sigma}_b = 2.1,5.5,9 = 17,7 \ Kg/cm^2.$

$\tau_d < \overline{\tau}_d$, donc pas de risque d'entrainement des barres.

Calcul des armatures transversales : (Art 25. BA 68)

Les armatures transversales sont calculés sous l'effet de l'effort tranchant maximum, Tmax. Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne, pour cela on doit faire la verification au cisaillement:

$$\tau_b \leq 3,5 \overline{\sigma}_b \qquad si \ \sigma_b' < \overline{\sigma}_{b_0}'$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\overline{\sigma}_{b_0}'}\right) \overline{\sigma}_b \qquad si \qquad \overline{\sigma}_{b_0}' \leq \sigma_b' \leq (\overline{\sigma}_b' = 2 \overline{\sigma}_{b_0}').$$

On a : $\sigma_b' = 72,17 \ Kg/cm^2 > \overline{\sigma}_{b_0}'$.

donc $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\overline{\sigma}_{b_0}'}\right) \overline{\sigma}_b$, $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \, z} = \frac{1204,35}{12. \ 20,125} = 4,987 \ Kg/cm^2$

et $\left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\overline{\sigma}_{b_0}}\right) \overline{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{72,17}{68,5}\right) 5,9 = 20,33 \ Kg/cm^2.$

donc $\tau_b = 4,987 < 20,33 \ Kg/cm^2$ $\longrightarrow$ verifeé.

Armatures constitueés par des cadres droit suffisent, on choisi des cadres $\phi 6$ FeE 24 (c'ést à dire $\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 kg/cm^2$)
1 cadre (2brins) $\phi 6 \Longrightarrow A_t = 0,56 cm^2$.

Ecartement des armatures transversales :

$$t = \frac{A_t . z \ \overline{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 . 20,125 . 1600}{1204,35} = 14,97 cm.$$

Cet ecartement ne doit pas dépasser l'ecartement admissible donné par CCBA 68 (Art 52.12)

$$\overline{t} = max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 . 23 = 4,6 \ cm. \\ t_2 = \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - \frac{0,3 . 4,987}{5,9}\right) . 23 = 17,17 \ cm. \end{cases}$$

$\longrightarrow \overline{t} = max (t_1, t_2) = 17,17cm.$, donc $t < \overline{t}$

On prendra un ecartement de 12 cm au niveau des appuis

Le 1er cours d'armatures sera où $\frac{t}{2} = 6cm$ du nu d'appui.
Pour les autres espacement, on appliquera la suite de Caquot tout en respectant l'article 25.12 des C.C.B.A qui recommande que $t \leq h = 23cm$ dans notre cas.

Ferraillage de la table de Compression : Art 58.2 BA68

La table de compression sera armée par un treillis soudé $\phi 6$ cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures $\perp$ aux nervures.
- 33cm " " " // " "

On adoptera un treillis soudé de 20x20 en $\phi 6$ soit $5\phi 6$/ml qui donne une section $A = 1{,}41\ cm^2$.

$\phi \leq 6mm \longrightarrow \sigma_{en} = 5300\ kg/cm^2$.

$$A_{\perp \text{ au nervure/ml}} \geqslant \frac{43h}{\sigma_{en}} = \frac{43.65}{5300} = 0{,}527\ cm^2$$

$$A_{//\text{nervures/ml}} \geqslant \frac{A_\perp}{2} = \frac{1{,}41}{2} = 0{,}705\ cm^2.$$

donc on a :

$$A_\perp = 1{,}41\ cm^2 > \frac{43.h}{\sigma_{en}} = 0{,}527\ cm^2.$$

$$A_{//} = 1{,}41\ cm^2 > \frac{A_\perp}{2} = 0{,}705\ cm^2.$$

Dalle flottante :

le ferraillage de la dalle flottante est purement constructif, on adoptera du treillis soudé $\phi 6$ de maille 15x15.

PRÉDIMENSIONNEMENT

- Poutres :

$$\left.\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array}\right\} \text{en Zone II.}$$

On prendra pour les poutres porteuses

$$b \times h_t = 25 \times 50$$

Pour les poutres non porteuses : 25×40

- Poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions (RPA 81-Art 4.2.1)

$$A = b.h \geq K \frac{N'}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2) \qquad K = 4, (\text{Zone II})$$

- $\text{Min}\,(b.h) \geq 25 \text{cm}$ (en zone II)

$\min\,(b,h) \geq \frac{h}{20}$ h : hauteur d'étage

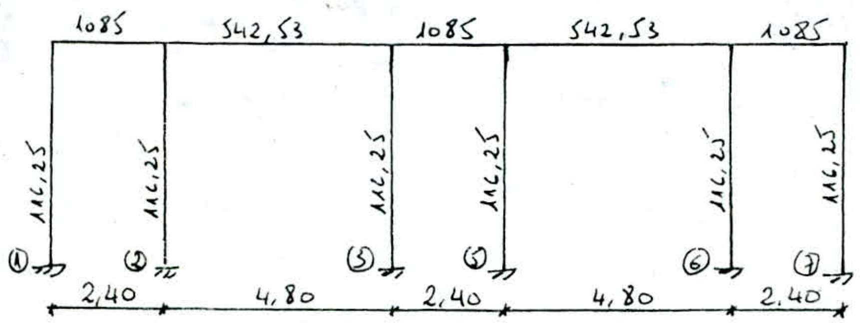
$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$$

Après le calcul, on choisi des poteaux (25×25 cm)

Calcul des rigidités :

BLOC de GAUCHE : I) Portique transversaux

A) G-G ; H-H ; I-I sont identiques



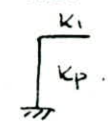
- Régidité des poteaux et poutres :

$$I_{Pot} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 . \overline{25}^3}{12} = 32552 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{Poutre} = \frac{25 . \overline{50}^3}{12} = 260417 \text{ cm}^4$$

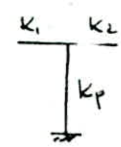
- $K_{1\,poutre} = \frac{I_{1P}}{l_1} = \frac{260417}{240} = 1085 \text{ cm}^3$, $K_{2\,poutre} = \frac{I_{2P}}{l_2} = \frac{260417}{480} = 542,53 \text{ cm}^3$
- $K_p = \frac{I_{Pot}}{h} = \frac{32552}{280} = 116,25$.

Calcul des coeff $\overline{K}$ et du coeff de Correction a_j :

$$\overline{K}_1 = \frac{K_1}{K_p} = \frac{1085}{116,25} = 9,33$$



$$a_{j_1} = \frac{0,5 + \overline{K}_1}{2 + \overline{K}_1} = 0,867$$



$$\overline{K}_2 = \frac{K_1 + K_2}{K_p} = \frac{1085 + 542,53}{116,25} = 14$$

$$a_{j_2} = \frac{0,5 + \overline{K}_2}{2 + \overline{K}} = 0,906$$

Pot	$\overline{K}$	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$	$a_j K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	$R_j = \frac{12E}{h_j^2} D_j$
1	9,333	0,867	116,25	100,79		
2	14	0,906	"	105,32		
3	14	0,906	"	"	$D_j = 622,86$	$R_j = 36369$
5	14	0,906	"	"		
6	14	0,906	"	"		
7	9,33	0,867	"	100,79		

B) Portique J-J : (même procédé de calcul)

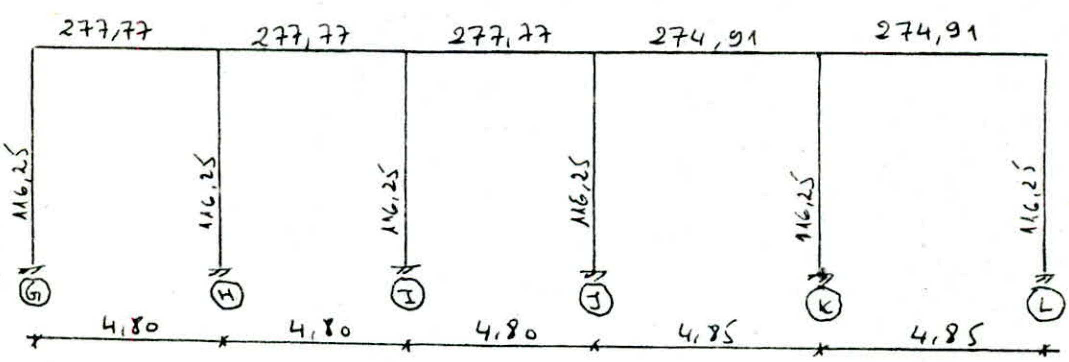
Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
1	9,33	0,867	116,25	100,79		
2	14	0,906	=	105,32		
3	23,33	0,940	=	109,275		
4	37,33	0,962	=	111,83	742,6	43360
5	23,33	0,940	=	109,275		
6	14	0,906	=	105,32		
7	9,33	0,867	=	100,79		

c) Portiques K-K et L-L

Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
2	3,733	0,738	116,25	85,79		
4	7,47	0,841	=	97,76	373,965	21835,96
6	13,06	0,900	=	104,625		
7	3,733	0,738	=	85,79		

II) Portiques longitudinaux :

A) 2-2 ; 6-6 ; 7-7 sont identiques.



Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
G	2,39	0,658	116,25	76,49		
H	4,78	0,778	=	90,44		
I	4,78	0,778	=	90,44		
J	4,75	0,778	=	90,44	514,4	30036
K	4,73	0,777	=	90,32		
L	2,36	0,656	=	76,26		

B) 1-1 ; 3-3 ; 5-5 :

Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
G	2,39	0,658	116,25	76,49		
H	4,78	0,778	=	90,44	333,86	19494
I	4,78	0,778	=	90,44		
J	2,39	0,658	=	76,49		

c) 4-4

Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
J	2,36	0,656	116,25	76,26		
K	4,73	0,777	116,25	90,32	242,84	14179
L	2,36	0,656	116,25	76,26		

Determination du centre de masse et du centre de torsion :

1) Centre de masse : $x_G = \frac{\sum x_i S_i}{\sum S_i} = 11{,}587$, $Y_G = \frac{\sum y_i S_i}{\sum S_i} = 8{,}837$ m.

2) Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule du barycentre :

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{k} R_{jy}^{t} x_j^{t}}{\mathcal{R}_{jy}^{(t)}} \quad \text{et} \quad y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^{m} R_{jx}^{l} y_j^{l}}{\mathcal{R}_{jx}^{l}} \quad , \mathcal{R}_{jx}^{l} = \sum_{l=1}^{m} R_{jx}^{l}$$

* rigidité relative :
  - sens longitudinal $\longrightarrow$ $\mathcal{R}_{jx} = \sum_{l=1}^{7} R_{jx}^{l}$ en (kg/cm)
  - sens transversal $\longrightarrow$ $\mathcal{R}_{jy} = \sum_{G,H,I,J,K,L} R_{jy}^{(t)}$

longit : $\mathcal{R}_{jx} = 3 \times 30036 + 3 \times 19494 + 1 \times 14179 = 162769$ kg/cm.

transr : $\mathcal{R}_{jy} = 3 \times 36369 + 1 \times 43360 + 2 \times 21836 = 196139$ kg/cm

* Calcul de $\sum R_{jy} x_j$ et $\sum R_{jx} y_j$.

- portiques transversaux :

Portique	G-G	H-H	I-I	J-J	K-K	L-L
x_j	0,0	4,8	9,6	14,4	19,25	24,1
R_{jy}	36369	36369	36369	43360	21836	21836
$x_j R_{jy}$	0,0	174571	349142	624384	420343	526248

$\sum x_j R_{jy} = 2094688$

- portiques longitudinaux :

Portique	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
y_j	0,0	2,4	7,2	8,4	9,6	14,4	16,8
R_{jx}	19494	30036	19494	14179	19494	30036	30036
$y_j R_{jx}$	0,0	72086	140357	119104	187142	432518	504605

$\sum y_j R_{jx} = 1455812$

Coordonnées du centre de torsion :

$$x_{cj} = \frac{\sum x_j R_{jy}}{R^t_{jy}} = \frac{2094688}{196139} = 10,679\,m \qquad e_x = |x_G - x_c| = 0,908\,m$$

$$y_{cj} = \frac{\sum y_j R_{jx}}{R^l_{jx}} = \frac{1455812}{162769} = 8,944\,m. \qquad e_y = |y_G - y_c| = 0,107\,m.$$

d'aprés RPA 81 : $5\%\, l_x = \frac{5}{100} \cdot 24,05 = 1,2025\,m.$

$5\%\, l_y = \frac{5}{100} \cdot 16,8 = 0,84\,m.$

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

- Portiques transversaux :

Portiques	G-G	H-H	I-I	J-J	K-K	L-L
X(m)	-10,67	-5,879	-1,079	+3,721	+8,571	+13,42

- Portiques longitudinaux :

Portiques	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
Y(m)	-8,944	-6,544	-1,744	-0,544	+0,656	+5,456	+7,856

- Calcul de la rigité à la torsion :

$$R_{j\theta} = \sum_{G,H,I,J,K,L} R^{(t)}_{jy} (x_j^t)^2 + \sum_{l=1}^{7} R^l_{jx} (y_j^l)^2$$

Portiques	G-G	H-H	I-I	J-J	K-K	L-L
x_j	-10,679	-5,879	-1,079	+3,721	8,571	13,421
R_{jy}	36369	36369	36369	43360	21836	21836
$R_{jy} x_j^2$	4147558	1257009	42342	600356	1604117	3933171

$$\sum R_{jy} x_j^2 = 11584553$$

de même pour portiques longitudinaux. $\sum R_{jx} y_j^2 = 5665395$

$$R_{j\theta} = 17249948 \cdot 10^4\ Kg/m.$$

Bloc de droite :

I) Portiques transversaux : L'-L' ; M-M ; N-N ; O-O sont identiques

Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
1	9,333	0,867	116,25	100,79		
2	14	0,906	〃	105,32		
3	14	〃	〃	〃	622,86	36369
5	14	〃	〃	〃		
6	14	〃	〃	〃		
7	9,333	0,867	〃	100,79		

II) Portiques longitudinaux : 1-1 ; 2-2 ; 3-3 ; 5-5 ; 6-6 ; 7-7

Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
L	2,39	0,658	116,25	76,49		
M	4,78	0,778	116,25	90,44	333,86	19494
N	4,78	0,778	116,25	90,44		
O	2,39	0,658	116,25	76,49		

1) Centre de masse : $X_G = 7,2\,m$, $Y_G = 8,4\,m$.

2) Centre de torsion : $X_{cj} = 7,199\,m$, $Y_{cj} = 8,400\,m$.

$$\begin{cases} e_x = 0,001\,m \\ e_y = 0 \end{cases}$$

D'après RPA 81 : $5\%\ l_x = \frac{5}{100} \cdot 14,4 = 0,72\,m$.

$5\%\ l_y = \frac{5}{100} \cdot 16,8 = 0,84\,m$. , $e_x = e_y = 0,84\,m$.

$$R_{j\theta} = 8400412 \cdot 10^4\ Kg/cm.$$

ETUDE SISMIQUE

Tout batiment sera conçu et construit pour resister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanement dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformement à la formule :

$$V = A.B.D.Q.W.$$

Calcul du bloc de Gauche :

1) Coefficient A : $\left\{\begin{array}{l}\text{groupe } 1\\ \text{zone II}\end{array}\right. \longrightarrow A = 0,25$

2) Coefficient D : $H = 4,05$ m. $\quad T = \dfrac{0,09\,H}{\sqrt{L}}$

$$T_x = \frac{0,09\,H_x}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \cdot 4,05}{\sqrt{24,05}} = 0,074\,s \longrightarrow D_x = 2$$

$$T_y = \frac{0,09\,H_y}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \cdot 4,05}{\sqrt{16,70}} = 0,088\,s \longrightarrow D_y = 2$$

3) Coefficient B : portique autostable en béton armé $B = 0,25$

4) Coefficient Q : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$. $\quad Q_x = 1,4$, $\quad Q_y = 1,2$

Calcul de W : $\quad G = G_1 + G_2$.

G_2 : coupole + dalle pleine + partie circulaire

G_1 : acrotère ---- , mur ext.

$G_1 = 324,24\,t$. $\quad G_2 = 19,836\,t$, $\quad G = 344,076\,t$.

$\frac{1}{5}P = 7,089\,t$. $\longrightarrow W = G + \frac{1}{5}P = 351,165\,t$

la force sismique V sera : $V_x = A_x D_x B_x Q_x W = 61,45\,t$

$V_y = A_y D_y B_y Q_y W = 52,67\,t$.

Distribution des Forces laterales :

sens x $\quad T_x < 0,7\,s \longrightarrow F_{tx} = 0 \longrightarrow F_{1x} = V_x = 61,45\,t$.

sens y $\quad T_y < 0,7\,s \longrightarrow F_{ty} = 0 \longrightarrow F_{1y} = V_y = 52,67\,t$

EFFort tranchant d'étage "j" τ_j :

$\tau_j = \sum_{i=j}^{n}$ pour un batiment comportement n étages

- sens longitudinal

$\tau_x = 61,45\,t$

sens transversal

$\tau_y = 52,67\,t$

Determination de l'effort de niveau T_j revenant à chaque portique :

L'effort tranchant d'étage τ_j s'applique au C.D.G de l'étage j comme on a une rotation de plancher autour du centre de torsion C, τ_j appliqué en G est equivalent à τ_j appliqué en C plus un couple de torsion $\mathcal{M}_j$ avec

$\mathcal{M}_j = \tau_j . e$, D'où sous l'action de τ_{jx} on a un effort de niveau "j" qui sera :

- Portiques transversaux :

$$T_{jy} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}}{\mathcal{R}_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy} x_j}{\mathcal{R}_{j\theta}} e_x + \tau_{jx} \frac{R_{jy}}{\mathcal{R}_{j\theta}} e_y . x_j$$

- Portiques longitudinaux :

$$T_{jx} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{\mathcal{R}_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{\mathcal{R}_{j\theta}} y_j e_y + \tau_{jy} \frac{R_{jx}}{\mathcal{R}_{j\theta}} . y_j e_x$$

Calcul du deplacement relatif : "δ_j"

Le deplacement relatif "δ_j" de l'étage est donné par :

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

Portiques transversaux : $e_x = e_y = 120,25$ cm

$\tau_{jx}^{(t)}$	$R_{jy}^{(t)}$	$R_{j0}^{(t)}$	$\tau_{jy}^{(t)}$	Portique	x_j	R_{jy}	$\tau_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}}$	$\tau_{jy} \frac{R_{jy} x_j e_x}{R_{j0}}$	$\tau_{jx} \frac{R_{iy} x_j e_y}{R_{j0}}$	$T_{jy} = \Sigma T_j$	$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$
61,453	196139	172499480000	52,674	G	-1067,9	36369	9,767	-1,4261182	-1,664	9,767	0,27
				H	-587,9	36369	9,767	-0,7851062	-0,916	9,767	0,27
				I	-107,9	36369	9,767	-0,1440941	-0,168	9,767	0,27
				J	372,1	43360	11,644	+0,592437	+0,691	12,927	0,33
				K	857,1	21836	5,864	+0,6872238	+0,802	7,353	0,33
				L	1342,1	21836	5,864	1,076093	+1,255	8,195	0,37

Portiques longitudinaux : $e_x = e_y = 120,25$ cm

$\tau_{jx}^{(t)}$	R_{jx}	R_{j0}	τ_{jy}	Portique	y_j (cm)	R_{jx}	$\tau_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}}$	$\tau_{jx} \frac{R_{jx} y_i e_y}{R_{j0}}$	$\tau_{jy} \frac{R_{jx} y_j e_x}{R_{j0}}$	$T_{jy} = \Sigma T_j$	$\delta_{jx} = \frac{T_j}{R_j}$
61,453	162769	172499480000	52,674	1	-894,4	19494	7,360	-0,747	-0,640	7,360	0,377
				2	-654,4	30036	11,340	-0,842	-0,721	11,340	0,377
				3	-171,4	19494	7,360	-0,145	-0,125	7,360	0,377
				4	-54,4	44179	5,353	-0,033	-0,028	5,353	0,377
				5	65,6	19494	7,360	0,55	0,047	7,462	0,383
				6	545,6	30036	11,340	0,702	0,602	12,644	0,421
				7	785,6	30036	11,340	1,011	0,866	13,217	0,440

Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :

$$t_j^i = \frac{a_j k_j}{D_j} \cdot T_j$$

1) Portiques transversaux :

H - H

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
9,767	622,86	1	100,79	1,580
		2	105,32	1,651
		3	105,32	1,651
		5	105,32	1,651
		6	105,32	1,651
		7	100,79	1,580

I - I

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
12,927	742,6	1	100,79	1,754
		2	105,32	1,833
		3	109,275	1,902
		4	111,83	1,946
		5	109,275	1,902
		6	105,32	1,833
		7	100,79	1,754

K - K

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
7,353	373,965	2	85,79	1,687
		4	97,76	1,922
		6	104,625	2,057
		7	85,79	1,687

2) Portiques longitudinaux :

5 - 5

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
7,462	334,02	G	76,49	1,708
		H	90,52	2,022
		I	90,52	2,022
		J	76,49	1,708

6 - 6

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
12,644	514,58	G	76,49	1,879
		H	90,52	2,224
		I	90,52	2,224
		J	90,43	2,222
		K	90,33	2,219
		L	76,29	1,874

4 - 4

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
		J	76,62	1,689
		K	90,32	1,990
		L	76,62	1,689

Calcul du Bloc de droite :

$V_x = F_{tx} = 33,852\,t$; $V_y = F_{ty} = 36,673\,t$.

Portiques transversaux $\qquad e_x = e_y = 0,84\,m$.

$\tau_{jx}^{(t)}$	R_{jy}	$R_{j\theta}$	$\tau_{jy}^{(t)}$	Portique	R_{jy}	x_j	$\tau_{jy}\frac{R_{jy}}{R_{jy}}$	$\tau_{jy}\frac{R_{jy}x_je_x}{R_{j\theta}}$	$\tau_{jx}\frac{R_{jy}x_je_y}{R_{j\theta}}$	$T_j=\Sigma T_j$	$\delta_j=\frac{T_j}{R_j}$
33,852	145476	84004120000	36,673	L'	36369	-720	9,168	-0,960	-0,886	9,168	0,252
				M	36369	-240	9,168	-0,320	-0,295	9,168	0,252
				N	36369	+240	9,168	+0,320	0,295	9,783	0,269
				O	36369	+720	9,168	+0,960	0,886	11,014	0,303

Portiques longitudinaux :

τ_{jx}	R_{jx}	$R_{j\theta}$	τ_{jy}	Portiques	R_{jx}	y_j	$\tau_{jx}\frac{R_{jx}}{R_{jx}}$	$\tau_{jx}\frac{R_{jx}y_je_y}{R_{j\theta}}$	$\tau_{jy}\frac{R_{jx}y_je_x}{R_{j\theta}}$	$T_{jx}=\Sigma T_i$	$\delta_j=\frac{T}{R_{jx}}$
33,852	116964	84004120000	36,673	1	19494	-840	5,642	-0,554	-0,6006	5,642	0,29
				2	"	-600	5,642	-0,396	-0,429	5,642	0,29
				3	"	-120	5,642	-0,08	-0,0860	5,642	0,29
				5	"	+120	5,642	0,08	+0,0860	5,808	0,30
				6	"	+600	5,642	0,0396	0,429	6,110	0,313
				7	"	+840	5,642	0,5544	0,6006	6,797	0,348

Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :

Portique longitudinaux 6-6

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
6,1106	333,86	L	76,49	1,399
		M	90,44	1,655
		N	90,44	1,655
		O	76,49	1,399

Portique transversal N-N.

T_j	D_j	Pot	$a_j k_j$	t_j
9,783	622,86	1	100,79	1,583
		2	105,32	1,654
		3	105,32	1,654
		5	105,32	1,654
		6	105,32	1,654
		7	100,79	1,583

Efforts tranchants et moments flechissants en travée :

Bloc de Gauche,

H-H

Poutre	M_w	M_e	M_t	T
1-2	0,212	1,54	-0,336	-1,563
2-3	0,77	0,77	0	-0,321
3-5	1,54	1,54	0	-1,283
5-6	0,77	0,77	0	-0,321
6-7	1,54	2,212	0,336	-1,563

J-J

Poutre	M_w	M_e	M_t	T
1-2	2,455	1,71	-0,322	-1,765
2-3	0,855	0,532	-0,161	-0,289
3-4	2,13	1,362	-0,384	-2,91
4-5	1,362	0,532	-0,415	-1,578
5-6	2,13	1,71	-0,21	-0,8
6-7	0,855	2,455	0,8	-1,379

K-K

Poutre	M_w	M_e	M_t	T
2-4	2,362	1,345	-0,508	-0,618
4-6	1,345	0,823	-0,261	-0,361
6-7	2,057	2,362	0,152	-1,841

Poutre	Mw	Me	Mt	T
4-4				
J-K	2,364	1,393	-0,485	-0,774
K-L	1,393	2,364	0,485	-0,774

Poutre	Mw	Me	Mt	T
5-5				
G-H	2,391	1,415	-0,487	-0,793
H-I	1,415	1,415	0	-0,589
I-J	1,415	2,391	0,487	-0,793

Poutre	Mw	Me	Mt	T
6-6				
G-H	2,630	1,557	-0,536	-0,872
H-I	1,557	1,557	0	-0,649
I-J	1,557	1,563	+0,003	-0,65
J-K	1,547	1,553	0,003	-0,639
K-L	1,553	2,624	0,535	-0,861

Bloc de droite:

N-N

Poutres	Mw	Me	Mt	T
1-2	2,216	1,543	-0,336	-1,566
2-3	0,771	0,771	0	-0,321
3-5	1,543	1,543	0	-1,285
5-6	0,771	0,771	0	-0,321
6-7	1,543	2,216	0,336	-1,566

6-6

Poutres	Mw	Me	Mt	T
L-M	1,958	1,158	-0,4	-0,649
M-N	1,158	1,158	0	-0,482
N-O	1,158	1,958	0,4	-0,649

Efforts normaux dans les poteaux : BLOC GAUCHE.

H-H

Pot	Msup	Minf	t	N
1	2,212	2,212	1,580	-1,563
2	2,311	2,311	1,651	-1,242
3	2,311	2,311	1,651	+0,962
5	2,311	2,311	1,651	-0,962
6	2,311	2,311	1,651	1,242
7	2,212	2,212	1,580	1,563

J-J

Pot	Msup	Minf	t	N
1	2,455	2,455	1,754	-1,735
2	2,566	2,566	1,833	-1,446
3	2,663	2,663	1,902	2,621
4	2,724	2,724	1,946	-1,332
5	2,663	2,663	1,902	-0,778
6	2,566	2,566	1,833	0,579
7	2,455	2,455	1,754	1,379

K-K

Pot	Msup	Minf	t	N
2	2,362	2,362	1,687	-0,618
4	2,691	2,691	1,922	-0,267
6	2,880	2,880	2,057	+1,48
7	2,362	2,362	1,687	+1,841

6.6

Pot	Msup	Minf	t	N
G	2,630	2,630	1,879	-0,872
H	3,114	3,114	2,224	-0,223
I	3,114	3,114	2,224	-0,011
J	3,111	3,111	2,222	-0,001
K	3,107	3,107	2,219	0,222
L	2,624	2,624	1,874	0,861

5-5

Pot	Msup	Minf	t	N
G	2,391	2,391	1,708	-0,793
H	2,831	2,831	2,022	-0,203
I	2,831	2,831	2,022	+0,203
J	2,391	2,391	1,708	0,793

4-4

Pot	Msup	Minf	t	N
J	2,364	2,364	1,689	-0,774
K	2,786	2,786	1,990	0
L	2,364	2,364	1,689	+0,774

Bloc de droite:

N-N

Pot	Ms	Mi	t	N
1	2,216	2,216	1,583	-1,566
2	2,315	2,315	1,654	-1,245
3	2,315	2,315	1,654	0,964
5	2,315	2,315	1,654	-0,964
6	2,315	2,315	1,654	1,245
7	2,216	2,216	1,583	1,566

6-6

Pot	Ms	Mi	t	N
L	1,958	1,958	1,399	-0,649
M	2,317	2,317	1,655	-0,167
N	2,317	2,317	1,655	0,167
O	1,958	1,958	1,399	0,649

Calcul des déformations longitudinales:

Bloc gauche: $\delta_j < \overline{\delta_j}$

τ_{jx}	R_{jx}	δ_{jx} cm	$\overline{\delta_{jx}}$ cm
61,453	162769	$7,55.10^{-4}$	2,55
τ_{jy}	R_{jy}	δ_{jy}	$\overline{\delta_{jy}}$
52,674	196139	$5,37.10^{-4}$	2,55

Bloc droite:

τ_{jx}	R_{jx}	δ_{jx}	$\overline{\delta_{jx}}$
33,852	116994	$5,78.10^{-4}$	2,55
τ_{jy}	R_{jy}	δ_{jy}	$\overline{\delta_{jy}}$
36,673	145476	$5,04.10^{-4}$	2,55

BLOC de DROITE.

N-N

Noeud	l_w	l_e	h_n	h_s	$I_w.10^{-3}$	$I_e.10^{-3}$	$I_n.10^{-3}$	$I_s.10^{-3}$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w.10^{-3}$	$K_e.10^{-3}$	$K_n.10^{-3}$	$K_s.10^{-3}$	$D.10^{-3}$
1	–	2,4	–	2,8	–	2,6	–	0,325	–	1,92	–	2,24	–	1,354	–	0,145	1,499
2	2,4	4,8	–	2,8	2,6	2,6	–	0,325	2,36	3,84	–	2,24	1,10	0,677	–	0,145	1,923
3	4,8	2,4	–	2,8	2,6	2,6	–	0,325	3,84	1,92	–	2,24	0,677	1,354	–	0,145	2,176
5	2,4	4,8	–	2,8	2,6	2,6	–	0,325	1,92	3,84	–	2,24	1,354	0,677	–	0,145	2,176
6	4,8	2,4	–	2,8	2,6	2,6	–	0,325	3,84	2,36	–	2,24	0,677	1,101	–	0,145	1,923
7	2,4	–	–	2,8	2,6	–	–	0,325	1,92	–	–	2,24	1,354	–	–	0,145	1,499

Sous G

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
1	–	1,257	–	0,545	–	0,052	–	0,052
2	1,257	1,736	0,823	3,011	2,076	2,241	–	0,165
3	1,736	1,257	3,011	0,545	2,244	2,079	–	0,164
5	1,257	2,201	0,545	3,818	2,582	2,799	–	0,218
6	2,201	1,257	3,818	0,823	2,764	2,538	–	-0,226
7	1,257	–	0,545	–	0,052	–	–	-0,0527

Sous P:

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	
1	–	0,499	–	0,216	–	0,021	–	0,021
2	0,499	0,67	0,327	1,162	0,805	0,868	–	0,063
3	0,67	0,499	1,162	0,216	0,968	0,905	–	-0,063
5	0,499	0,951	0,216	1,649	1,108	1,203	–	0,095
6	0,95	0,499	1,648	0,327	1,183	1,083	–	-0,099
7	0,499	–	0,216	–	0,021	–	–	-0,021

moment et effort tranchant dans les poutres:

Sous G

travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1-2	2,4	1,257	0,052	2,076	0,665	-2,351
2-3	4,8	1,796	2,241	2,244	4,167	-4,167
3-5	2,4	1,257	2,079	2,582	1,299	-1,718
5-6	4,8	2,201	2,799	2,764	5,289	-5,275
6-7	2,4	1,257	2,538	0,0527	2,544	-0,473

Sous P

travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1-2	2,4	0,499	0,021	0,905	0,272	-0,925
2-3	4,8	0,67	0,868	0,868	1,608	-1,608
3-5	2,4	0,499	0,905	1,108	0,472	-0,725
5-6	4,8	0,951	1,203	1,183	2,286	-2,278
6-7	2,4	0,499	1,083	0,021	1,041	-0,156

EFFort Normaux dans les poteaux:

Sous G

Poteau	T_w	T_e	N
1	-	0,665	0,665
2	-2,351	4,167	6,518
3	-4,167	1,299	5,466
5	-1,718	5,289	7,007
6	-5,275	2,544	7,819
7	-0,473	-	0,473

Sous P

Poteau	T_w	T_e	N
1	-	0,272	0,272
2	-0,925	1,608	2,533
3	-1,608	0,472	2,08
5	-0,725	2,286	3,011
6	-2,278	1,041	3,319
7	-0,156	-	0,156

moment aux noeuds

sous G

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
L	–	1,907	–	3,308	–	0,975	–	0,975
M	1,907	1,907	4,604	3,308	4,120	3,881	–	– 0,239
N	1,907	1,907	3,308	4,6.4	3,881	4,120	–	+ 0,239
O	1,907	–	3,308	–	0,975	–	–	– 0,975

Sous P

noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
L	–	0,813	–	1,41	–	0,415	–	0,415
M	0,813	0,813	1,963	1,41	1,756	1,654	–	– 0,102
N	0,813	0,813	1,41	1,962	1,654	1,756	–	0,102
O	0,813	–	1,41	–	0,415	–	–	– 0,415

moments et efforts tranchants dans les poutres:

Sous G:

travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
L-M	4,8	1,907	0,975	4,12	3,921	-5,232
M-N	4,8	1,907	3,881	3,881	4,577	-4,577
N-O	4,8	1,907	4,12	0,975	5,232	-3,921

Sous P:

travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
L-M	4,8	0,813	0,415	1,756	1,672	-2,23
M-N	4,8	0,813	1,654	1,654	1,951	-1,951
N-O	4,8	0,813	1,756	0,415	2,230	-1,672

Effort normaux dans les poteaux:

Sous G:

Poteau	T_w	T_e	N
L	–	3,921	3,921
M	-5,232	4,577	9,809
N	-4,577	5,232	9,809
O	-3,921	–	3,921

Sous P:

Pot	T_w	T_e	N
L	–	1,672	1,672
M	-2,230	1,951	4,181
N	-1,951	2,230	4,181
O	-1,672	–	1,672

BLOC GAUCHE

4-4

moments aux noeuds :

Sous G

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
J	-	2,159	-	3,824	-	1,136	-	1,136
K	2,159	2,159	5,304	5,904	5,579	5,715	-	0,136
L	2,159	-	3,823	-	1,136	-	-	-1,136

Sous P

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
J	-	0,96	-	1,700	0	0,505	-	0,505
K	0,96	0,96	2,35	2,656	2,480	2,541	-	0,061
L	0,96	-	1,700	0	0,505	-	-	-0,505

moments et efforts tranchants dans les poutres :

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
J-K	4,85	2,159	1,136	5,579	4,319	-6,151
K-L	4,85	2,159	5,715	1,136	6,179	-4,291

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
J-K	4,85	0,96	0,505	2,48	4,828	-5,64
K-L	4,85	0,96	2,541	0,505	5,655	-4,81

EFForts normaux dans les poteaux :

Poteau	T_w	T_e	N
J	-	4,319	4,319
K	-6,151	+6,179	12,32
L	-4,291	-	4,291

Poteau	T_w	T_e	N
J	-	4,828	4,828
K	-5,640	5,655	11,297
L	-4,815	-	4,818

5.5

Sous G

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	N_s
G	–	1,844	–	3,199	–	0,943	–	0,943
H	1,844	1,844	4,452	3,199	3,984	3,752	–	-0,231
I	1,844	1,844	3,199	4,452	3,752	3,984	–	0,231
J	1,844	–	3,199	–	0,942	–	–	-0,942

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
G-H	4,8	1,844	0,943	3,984	4,548	-5,815
H-I	4,8	1,844	3,752	3,752	5,181	-5,815
I-J	4,8	1,844	3,984	0,942	5,815	-4,54

Poteau	T_w	T_e	N
G	–	4,548	4,548
H	-5,815	5,181	10,996
I	-5,815	5,815	11,63
J	-4,547	–	4,547

Sous P

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
G	–	0,813	–	1,410	–	0,415	–	0,415
H	0,813	0,813	1,962	1,410	1,718	1,616	–	-0,102
I	0,813	0,813	1,410	1,962	1,654	1,756	–	0,102
J	0,813	–	1,410	–	0,415	–	–	-0,415

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
G-H	4,8	0,813	0,415	1,718	1,679	-2,22
H-I	4,8	0,813	1,616	1,654	1,943	-1,959
I-J	4,8	0,813	1,756	0,415	2,23	-1,671

Poteau	T_w	T_e	N
G	–	1,679	1,679
H	-2,222	1,943	4,165
I	-1,959	2,23	4,189
J	-1,671	–	1,671

6-6

SOUS G

Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
G	–	1,846	–	3,2	–	0,943	–	0,943
H	1,846	1,846	4,456	3,202	3,988	3,756	–	-0,231
I	1,846	1,846	3,20	3,20	3,20	3,20	–	0
J	1,846	1,846	3,20	3,269	3,23	3,242	–	0,011
K	1,846	1,846	3,269	4,535	3,827	4,062	–	0,235
L	1,846	–	3,269	–	0,971	–	–	-0,971

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
G-H	4,8	1,846	0,943	3,988	3,796	-5,064
H-I	4,8	〃	3,756	3,202	4,546	-4,314
I-J	4,8	〃	3,202	3,23	4,424	-4,436
J-K	4,85	〃	3,242	3,827	4,356	-4,599
K-L	4,85	〃	4,062	0,971	5,114	-3,839

Poteau	T_w	T_e	N
G	/	3,796	3,796
H	-5,064	1,546	9,61
I	-4,314	4,424	8,738
J	-4,436	4,356	8,792
K	-4,597	5,114	9,711
L	-3,839	/	3,839

SOUS P

Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
G	–	0,814	–	1,412	–	0,416	–	0,416
H	0,814	0,814	1,965	1,412	1,758	1,656	–	-0,102
I	0,814	0,814	1,412	1,412	1,412	1,412	–	0
J	0,814	0,814	1,412	1,424	1,424	1,429	–	0,005
K	0,814	0,814	1,441	2,00	1,687	1,791	–	0,104
L	0,814	–	1,441	–	0,428	–	–	-0,428

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
G-H	4,8	0,814	0,416	1,758	1,67	-2,23
H-I	4,8	〃	1,656	1,412	2,10	-1,902
I-J	4,8	〃	1,412	1,424	1,951	-1,956
J-K	4,85	〃	1,429	1,687	1,920	-2,027
K-L	4,85	〃	1,791	0,428	2,255	-1,693

Poteau	T_w	T_e	N
G	/	1,671	1,671
H	-2,319	2,004	4,323
I	-1,902	1,951	3,853
J	-1,956	1,920	3,876
K	-2,027	2,255	4,282
L	-1,693	/	1,693

I-I

Sous G :

Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
1	–	0,974	–	0,422	0	0,01	–	0,041
2	0,974	2,378	0,638	4,125	2,634	2,897	–	0,263
3	2,378	1,906	4,125	0,206	3,373	3,213	–	-0,161
4	1,906	1,906	0,206	0,266	0,206	0,206	–	0
5	1,906	2,378	0,206	4,125	3,213	3,373	–	0,161
6	2,378	1,257	4,125	0,823	2,963	2,714	–	-0,25
7	1,257	–	0,545	–	0,053	–	–	-0,053

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1 - 2	2,4	0,974	0,041	2,634	0,088	-2,249
2 - 3	4,8	2,378	2,897	3,373	5,608	-5,806
3 - 4	1,2	1,906	3,213	0,206	3,649	-1,362
4 - 5	1,2	1,906	0,206	3,213	1,362	-3,649
5 - 6	4,8	2,378	3,373	2,963	5,792	-5,621
6 - 7	2,4	1,257	2,714	0,053	2,617	-0,399

Poteau	T_w	T_e	N
1	–	0,088	0,088
2	-2,249	5,608	7,857
3	-5,806	3,649	9,455
4	-1,362	+1,362	2,724
5	-3,649	5,792	9,441
6	-5,621	2,617	8,237
7	-0,339	–	0,399

Sous P :

Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
1	–	0,22	0	0,095	0	0,09	–	0,009
2	0,22	1,033	0,144	1,792	1,087	1,212	–	0,124
3	1,033	0,813	1,792	0,088	1,465	1,395	–	-0,07
4	0,813	0,813	0,088	0,088	0,088	0,088	–	0
5	0,813	1,033	0,088	1,792	1,395	1,465	–	0,07
6	1,033	0,510	1,792	0,334	1,278	1,169	–	-0,11
7	0,510	–	0,221	–	0,021	–	–	-0,021

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1 - 2	2,4	0,22	0,009	1,087	0,185	-0,713
2 - 3	4,8	1,033	1,212	1,465	2,426	-2,532
3 - 4	1,2	0,813	1,395	0,088	1,576	-0,601
4 - 5	1,2	0,813	0,088	1,395	0,601	-1,576
5 - 6	4,8	1,033	1,465	1,278	2,518	-2,44
6 - 7	2,4	0,510	1,169	0,021	1,09	-0,133

Poteau	T_w	T_e	N
1	–	0,185	0,185
2	-0,713	2,426	3,199
3	-2,532	1,576	4,108
4	-0,601	0,601	1,202
5	-1,576	2,518	4,094
6	-2,44	1,090	3,530
7	-0,133	–	0,133

H-H

Sous G

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
1	–	1,257	–	0,545	–	0,052	–	0,052
2	1,257	1,736	0,823	3,011	2,076	2,241	–	0,165
3	1,736	1,257	3,011	0,545	2,244	2,079	–	-0,164
5	1,257	2,201	0,545	3,818	2,582	2,799	–	0,218
6	2,201	1,257	3,818	0,823	2,764	2,538	–	-0,226
7	1,257	–	0,545	–	0,0527	–	–	-0,0527

travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1-2	2.4	1,257	0,052	2,076	0,665	-2,351
2-3	4,8	1,736	2,241	2,244	4,167	-4,167
3-5	2,4	1,257	2,079	2,582	1,299	-1,718
5-6	4,8	2,201	2,799	2,764	5,289	-5,275
6-7	2,4	1,257	2,538	0,052	2,544	-0,473

Poteau	T_w	T_e	N
1	–	0,665	0,665
2	-2,351	4,167	6,518
3	-4,167	1,299	5,466
5	-1,718	5,289	7,007
6	-5,275	2,544	7,819
7	-0,473	–	0,473

Sous P:

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_u	M_s
1	–	0,499	–	0,216	–	0,021	–	0,021
2	0,499	0,67	0,327	1,162	0,805	0,868	–	0,063
3	0,67	0,499	1,162	0,216	0,868	0,805	–	-0,063
5	0,499	0,951	0,216	1,649	1,108	1,203	–	0,095
6	0,95	0,499	1,648	0,327	1,183	1,083	–	-0,099
7	0,499	–	0,216	–	0,021	–	–	-0,021

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
1-2	2,4	0,499	0,021	0,805	0,272	-0,925
2-3	4,8	0,67	0,868	0,868	1,608	-1,608
3-5	2,4	0,499	0,805	1,108	0,472	-0,725
5-6	4,8	0,951	1,203	1,183	2,286	-2,278
6-7	2,4	0,499	1,083	0,021	1,041	-0,156

Poteau	T_w	T_e	N
1	–	0,272	0,272
2	-0,925	1,608	2,533
3	-1,608	0,472	2,08
5	-0,725	2,286	3,011
6	-2,278	1,041	3,319
7	-0,156	–	0,156

K. K

Sous G :

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M'_w	M_e	M_n	M_s
2	–	2,554	–	6,923	/	1,463	/	1,463
4	2,554	2,554	10,038	6,923	8,804	8,406	/	-0,397
6	2,554	1,257	6,923	0,823	5,076	4,581	/	-0,495
7	1,257	–	0,545	/	0,0527	–	/	-0,0527

Sous P :

Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
2	/	1,115	/	3,022	/	0,639	/	0,639
4	1,115	1,115	4,382	3,022	3,843	3,67	/	-0,173
6	1,115	0,51	3,022	0,334	2,208	1,99	/	-0,218
7	0,51	/	0,221	/	0,0214	/	/	-0,0214

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
2-4	6	2,554	1,463	8,804	6,438	-0,88
4-6	6	2,554	8,406	5,076	8,21	-7,10
6-7	2,4	1,257	4,581	0,0527	3,39	0,378

Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
2-4	6	1,115	0,639	3,843	2,811	-3,87
4-6	6	1,115	3,670	2,20	3,588	-3,101
6-7	2,4	0,51	1,990	0,021	1,432	-0,208

Poteau	T_w	T_e	N
2	–	6,4385	6,4385
4	-8,885	8,217	17,102
6	-7,107	3,395	10,502
7	-0,378	–	0,3784

Poteau	T_w	T_e	N
2	/	2,811	2,811
4	-3,879	3,588	7,467
6	-3,101	1,4322	4,533
7	0,208	–	0,2082

Superpositions des Sollicitations

moments en travées

travée	l (m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sous G	G + 1,2 P			G + P			0,8 G		
			q	M_o	M_t	q	M_o	M_t	q	M_o	M_t
1-2	2,4	1,064	1,855	1,336	0,272	1,756	1,264	0,200	1,005	0,724	-0,127
2-3	4,8	2.242	2.54	7,315	5,072	2,406	6.929	4,686	1,388	3,999	2,205
3-5	2.4	2,330	1,855	1,336	-0,994	1,756	1,264	-1,066	1,005	0,724	-1,14
5-6	4,8	2,781	3,342	9,625	6,844	3,152	9,077	6,296	1,76	5,071	2,846
6-7	2,4	1,295	1,855	1,336	0,041	1,756	1,264	-0,031	1,005	0,724	-0,312

moments dans les poutres:

travée	portique	G + 1,2 P			G + P + $\vec{S_i}$			G + P + $\overleftarrow{S_i}$			0,8 G + $\vec{S_i}$			0,8 G + $\overleftarrow{S_i}$		
		M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
1-2		-0,077	0,272	-3,042	2,139	-0,136	-4,42	-2,28	0,536	-1,34	2,17	-0,46	-3,21	-2,25	0,209	-0,121
2-3		-3,28	5,073	-3,28	-2,33	4,687	-3,88	-3,87	4,687	-2,34	-1,023	2,205	-2,56	-2,56	2,205	-1,025
3-5		-3,045	-0,99	-3.91	-1,34	-1,066	-5,23	-4,24	-1,066	-2,15	-0,123	-1,14	-3,605	-3,20	-1,14	-0,525
5-6		-4,24	6,84	-4,18	-3,23	6,29	-4,71	-4,77	6,29	-3,17	-1,469	2,846	-2,98	-3,009	2,846	-1,441
6-7		-3,837	0,041	-0,07	-2,08	0,305	-2,28	-5,16	-0,367	2,158	-0,49	0,024	-2,25	-3,57	-0,648	2,170

Efforts tranchants dans les poutres:

travée	G + 1,2 P		G + P + $\vec{S_i}$		G + P + $\overleftarrow{S_i}$		0,8 G + $\vec{S_i}$		0,8 G + $\overleftarrow{S_i}$	
	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
1-2	0,991	-3,461	-0,62	-4,839	2.5	-1,713	-1.03	-3,444	2,095	-0,318
2-3	6,096	-6,096	5,45	-6,096	6.096	-5,453	3.012	-3,654	3.654	-3,012
3-5	1.865	-2,588	0.487	-3,726	3.054	-1,16	-0,24	-2,657	2.32	-0,091
5-6	8,032	-8,008	7.254	-7,874	7,896	-7,232	3.91	-4,541	4,55	-3,899
6-7	3,79	-0,660	2.022	-2,192	5,148	0,934	0,472	-1,941	3,59	1,184

EFForts NORMAUX DANS Les poteaux:

Poteaux	$G+1,2P$	$0,8G+\overrightarrow{S_i}$	$0,8G+\overleftarrow{S_i}$	$G+P+1,2\overrightarrow{S_i}$	$G+P+1,2\overleftarrow{S_i}$
1	0,991	-1,031	2,095	-0,938	2,812
2	9,557	3,972	6,456	7,560	10,541
3	7,962	5,334	3,412	8,699	6,393
5	10,62	4,643	6,567	8,863	11,173
6	11,802	7,497	5,013	12,628	9,647
7	0,660	1,941	-1,184	2,504	-1,246

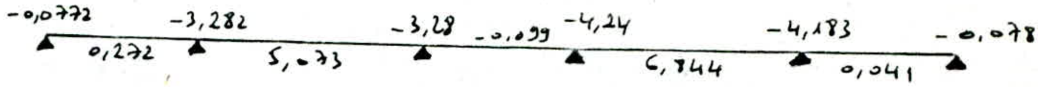
moments dans les poteaux:

Pot	$G+1,2P$		$0,8G+\overrightarrow{S_i}$		$0,8G+\overleftarrow{S_i}$		$G+P+1,2\overrightarrow{S_i}$		$G+P+1,2\overleftarrow{S_i}$	
	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf
1	0,077	-0,077	2,253	-2,253	-2,170	+2,170	2,727	-2,727	-2,581	+2,581
2	0,241	-0,241	2,443	-2,443	-2,179	+2,179	3,001	-3,001	-2,545	+2,545
3	-0,239	0,239	2,180	-2,180	-2,442	+2,442	2,546	-2,546	-3,00	+3,00
5	0,332	-0,332	2,485	-2,485	-2,136	+2,136	3,086	-3,086	-2,460	+2,46
6	-0,345	0,345	2,130	-2,130	-2,49	+2,49	2,448	-2,448	-3,098	+3,098
7	-0,078	0,078	2,169	-2,169	-2,254	+2,254	2,580	-2,580	-2,728	+2,728

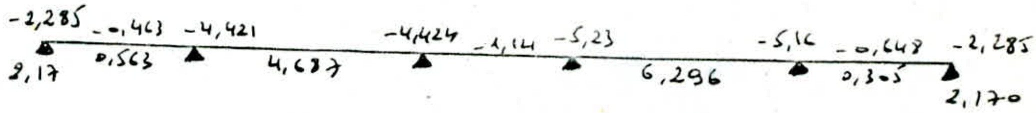
Ferraillage Des Portiques :

I) Bloc Gauche : portique H-H :

SP1 :



SP2 :



moments de calcul (SP1)

Sections d'Aciers aux appuis :

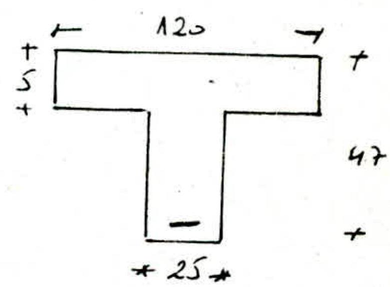
Sections	$M_{t.m}$	μ	ε	K	σ_b' kg/cm²	A_{calcu} cm²	ϕ	$A_{adopté}$
2-3-1-7	3,285	0,0318	0,923	50	56	2,704	3T14	4,62
5-6	4,242	0,0411	0,9138	43	65,11	3,527	3T14	4,62

Sections d'aciers en travées :

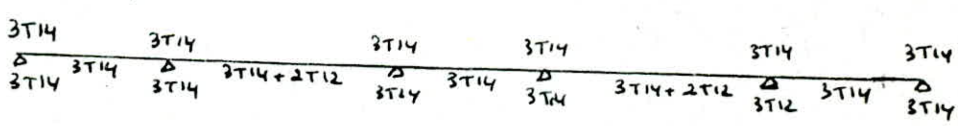
$M_t = 6,844$ t.m. $\bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm²

Tout calcul fait $A = 5,46$ cm²

$3T14 + 2T12 = 6,88$ cm².



Sections d'Aciers adoptées :



Verifications :

1) verification des contraintes :

$\theta = 0,106$. $\;\; \varsigma = 0,5696 \;\; \rightarrow c = -0,167 \;\;, \alpha = 0,186 \rightarrow k = 65,5$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_b' = 34,24 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2242,72 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}\right\} \rightarrow \text{verifiée}$$

2) Verification de la flèche,

$- \; h_t = 50\text{cm} > \dfrac{l}{16} = \dfrac{455}{16} = 28,43\text{cm}$.

$- \; h_t = 50\text{cm} > \dfrac{l}{10} \cdot \dfrac{M_t}{M_0} = \dfrac{460}{10} \cdot \dfrac{6,844}{9,625} = 32,71 \text{ cm}$.

$- \; A = 6,88 \leqslant bh \dfrac{43}{\sigma_{en}} = 25 \cdot 50 \cdot \dfrac{43}{4200} = 12,79 \text{ cm}$

donc aucune justification de la flèche n'est necessaire

3) Condition de non fragilité :

$A = 4,62 \geqslant bh\,\psi \cdot \dfrac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_a} = 25 \cdot 50 \cdot 0,54 \cdot \dfrac{5,9}{2860} = 1,422 \text{ cm}^2$

4) Condition aux appuis :

* béton : on doit avoir $\;\; C \geqslant \dfrac{2T}{b \cdot \overline{\sigma_b'}} = C_0$. $\;\;, \; C = a - (d + r)$

T : effort tranchant max aux appuis de rive
a : largeur du poteau
r : rayon de courbure = $5,5\phi$
d : enrobage = 3cm.
$\phi = 1,4$ cm.

$$C = 14,3 \text{ cm} \geqslant \frac{2 \cdot 2,5 \cdot 10^3}{25 \cdot 68,5} = 2,92 \text{ cm}.$$

$C > C_0 \rightarrow$ verifiée pour tous les appuis.

* Armatures Inferieures : La section minimale des armatures de traction inferieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées, totalement au dela, doit être susceptible d'equilibrer un effort admissible $= T + \dfrac{M}{3}$

$A\overline{\sigma_a} \geqslant T + M/3 \;\; \Rightarrow \;\; A \geqslant \dfrac{T}{\overline{\sigma_a}} + \dfrac{M}{\overline{\sigma_a} \cdot 3}$ $\qquad M = 2,17$ t.m $\;\; T = 2,5$ t

$$A = 4,62\text{cm}^2 \geqslant \frac{2,5 \cdot 10^3}{2800} + \frac{2,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 44,77} = 2,62 \text{ cm}^2$$

5) Pourcentage des Aciers longitudinales : (RPA 81)

$0,3\% \leq A \leq 2,5\%$ → $3,75\ cm^2 \leq A \leq 31,25\ cm^2$ → verifiée

6) Condition de non entrainement des barres :

$\tau_d \leq \bar{\tau}_d$, $\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b = 17,7\ kg/cm^2$.

$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{2,5 \cdot 10^3}{3 \cdot 13,19 \cdot 44,77} = 1,41\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_d$

7) Ancrage : l'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle

$l_1 \geq 20\phi = 28\,cm$

$l_2 \geq \max(30\phi, 50\,cm) = 50\,cm$

8) Condition de non fissuration :

on doit verifier, $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$, $\max\begin{cases}\sigma_1 = 5390,44\\ \sigma_2 = 2393\end{cases} > \bar{\sigma}_a$.

9) Contraintes :

* Sections sans armatures comprimées :
$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$ → k, ε

* Sections avec armatures comprimées :
$D = \frac{15}{c}(A + A')$ $E = \frac{30}{b}(A'd' + hA)$, $\sigma_b' = k y_1$

Sur appuis :

Sollicit°	Sections	$M_{(t.m)}$	A_{cm^2}	$\bar{\omega}$	ε	k	σ_a	σ_b'
SP_1	2,3	3,285	4,62	0,3932	0,9035	36,8	1674,4	45,50
SP_4	5,6	4,242	4,62	0,3932	0,9035	36,8	2162,2	58,75
SP_2	1,7	2,285	4,62	0,3932	0,9035	36,8	1164,7	31,65

en travées :

1°) Armatures transversales : $T_{max} = 8,032\,t$ → SP_1 , on utilisera : $\phi 8$ FeE 24 , un cadre et un étrier $A_t = 2,01\ cm^2$, $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3}\sigma_{en}$.

$\bar{t} \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\,cm) = 9,6\,cm$ → zone nodale.

$\bar{t} \leq \frac{h}{2} = 23,5$ → zone courante.

$\tau_b = \frac{8,032 \cdot 10^{3}}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 47} = 7,81\ kg/cm^2$, $\bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b = 20,65\ kg/cm^2$

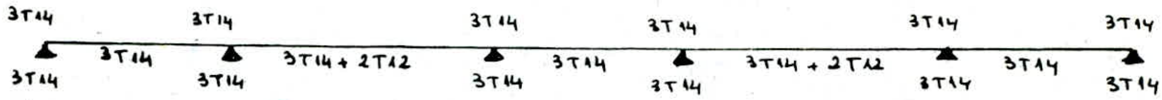
$\tau_b < \bar{\tau}_b$ → donc on utilisera seulement des cadres et etriers droits

$t_{adopté} = \begin{cases} 9\,cm & \text{zone nodale} \\ 15\,cm & \text{zone courante} \end{cases}$ $A_t = 2,01\,cm^2 >$ $\begin{matrix} 0,003 \cdot 9 \cdot 25 = 0,675\,cm^2 \\ 0,003 \cdot 15 \cdot 25 = 1,125\,cm^2 \end{matrix}$

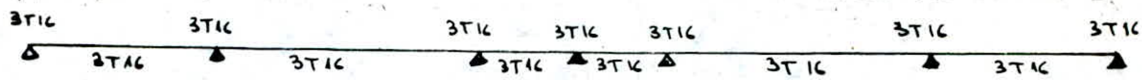
Ferraillage des poutres :

Bloc GAUCHE :

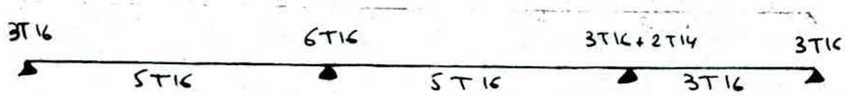
H_H :



J_J :

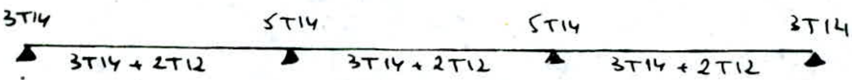


K_K :

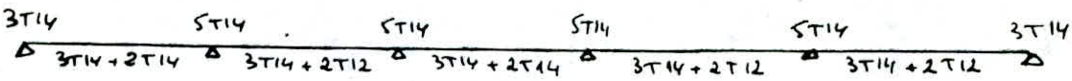


4_4 :

5_5 :

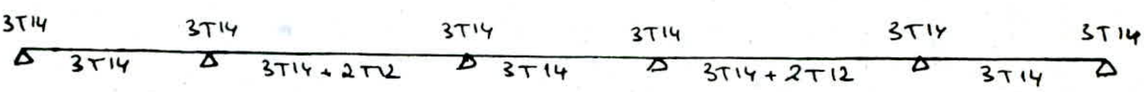


6-6 :

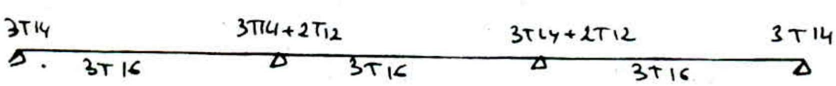


Bloc de Droite :

N_N :



6-6 ;



Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée car il sont soumis à :
- M : moment de flexion.
- N : effort normal de compression ou de traction

On armera les poteaux d'une manière symetrique $(A = A')$.

methode de calcul :

On a : $e = \frac{h_t}{6}$. limite du noyau central

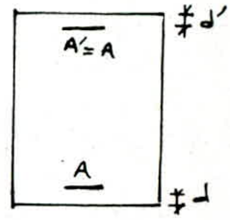
$e_o = \frac{M}{N}$: point d'application de l'effort normal N.

$e_o > e \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$e_o < e \Rightarrow$ " " entierement comprimée

$e_o = e \Rightarrow$ Section travaillant en compression simple.

1) Section partiellement comprimée : $e_o > e$



si $e_o > \frac{h_t}{2} \longrightarrow \overline{\sigma_b'} = 2\overline{\sigma_b'}$.

si $e_o < \frac{h_t}{2} \longrightarrow \overline{\sigma_b'} = (1 + \frac{2e_o}{h_t})\overline{\sigma_b'}$

On calcul le moment fictif $M_f = N . f$. avec $f = \frac{h_t}{2} - d + e_o$.

$\mu = \frac{15 . M_f}{\overline{\sigma_a} b h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} k , \varepsilon \longrightarrow \sigma_b' = \frac{\overline{\sigma_a}}{k}$.

* si $\sigma_b' \leq \overline{\sigma_b'} \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas necessaires, on calculera une section $A_{fs} = \frac{M_f}{\overline{\sigma_a} . \varepsilon . h}$ est la section sous flexion composée sera :

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

* si $\sigma_b' > \overline{\sigma_b'} \rightarrow$ les armatures comprimées sont necessaires, on calculera les sections ; A_{fs}' et A_{fs} sous $M_f \rightarrow$ les sections sous flexion composssée seront :

→ on prend $\overline{K} = \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\sigma_b'}} \xrightarrow{\text{Tableau}} \mu', \alpha, \overline{\omega}$.

$M_o = \mu' . b . h^2 . \overline{\sigma_b'}$, $\Delta M = M - M_o$

$\sigma_a' = \frac{15(\alpha - \frac{d'}{h})\overline{\sigma_b'}}{\alpha}$ $A_{fs}' = \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma_a'}$, $A_{fs} = \overline{\omega} . \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d')\overline{\sigma_a}}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{fc}' = A_{fs}' \\ A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\overline{\sigma_a}} \end{cases}$$

2) **Section entierement comprimeé** : $e_o \leq e_1$

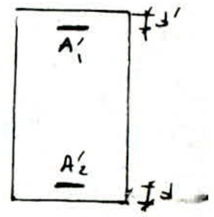
on ferraillera symetriquement

$$\delta' = \frac{d'}{h_t} = \frac{d}{h_t} \quad , \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_t}{N'} \quad , \quad \beta = \frac{6M}{N' \cdot h_t}$$

$$C = 0{,}27\,(1-2\delta')^2 \rho \quad , \quad D = 0{,}30\,(\rho-\beta) - 0{,}90\,(1-\rho)(1-2\delta')^2$$

$$E = -(1+\beta-\rho) \quad , \quad \bar{\omega} = \frac{-D-\sqrt{D^2-4CE}}{2C}$$

$$A'_1 = A'_2 = \bar{\omega} \cdot \frac{b h_t}{100}$$



3) **Section en Compression simple** :

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

- section theorique : $A_L = \frac{1}{n}\left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{bs}'} - B\right)$
- condition de securité : $\longrightarrow A_L \leq \frac{B}{20}$
- $A_L \geq \frac{1{,}25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{bs}'}$

$$\theta_1 = \begin{cases} 1{,}8 & \text{poteau d'angle} \\ 1{,}4 & \text{" de rive} \\ 1 & \text{" centraux} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a-2c} \quad , \quad \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}\ (\text{en bars})}$$

4) **Flambement des poteaux** :

* longueur de flambement : tous les poteaux (sauf ceux de l'infrastructure)

$l_c = 0{,}7\, l_o = 196\ \text{cm}$

* **Verification au flambement** : on a des poteaux de 25×25

$\frac{l_c}{a} = \frac{196}{25} = 7{,}84 < 14{,}4$, l'article (32.31 CCBA) dans ce cas les pieces seront justifiées uniquement en flexion composeé sans tenir compte de l'effet du flambement.

Sollicit N^{max} et M^{corr}

Poteaux	L7		L2		K7		K2		L4		K4		K6		O7		N7		O6		N6	
Sens	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
N	4,05	2,669	6,565	5,912	7,789	2,795	14,259	9,991	10,035	13,851	23,61	24,88	14,25	16,811	3,795	6,333	7,565	2,508	4,814	8,689	14,19	12,63
M	2,54	3,113	1,750	2,002	4,079	2,760	4,067	0,732	1,196	3,913	3,54	3,799	4,067	2,743	1,864	2,942	3,245	2,585	3,739	2,938	3,121	2,453
e_0	0,627	1,16	0,266	0,34	0,523	0,987	0,285	0,073	0,119	0,282	0,149	0,152	0,285	0,163	0,491	0,464	0,429	1,03	0,776	0,338	0,22	0,194
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	162,97	200,7	205,5	905,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	0,722	1,255	0,361	0,435	0,62	1,08	0,38	0,17	0,214	0,377	0,244	0,247	0,38	0,26	0,10	0,56	0,524	1,125	0,871	0,433	0,315	0,29
M_f	2,924	3,35	2,37	2,57	4,81	3,02	5,42	1,68	2,15	5,22	5,76	6,14	5,42	4,34	0,38	3,54	3,96	2,82	4,2	3,76	4,47	3,65
μ	0,086	0,0988	0,069	0,075	0,1421	0,089	0,1599	0,0495	0,063	0,154	0,1701	0,1814	0,1599	0,128	0,0112	0,1045	0,1170	0,0832	0,1237	0,1110	0,1319	0,1077
K	27,2	24,95	31,1	29,6	19,6	26,6	18,05	38,5	33,1	18,5	17,3	16,55	18,05	21	90,5	24,05	23	27,9	21,5	23,1	20,6	23,6
ε	0,8815	0,874	0,8915	0,8879	0,8555	0,879	0,8487	0,9065	0,8960	0,8568	0,8452	0,841	0,8487	0,8611	0,9526	0,872	0,8684	0,8834	0,863	0,8688	0,8596	0,8705
σ_b'	154,41	168,3	135,1	141,9	214,3	157,9	232,7	109,1	126,9	227,1	242,7	253,8	232,7	200	46,41	174,6	182,6	160,5	195,4	181,82	203,9	178
$\bar{K}$	20,43	20,43	20,43	20,43	21,0	20,43	20,5	25,77	20,92	20,5	21	21	21	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
α					0,4166		0,422			0,4225	0,4166	0,4166	0,416									
ε					0,8611		0,8592			0,8592	0,8692	0,8611	0,8611									
μ'					0,1794		0,1815			0,1815	0,1794	0,1794	0,1794									
ψ_1					9,165		9,295			9,295	9,165	9,165	9,165									
σ_a'					2073		2087			2087,6	2073,5	2073,5	2073,5									
M_1					4,461		4,51			4,51	4,461	4,461	4,461									
ΔM					0,353		0,905			0,708	1,301	1,686	0,957									
A'					0,895		2,28			1,78	3,30	4,281	2,43									
A_{fs}	3,59	4,14	2,877	3,13	5,89	3,72	6,799	2,044	2,59	6,55	7,087	7,57	6,656	3,45	0,43	4,39	4,93	3,45	5,26	4,68	5,63	4,54
A_{fc} cm^2	2,63	3,51	1,314	1,73	4,04	3,054	3,40	0	0,21	3,25	1,146	1,643	3,261	1,45	0	2,886	3,139	2,86	4,11	2,62	2,25	1,53

Poteaux	L7		L2		K7		K2		L4		K4		K6		O7		N7		O6		N6	
sens	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
N	0,912	-2,253	2,210	1,192	4,35	-1,643	7,547	4,533	2,659	7,362	9,856	13,414	7,547	6,921	1,075	2,520	4,297	-1,250	2,488	2,867	7,68	5,010
M	3,201	3,203	3,401	3,286	3,137	2,908	2,919	2,532	3,273	2,821	2,895	2,373	2,919	3,276	2,606	2,528	2,447	2,733	2,738	2,720	2,126	2,496
e_0	3,51	1,42	1,539	1,449	0,721	1,791	0,386	0,550	1,23	0,383	0,293	0,177	0,387	0,473	2,424	1,003	0,569	2,186	1,100	0,948	0,277	0,498
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	3,605	1,515	1,634	1,594	0,816	1,886	0,481	0,653	1,325	0,478	0,39	0,272	0,482	0,57	2,52	1,10	0,664	2,281	1,195	1,043	0,372	0,593
Mf	3,29	3,41	3,61	3,49	3,55	3,06	3,63	2,96	3,52	3,52	3,82	3,65	3,63	3,93	2,71	2,76	2,75	2,85	2,97	2,99	2,85	2,97
μ	0,097	0,1007	0,1066	0,1031	0,1047	0,0985	0,1071	0,087	0,1040	0,1038	0,1129	0,1077	0,1074	0,1160	0,0799	0,0817	0,1482	0,0841	0,0877	0,0882	0,0843	0,087
K	25,2	24,6	23,7	24,2	24,0	26,4	23,6	27	24,1	24,1	22,8	23,6	23,6	22,4	28,6	28,2	27,6	27,7	26,9	26,8	27,6	26,9
ε	0,8756	0,8737	0,8708	0,8725	0,8718	0,8792	0,8705	0,8810	0,8721	0,8771	0,8637	0,8705	0,8705	0,8663	0,8853	0,8843	0,8826	0,8829	0,8807	0,8804	0,8826	0,887
σ_b'	166,67	170,7	177,2	173,5	175	159	178	155,5	174,3	174,3	184,2	178	178	187,5	146,8	149	152,2	151,6	156,1	156,7	152,2	156,1
$\bar{K}$	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,42	20,43	20,43	20,43
α																						
ε																						
μ'																						
y_1																						
σ_a'																						
M_1																						
ΔM																						
A'																						
Afs	4,06	4,23	4,49	4,34	4,41	3,77	4,51	3,64	4,37	4,37	4,77	4,53	4,53	4,91	3,31	3,38	3,50	3,49	3,65	3,68	3,50	3,65
Afc	3,846	4,76	3,96	3,81	3,37	4,15	2,72	2,56	3,74	2,61	3,02	1,34	2,73	3,26	3,054	2,78	2,47	3,79	3,06	2,99	1,67	2,46

IV et 10

Poteaux	L7		L2		K7		K2		L4		K4		K6		O7		N7		O6		N6	
sens	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans
N	1,89	-2,253	4,499	4,261	7,789	-1,623	14,259	8,506	8,177	13,851	23,617	24,88	14,259	13,259	2,077	-1,558	7,565	-1,250	4,814	5,327	14,90	9,644
M	4,042	3,203	4,548	4,314	4,079	2,908	4,067	4,936	4,478	3,913	3,54	3,799	4,067	4,169	3,322	3,046	3,245	2,733	3,739	3,318	3,121	3,103
C_o	2,14	1,42	1,011	1,012	0,523	1,791	0,285	0,58	0,547	0,282	0,149	0,152	0,285	0,314	1,599	1,955	0,429	2,186	0,776	0,623	0,22	0,321
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	2,23	1,51	1,10	1,11	0,62	1,88	0,38	0,675	0,642	0,38	0,244	0,25	0,38	0,41	1,69	2,05	0,524	2,281	0,871	0,72	0,815	0,41
M_f	4,22	3,41	4,97	4,72	4,81	3,06	5,42	5,74	5,25	5,22	5,76	6,14	5,42	5,42	3,52	3,19	3,96	2,85	4,19	3,82	4,46	4,01
μ	0,1246	0,1007	0,1468	0,1392	0,1420	0,090	0,1599	0,1694	0,1549	0,1541	0,1701	0,1814	0,1599	0,1600	0,1038	0,0943	0,1170	0,084	0,1237	0,1129	0,1319	0,1184
K	21,4	24,6	19,1	19,8	19,6	26,4	18,1	17,3	18,4	18,5	17,3	16,5	18,1	18	24,1	25,7	22,3	27,6	21,5	22,8	20,5	22,1
ε	0,8626	0,8737	0,8534	0,8563	0,8555	0,879	0,8489	0,8452	0,8503	0,8508	0,8412	0,8413	0,8489	0,8485	0,8721	0,8771	0,8660	0,8826	0,863	0,8677	0,8592	0,8652
σ_b'	196,3	170,7	219,9	212,1	214,3	159,1	232	242	228,3	227,1	243	255	232	233,3	174,3	163,4	188,3	152,1	195,3	184,2	204,8	190
$\bar{K}$	20,43	20,43	20,43	20,5	20,5	20,43	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
α			0,4225	0,4225	0,4225		0,4225	0,4225	0,4225	0,4225	0,4225	0,4225	0,4225	0,4225								
ε			0,8592	0,8592	0,8592		0,8592	0,8592	0,8592	0,8592	0,8592	0,8592	0,8592	0,8592								
μ'			0,1815	0,1815	0,1815		0,1815	0,1815	0,1815	0,1815	0,1815	0,1815	0,1815	0,1815								
y_1			9,31	9,287	9,295		9,295	9,295	9,295	9,295	9,295	9,295	9,295	9,295								
σ_a'			2089	2087,6	2087,6		2087,6	2087,6	2087,6	2087,6	2087,6	2087,6	2087,6	2087,6								
M_1			4,51	4,51	4,51		4,51	4,51	4,51	4,51	4,51	4,51	4,51	4,51								
ΔM			0,46	0,204	0,30		0,91	1,23	0,74	0,71	1,25	1,63	0,91	0,91								
A'			1,17	0,514	0,7576		2,28	3,10	1,86	1,79	3,15	4,12	2,28	2,28								
A_{fs}	5,30	4,23	6,25	5,92	6,04	3,77	6,80	7,20	6,59	6,55	7,23	7,71	6,80	6,80	4,37	3,94	4,95	3,49	5,26	4,77	5,63	5,02
A_{fc}	4,85	4,76	5,17	4,90	4,19	4,15	3,40	5,18	4,64	3,26	1,61	1,79	3,40	3,65	3,87	4,31	3,15	3,79	4,11	3,50	2,25	2,72

Tableaux recapitulatif du ferraillage des poteaux:

Solli / Pot	SP1 A^{min} long	SP1 A^{min} trans	SP1 A^{min} total	SP2 $A=A'$ long	SP2 $A=A'$ trans	A^{min} RPA	A^{max} RPA	A adopté	Ferraillage longit	Ferraillage transr
L7	1,28	0,093	1,373	4,85	4,76	6,25	25	16,08	2(3T16)	2(3T16)
L2	2,42	2,22	4,64	5,17	4,90	6,25	25	16,08	2(3T16)	2(3T16)
K7	0,94	0,201	1,141	4,19	4,15	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
K2	1,77	3,15	4,92	3,40	5,18	6,25	25	16,08	2(3T16)	2(3T16)
L4	3,23	1,71	4,94	4,64	3,26	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
K4	2,21	2,21	4,42	3,30	4,281	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
K6	1,26	4,60	5,86	2,73	3,65	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
O7	1,27	0,256	1,526	3,87	4,31	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
N7	0,92	0,215	1,135	3,15	3,79	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
O6	1,902	0,88	2,782	4,11	3,50	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)
N6	1,26	1,01	2,27	2,25	2,72	6,25	25	12,31	2(3T14)	2(3T14)

Armatures transversales:

vérification de la resistance à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{nT}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 0{,}15\,\sigma'_{28} = 40{,}91 \text{ Kg/cm}^2 \qquad n = \begin{cases} 2 \text{ si } \lambda \geq 15 \\ 3 \text{ si } \lambda < 15 \end{cases}$$

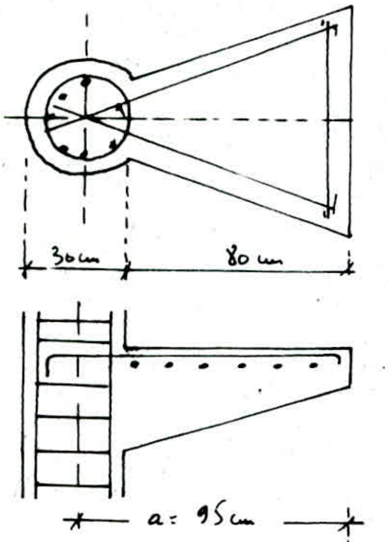
$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \quad , \quad T = \max\left(T_l^{max}, T_t^{max}\right)$$

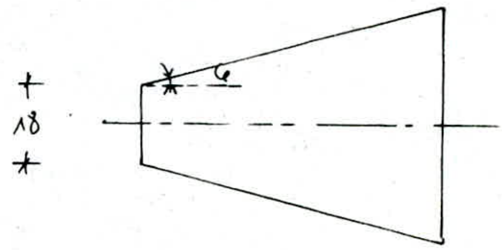
Pot	l_c (m)	I (m^4) 10^{-5}	B m^2	i	n	λ	T (t)	Z (cm)	τ_b (kg/cm²)	$\bar{\tau}_b$ kg/cm²
L7	1,96	391,0	0,0625	0,25	3	7,84	1,88	19,25	11,72	40,91
L2	=	=	=	=	=	=	1,88	=	11,72	40,91
K7	=	=	=	=	=	=	1,991	=	12,41	40,91
K2	=	=	=	=	=	=	1,991	=	12,41	=
L4	=	=	=	=	=	=	2,142	=	13,35	=
K4	=	=	=	=	=	=	1,991	=	12,41	=
K6	=	=	=	=	=	=	2,219	=	13,83	=
O7	=	=	=	=	=	=	1,782	=	11,11	=
N7	=	=	=	=	=	=	1,826	=	11,38	=
O6	=	=	=	=	=	=	1,826	=	11,61	=
N6	=	=	=	=	=	=	1,655	=	10,31	=

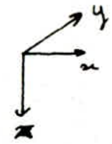
3º PARTIE

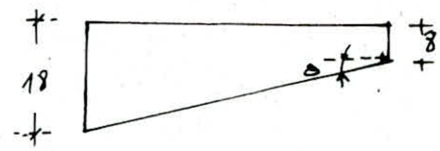
MINARET

ESCALIER à noyau CENTRAL









a) Calcul de la console:

poids propre de la Console: $V = \iiint dx\, dy\, dz$, $\boxed{0 \leq x \leq 80}$

$-a - x\,tg\alpha \leq y \leq +a + x\,tg\alpha$ $\qquad tg\alpha = \frac{b}{x} = \frac{21}{80}$ et $|a| = 9$

$\boxed{-9 - x\frac{21}{80} \leq y \leq +9 + \frac{21}{80}x}$, $0 \leq Z \leq 18 - x\,tg\theta$, $tg\theta = \frac{18-8}{80} = \frac{10}{80}$

$\boxed{0 \leq Z \leq 18 - \frac{10}{80}x}$

$$V = \int_0^{80} dx \int_{-9-\frac{21}{80}x}^{+9+\frac{21}{80}x} dy \int_0^{18-\frac{10}{80}x} dZ =$$

$$= \int_0^{80} dx \left(18 + \frac{42}{80}x\right)\left(18 - \frac{10}{80}x\right) , \quad V = \int_0^{80} dx \left(324 + \frac{756}{80}x - \frac{180}{80}x - \frac{420}{80^2}x^2\right)$$

$$V = \int_0^{80} dx \left(324 + \frac{576}{80}x - \frac{420}{80^2}x^2\right)$$

$$V = \left[324x + \frac{576}{80\times 2}x^2 - \frac{420\, x^3}{80^2 . 3}\right]_0^{80} , \quad V = 25920 + 23040 - 11200 = 37760\,cm^3$$

$P = \gamma_b . V = 2,5 \times 10^{-3} \times 37760 = 94,4\,Kg$

- Calcul du point d'application :

On a $y_G = 0$ car symetrie

$$X_G = \frac{1}{V}\iiint x\, dx\, dy\, dz , \quad X_G = \frac{1}{V}\int_0^{80} x\, dx \left(324 + \frac{576}{80}x - \frac{420}{80^2} . x^2\right)$$

$$x_G = \frac{1}{37760}\int_0^{80}\left(324x + \frac{576x^2}{80} - \frac{420}{80^2}x^3\right)dx = \frac{1}{37760}\left[\frac{324}{2}x^2 + \frac{576}{80\times3}x^3 - \frac{420\times x^4}{80^2.4}\right]_0^{80}$$

$$x_G = \frac{1}{37760}\left[1036800 + 1228800 - 672000\right] = 42{,}20\ cm.$$

<u>Calcul de la surcharge S_r :</u> $\quad A = 250\ kg/m^2$

calcul de la surface : $S = \iint dx\,dy = \int_0^{80}dx\int_{-9-\frac{21}{80}x}^{+9+\frac{21}{80}x}dy = \int_0^{80}\left(18 + \frac{42}{80}x\right)dx$

$$= \left[18x + \frac{42}{80.2}.x^2\right]_0^{80} = 1440 + 1680 = 3120\ cm^2$$

surcharge $S_r = 250\times3120\times10^{-4}\times1{,}2 = 93{,}6\ Kg.$

<u>Point d'application de la surcharge:</u>

$y_G = 0$

$$x_G = \frac{1}{S}\iint x\,dx\,dy = \frac{1}{S}\int_0^{80}\left(18x + \frac{42}{80}x^2\right)dx = \frac{1}{3120}\left[\frac{18x^2}{2} + \frac{42}{80}.\frac{x^3}{3}\right]_0^{80}$$

$$= \frac{1}{3120}\left[57600 + 89600\right] = 47{,}17\,cm.$$

c) <u>Calcul du moment d'encastrement:</u>

$$M = P.X_{ps} + S_r\,X_{ps} = (94{,}4\times42{,}2 + 93{,}6\times47{,}17)10^{-2} = 83{,}98\ kg.m$$

d) <u>Calcul de l'effort tranchant :</u>

$T = 94{,}4 + 93{,}6 = 188\ kg.$, $\quad A = \dfrac{M}{z\,\sigma_a} = \dfrac{83{,}98\times10^2}{\frac{7}{8}.8.\ 2800} = 0{,}42\ cm^2$

on prend : $3T8 = 1{,}5\ cm^2$.

pour les armatures de repartition on choisi $5\phi6 = 1{,}41\ cm^2$

Le calcul du noyau a été precisé par NickoLSKY, le moment de flexion dans le noyau est sinusoidal, le long de sa hauteur

$M = \dfrac{qa^3}{3}\left(1 - \cos\pi\dfrac{x}{h}\right)$ $\quad a = 95\ cm$

un maximum pour $x = (2n+1)\,h$ $\quad$ d'où $\boxed{M = \frac{2}{3}qa^3}$

$G = \dfrac{18+8}{2}.10^{-2}\times2500 = 325\ kg/m^2$.

$P = 250\ kg/m^2$

q : charge par m^2 de projection
a : direction du centre de noyau à l'excentricité du marche

Le calcul ci dessus admet que l'extremités du noyau sont simplement appuyées. S'il y a encastrement le maximum du moment est plus faible.

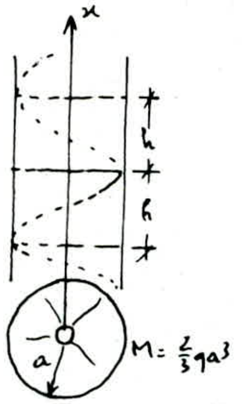
$M = \frac{2}{3} q a^3$ $\qquad q = G + 1,2p = 325 + 1,2 \times 250 = 625\ kg/ml$.

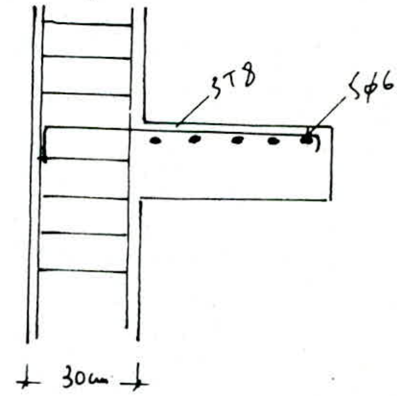
$M = \frac{2}{3} . 625 . \overline{0,95}^3 = 357,23\ kg.m$ $\qquad \begin{cases} K_a = \dfrac{M}{r^3 . \bar{\sigma}_a} = \dfrac{357,23 \times 10^2}{15^3 . 2800} = 3,7 . 10^{-3} \\ K_e = \dfrac{N_r}{M} = 0 \end{cases}$

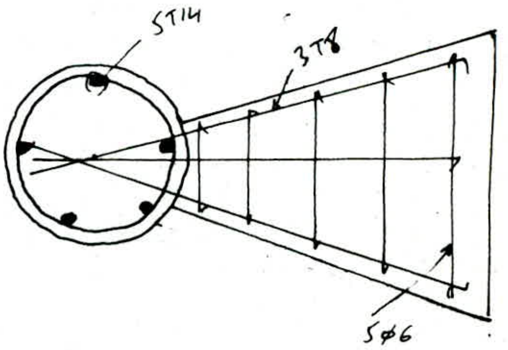
$K = 51,26$, $\bar{w} = 0,27$ (aide mémoire Béton) page 194.

$A = \dfrac{\bar{w} . \pi r^2}{100} = \dfrac{0,27 . 3,14 \times 15^2}{100} = 1,9\ cm^2$, $\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = \dfrac{2800}{51,26} = 54,62 < \bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2$

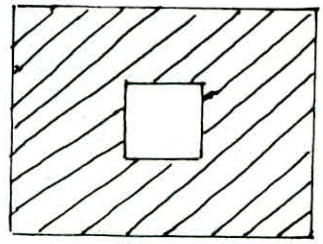
On constate que la section d'armature est très faible est comme RPA 81 Version 83 précise que les armatures utilisées dans les poteaux doivent espacé au maximum 25cm est le diamètre au moins egal à 14mm. on utilise $5T14 = 7,69\ cm^2$







Calcul de la dalle et Ferraillage :



La dalle à une ouverture de 1,90 × 1,90 m.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow$ dalle appuyée sur 4 côtés

$M_x = \mu_x \, q \, l_x^2$, $\quad M_y = \mu_y \cdot M_x \quad q = G + 1{,}2P$.

$P = 250 \, Kg/m^2$, $G = 0{,}10 \times 2500 = 250 \, Kg/m^2 \rightarrow q = 550 \, Kg/m^2$

$$\begin{cases} M_x = 0{,}0423 \times 550 \times \overline{3{,}6}^2 = 301{,}5 \, Kg.m. \\ M_{oy} = M_{ox} = 301{,}5 \, Kg.m \end{cases}$$

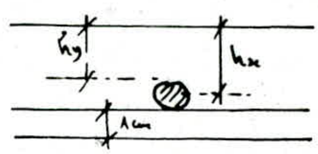
$2G > S$, plancher à faible surcharge on applique la methode forfaitaire

On respectant : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1{,}25 M_o$.

on prend $M_w = M_e = 0{,}5 M_o$.
$M_t = 0{,}75 \, M_o$.

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0{,}75 \, M_{ox} = 226{,}12 \, Kg.m. \\ M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5 \, M_{ox} = 150{,}75 \, Kg.m. \end{cases}$$

Calcul des armatures :



On utilise $\phi 6$, $h_x = 10 - 1 - \frac{0.6}{2} = 8{,}7 \, cm$.

$h_y = h_x - \frac{\phi}{2} = 8{,}4 \, cm$

$z_x = 0{,}9 h_x = 7{,}83$, $z_y = 7{,}56 \, cm$ $\qquad A = \frac{M}{z \, \sigma_a}$ methode approchée

$A_{tx} = A_{ty} = \frac{226{,}12 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7{,}83} = 1{,}04 \, cm^2 \longrightarrow 6 \phi 6 = 1{,}69 \, cm^2$

$A_{ax} = A_{ay} = \frac{150{,}75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7{,}83} = 0{,}687 \, cm^2 \longrightarrow 4 \phi 6 = 1{,}13 \, cm^2$.

espacement : $\min \begin{cases} 3h, & 33 \, cm. \\ 4h, & 44 \, cm \end{cases}$

Calcul des espacements pour $\phi 6$, $A = 0{,}28 \, cm^2$

	espacement	e max
$A_{tx} = A_{ty} = 1{,}69 \, cm^2$	16,56 cm.	< 33 cm
$A_{ax} = A_{ay} = 1{,}13 \, cm^2$	24,77 cm	< 44 cm.

Calcul d'effort tranchant :

$$T_x = q l_x l_y^4 \left[\frac{1}{2(l_y^4 + l_x^4)} \right] \quad , \quad T_y = q l_y l_x^4 \left[\frac{1}{2(l_y^4 + l_x^4)} \right]$$

$\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$, $\bar{\tau}_b = 1,15\bar{\sigma}_b = 6,78 \ Kg/cm^2$, $T_x = T_y = 495 \ Kg$.

$\tau_b = \frac{495}{8,75 \cdot 100} = 0,56 < 6,78 \ Kg/cm^2$ pas besoin d'armatures transversales.

- pour le Calcul d'armature de compensation pour l'ouverture

$M_{ox} = M_{oy} = 84 \ Kg.m$ $M_{tx} = M_{ty} = 63 \ Kg.m$. $M_{ax} = M_{ay} = 42,0 \ Kg.m$.

$A_{tx} = A_{ty} = \frac{63 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7,83} = 0,287 \ cm^2 \longrightarrow 2\phi 6 = 0,56 \ cm^2$.

$A_{ax} = A_{ay} = \frac{42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7,83} = 0,19 \ cm^2 \longrightarrow 2\phi 6 = 0,56 \ cm^2$.

- Condition de non fissuration:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 251,11 \ Kg/cm^2 \\ \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{\eta K}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3686,9 \ Kg/cm^2 \end{aligned}\right\} \text{ donc } \bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max \begin{cases} \sigma_1 = 251,1 \\ \sigma_2 = 3686,9 \end{cases} \\ \sigma_a = 2800 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = 2800$$

pas de risque de fissuration.

- Verification des contraintes:

$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,169 \Rightarrow \varepsilon = 0,9329$, $K = 59,5$

d'où $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = \frac{22612}{0,9329 \times 10 \times 1,69} = 1434,2 \ Kg/cm^2 < 2800 \ Kg/cm^2$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 24,1 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \ Kg/cm^2$

- Verification de non fragilité:

$$A = 0,69 \ bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,969$$

* en travée : $A_t = 1,69 > 0,969 \ cm^2$ verifiée

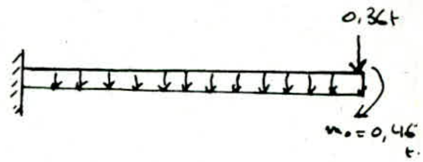
* en appui : $A_a = 1,13 > 0,969 \ cm^2$ " "

- Verification des armatures: (C.C.B.A 68 Art 52)

$\frac{A_x}{bh} \geq \frac{\psi}{2} (2-5) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2$, $\frac{A_x}{b \cdot h} = \frac{1,69}{10 \cdot 100} = 1,69 \cdot 10^{-3}$

$\frac{\psi}{2} (2-5) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2 = 6,53 \cdot 10^{-4}$ d'où $1,69 \cdot 10^{-3} > 6,53 \cdot 10^{-4}$ verifiée.

Ferraillage du balcon :



Largeur $= 70$ cm ; epaisseur $= 10$ cm soumi à :

- poids propre : $2,5 \times 0,1 = 0,25\,t/m^2$
- acrotère : $1 \times 2,5 \times 0,12 = 0,3\,t$ $\rightarrow P = 0,36t$
- main courante : $100\,Kg/ml$ $\rightarrow M_o = 1,2 \times 0,39 \times 1 \times 100 = 0,468\,t.m$.
- charge d'exploitation : $250\,kg/m^2$, $q = G + 1,2P = 1^m\,(0,25 + 1,2 \times 0,25) = 0,55\,t/ml$

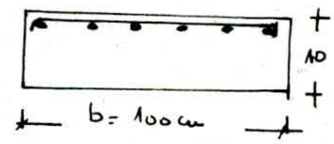
Pour l'encastrement : $M = (-M_o + Pl + \frac{ql^2}{2}) = 0,854\,t.m$.

Ferraillage:

$b = 100$ cm , $h_t = 10$ cm . $d = 2$ cm . $h = 8$ cm

$$\mu = \frac{nM}{\overline{\sigma_a} \cdot b h^2} = \frac{15 \times 0,854}{2800 \cdot 100 \cdot \overline{8}^2} = 0,0714 \rightarrow \varepsilon = 0,8906 \rightarrow K = 30,7 \ , \bar{\omega} = 0,535$$

$$\sigma_b' = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} = \frac{2800}{30,7} = 91,20 < \overline{\sigma_b'} = 137\,Kg/cm^2 \rightarrow A = 4,2\,cm^2$$



on choisi $6T10 = 4,71\,cm^2$ espacé 16cm.

pour armatures de repartition $\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}$ armatures principales

soit $4T8 = 2,01\,cm^2$

① verification à l'effort tranchant:

$$\overline{\tau_b} = 1,15\,\overline{\sigma_b} = 1,15 \times 5,9 = 6,785\,Kg/cm^2 \ ; \ T = ql + p = 0,745\,t$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = 1,06\,Kg/cm^2 < \overline{\tau_b} \quad \text{verifiée}$$

② verification des contraintes :

$$M = 0,854\,t.m . \qquad \bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b.h} = 100 \cdot \frac{4,71}{100 \cdot 8} = 0,558 \ , \ K = 29 , \ \varepsilon = 0,8864$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = 2559,6 < 2800\,Kg/cm^2 \ , \ \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2556,9}{29} = 88,17\,Kg/cm^2 < \overline{\sigma_b'} = 137$$

③ verification à la non fissuration :

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,71}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0117 \ , \ K = 1,5 \cdot 10^6$$

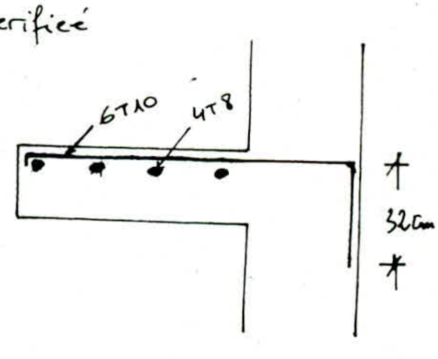
$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\overline{\omega_f}}{1 + 10\,\overline{\omega_f}} = 1713\,Kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta\,\overline{\sigma_b}}{\phi}} = 2855,9\,kg/cm^2 > 2800\,kg/cm^2 \text{, verifiée}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\tau_d}} \ , \ \overline{\tau_d} = 2,5\,\psi_d \cdot \overline{\sigma_b} = 22,125\,kg/cm^2.$$

$$l_d = \frac{10}{4} \cdot \frac{2800}{22,125} = 31,63 \rightarrow \text{soit } l_d = 32\text{cm}$$



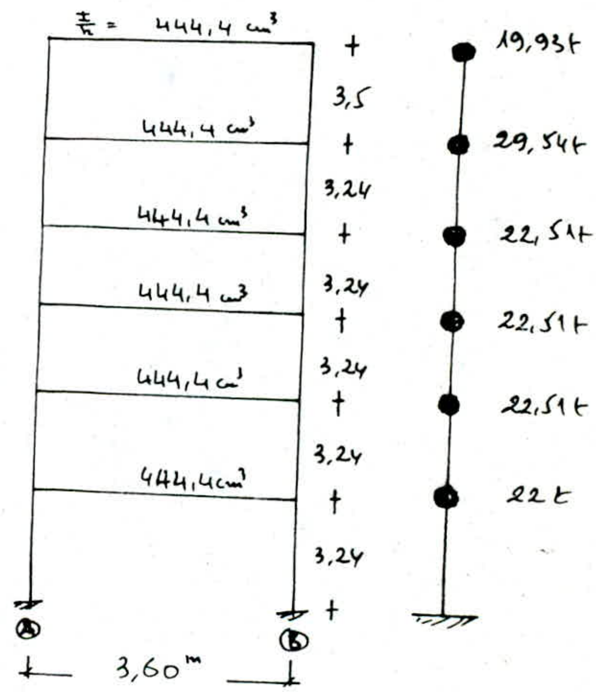
ETUDE DU MINARET

Introduction : Le minaret est en forme carré de $(3,90 \times 3,90)$, en beton armé le systeme de contreventement est en portique, il est de hauteur 21,20 m.

Analyse sismique : L'analyse sismique d'une structure est necessaire, pour cela on presente la structure par un modèle mathematique

choix du modèle :,
pour notre ouvrage le modèle retenu est la console encastré à la base, avec des masses concentrées ; le deplacement sera dans un seul sens, dans le plans horizontal

Niv	Pot	$\bar{K}$	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
6	A	4,60	0,69	192,8	133,03	266,0	9880
	B	4,60	0,69	192,8	133,03		
5, 4, 3 et 2	A	4,26	0,68	208,33	141,66	283,32	12270
	B	4,26	0,68	208,33	141,66		
1	A	2,13	0,637	208,33	132,7	265,4	11510
	B	2,13	0,637	208,33	132,7		



Poteaux : (30×30)
Poutres : (30×40)

Methode de HOLZER :

Principe du methode : c'est une methode itterative basée sur la notion de regidité relative du niveau
par définition la regidité du niveau "j" est donnée par :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}} \quad \text{d'où} \quad x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j}, \quad T_j = \sum_{k=j}^{n} F_k, \quad F_k = m_k \omega^2 x_k.$$

$$x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{j}^{n} m_k x_k, \quad x_j(t) = x_j \sin(\omega t + \varphi)$$

d'où
$$x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{j}^{n} m_k x_k \qquad (1)$$

Condition au limite :

- à la base de la structure le deplacement relatif de niveau est nul $x_0 = 0$
au sommet on prend $x_n = 1$.

Les formes propres sont définie à une constante près :

$$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2}\sum_{k=2}^{n} m_k x_k \quad , \quad x_0 = 0 = x_1 - \frac{\omega^2}{R_1}\sum_{1}^{n} m_k x_k \Rightarrow x_1 = \frac{\omega^2}{R_1}\sum_{1}^{n} m_k x_k .$$

La condition à la base donne : $x_0 = 0 \Rightarrow \frac{\omega^2}{R_1}\sum_{k=1}^{n} m_k x_k = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2}\sum_{k=2}^{n} m_k x_k$ (2)

La methode de HOLZER consiste à la determination des pulsations $\omega_1, \omega_2, \dots \omega_n$ et des formes propres $x_1, x_2 \dots x_n$ en resolvant l'équation de recurence (1) par approximation successives pour ω dont la bonne valeur satisfait la condition à la base [equation (2).]

determination de la periode :

$\omega^2 = 29{,}5$

k	m_k (kg)	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^4$	R_k 10^7 N/m	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
6	19930	58,79	1,00	58,79	58,79	0,988	0,059
5	29540	87,14	0,940	81,95	140,74	1,227	0,114
4	22510	66,40	0,825	54,79	195,53	1,227	0,159
3	22510	66,40	0,665	44,19	239,72	1,227	0,195
2	22510	66,40	0,469	31,18	270,90	1,227	0,220
1	22000	64,9	0,248	16,10	287,00	1,151	0,249

$\omega = \frac{2\pi}{T} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$

$T = \frac{2\pi}{\sqrt{29{,}5}} = 1{,}156$ s

1er mode

$\omega^2 = 265$

k	m_k	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^4$	R_k $\times 10^7$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
6	19930	528,14	1,00	528,14	528,14	0,988	0,534
5	29540	782,81	0,465	364,35	892,49	1,227	0,727
4	22510	596,51	-0,262	-156,51	735,9	1,227	0,599
3	22510	596,51	-0,861	-513,59	222,3	1,227	0,181
2	22510	596,51	-1,042	-621,66	-399,36	1,227	-0,325
1	22000	583	-0,717	-418,01	-817,37	1,151	-0,718

$T = \frac{2\pi}{\sqrt{265}} = 0{,}385$ s

2ème mode.

methode de STODOLA _ VIANELLA :

La déformeé et la periode du 1er mode de vibration sont evaluées par iteration. Les modes suivants peuvent ensuite être determinés tout en se basant sur l'orthogonalités des vecteurs propres.

Les caracteristiques necessaires sont : matrice de regidité, de souplesse, de masse et la matrice dynamique.

$$[D] = [S][M] \quad , \quad S_i = \frac{1}{R_i}$$

matrice de regidité :

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & (k_1+k_2) & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_2 & (k_2+k_3) & -k_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_3 & (k_3+k_4) & -k_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_4 & (k_4+k_5) & -k_5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_5 & (k_5+k_6) \end{bmatrix}$$

matrice de souplesse :

$$\begin{bmatrix} s_1+s_2+s_3+s_4+s_5+s_6 & s_2 \div s_6 & s_3 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_6 \\ s_2 \div s_6 & s_2 \div s_6 & s_3 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_6 \\ s_3 \div s_6 & s_3 \div s_6 & s_3 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_6 \\ s_4 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_4 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_6 \\ s_5 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_5 \div s_6 & s_6 \\ s_6 & s_6 & s_6 & s_6 & s_6 & s_6 \end{bmatrix}$$

matrice masse :

$$M = \begin{bmatrix} 19{,}93 & 0 & \cdots & & 0 & 0 \\ \vdots & 29{,}54 & & & & \vdots \\ 0 & & 22{,}51 & & & \\ \vdots & & & 22{,}51 & & \\ & & & & 22{,}51 & \\ 0 & \cdots & & 0 & & 22 \end{bmatrix}$$

La matrice dynamique sera calculer par : $[D] = [S].[M]$

on determine le vecteur deplacement $\{U_1\}$ par la formule : $\{U_1\} = \omega^2 [S].[M]\{U_0\}$

<u>calcul du mode fondamental :</u>

on part d'une déformeé approchée normalisée $\{U_0\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$

$$\{U_1\} = [S].[M]\{U_0\} = [D]\{U_0\}.$$

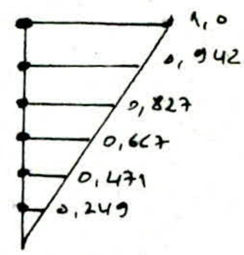
<u>la matrice dynamique $[D]$:</u>

$$\begin{bmatrix} 10,1 & 12,11 & 7,4 & 5,58 & 3,76 & 1,89 \\ 8,17 & 12,11 & 7,4 & 5,58 & 3,76 & 1,89 \\ 6,55 & 9,71 & 7,4 & 5,58 & 3,76 & 1,89 \\ 4,94 & 7,32 & 5,58 & 5,58 & 3,76 & 1,89 \\ 3,32 & 4,93 & 3,76 & 3,76 & 3,76 & 1,89 \\ 1,71 & 2,54 & 1,93 & 1,93 & 1,93 & 1,89 \end{bmatrix} \qquad \{U_0\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\{\bar{U}_1^{(1)}\} = \begin{bmatrix} 40,84 \\ 39,91 \\ 34,89 \\ 29,07 \\ 21,42 \\ 11,93 \end{bmatrix} \longrightarrow \{U_1^{(1)}\} \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,977 \\ 0,854 \\ 0,711 \\ 0,524 \\ 0,292 \end{bmatrix} ; \{\bar{U}_1^{(2)}\} = \begin{bmatrix} 34,74 \\ 32,81 \\ 28,84 \\ 23,34 \\ 16,54 \\ 8,77 \end{bmatrix} \longrightarrow \{U_1^{(2)}\} \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,944 \\ 0,830 \\ 0,671 \\ 0,476 \\ 0,252 \end{bmatrix}$$

$$\{\bar{U}_1^{(3)}\} = \begin{bmatrix} 33,68 \\ 31,75 \\ 27,86 \\ 22,49 \\ 15,88 \\ 8,39 \end{bmatrix} \longrightarrow \{U_1^{(3)}\} \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,942 \\ 0,827 \\ 0,667 \\ 0,471 \\ 0,249 \end{bmatrix} ; \{\bar{U}_1^{(4)}\} = \begin{bmatrix} 33,59 \\ 31,66 \\ 27,78 \\ 22,41 \\ 15,82 \\ 8,36 \end{bmatrix} \longrightarrow \{U_1^{(4)}\} \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,942 \\ 0,827 \\ 0,667 \\ 0,471 \\ 0,249 \end{bmatrix}$$

$$\omega^2 = g \cdot \frac{U_{11}}{\bar{U}_{11}^{\circ}} = \frac{981}{33,59} = 29,20 \quad , \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 1,16\ s \qquad \omega = 5,4\ rd/s$$



<u>Calcul de coefficient de participation :</u>

$$M_I = \frac{(\Sigma m_j x_j)^2}{\Sigma m_j \, \Sigma m_j x_j^2} = \frac{2556291,2}{139 \times 22570,78} = 0,8147$$

$M_I = 81,47\% > 78\%$ donc le 1er mode est largement suffisant.

ETUDE AU VENT.

I) GENERALité : Le vent est assimilé a des forces statiquement appliqués à la construction, ces forces dependent de la region, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, des coefficients de trainée et de l'effet du masque.
En effet le vent correspond à un phénomène vibratoire qui met en mouvement la structure resistante caracterisé par sa periode propre fondamentale. L'introduction du coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phénomènes. La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale, dans les calculs, on devraitenvisager une pression dynamique normale et extrême du vent, Le rapport $\frac{P_e}{P_n} = 1,75$
ces actions seront determinés par la relation donné D.T.U. NV 65.

II) pression dynamique:

$$q = q_H \cdot K_S \cdot K_m \cdot \delta$$

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

q_H : pression de base au niveau H.

H : hauteur de la construction.

q_{10} : la pression de base à 10m du sol.

coef δ : il tient compte de l'effet de dimension, il est fonction de la hauteur de la construction et de niveau pris en consideration
$\delta = 0,7$ $H \leq 30$ m. $H = 21,2$ m. (NV65 fig R III.2)

effet du masque K_m : On supposera que notre ouvrage n'est pas abrité par une construction
$K_m = 1$

effet de site K_S :
Region II site exposé $\rightarrow$ $K_S = 1,3$.

H(m)	q_H (kg/m²)	Ks	Km	δ	q_n (kg/m²)	q_e (kg/m²)
0	52,5	1,3	1	0,7	47,77	83,6
10	70	1,3	1	0,7	63,7	111,47
15	77	1,3	1	0,7	70,07	122,62
19,7	82,77	1,3	1	0,7	75,32	131,81

Action d'ensemble:
L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donné sur une Construction se ramène à la resultante R de trois forces.

La Trainée T : suivant la direction horizontale du vent, elle produit un effet d'entrainement et de renversement.

La derive L : Suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal

La portance U : suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de soulevement et eventuellement de renversement.

La trainée :

$$T = \delta . C_t . \beta . q_{cr} \, d \qquad , \quad C_t = \delta_0 C_{t_0} \qquad C_{t_0} = 0{,}85 \rightarrow C_t = 1{,}3$$

$S = 12{,}96\ m^2$, $h = 19{,}7\,m$ $\Rightarrow \lambda = \frac{h^2}{S} = 29{,}94$

Coefficient dynamique β : Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dependent des caracteristiques aerodynamiques et mecaniques de la construct avec en Tout premier lieu la periode fondamentale d'oscillation de la struct dans la direction etudiée. Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafale, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accelerations et decelerations irregulieres repetées et variables en durée, il en resulte une aggravation des déformations et pour suite des oscillations et de leurs effet dont tient compte le coefficient β par lequel il convient de majorer les actions statiques si toute fois ce coefficient est superieur à 1.

$$\beta = (1 + \xi \tau)\theta .$$

ξ : coef de reponse, il est donné en fonction de la periode (NV.65. R III.3)
$T = 1{,}16\,s \Rightarrow \xi = 0{,}45$
τ : coef de pulsation, il est determiné à chaque niveau considéré en fonction de la côte H au dessus du sol pour l'echelle fig R III.4
θ : coef global depend de type de construction.

$\theta = 0{,}7$ pour $H \leq 30\,m$ car $\theta = 0{,}7 + 0{,}01(H - 30)$

H	τ	θ	ξ	$1+\tau\xi$	β
0	0,36	0,7	0,45	1,162	0,813
10	0,36	0,7	0,45	1,162	0,813
15	0,355	0,7	0,45	1,159	0,811
19,7	0,33	0,7	0,45	1,148	0,803

$T = C_t . d . q$, $T_r = \delta . C_t . \beta . q_{cr} . d = 3{,}276 \, \beta q_{cr}$

H (m)	q_H (kg/m²)	q_c	T_{rn} (kg/ml)	T_{re}
0	47,775	83,6	127,24	222,67
10	63,7	111,47	169,65	296,9
15	70,07	122,6	186,16	325,78
19,7	75,32	131,81	198,13	346,74

d : largeur du maitre couple.

La derive : elle correspond à la force qui prenden compte l'action des tourbillons de KARMAN, on admet que la construction est soumise à une force statique

$L = \delta . C_L \beta' q_{cr} d \frac{H}{h}$

δ : coef tient compte des dimension
C_L : coef de derive pris egal à 0,2
β' : coef de majoration dynamique tient compte de l'amortissement
q_{cr} : pression dynamique critique correspend à la vitesse de resonnance
d : largeur du maitre couple.
h : hauteur de la construction.
H : côté de niveau consideré, compté à partir du sol.

La Theorie de KARMAN montre que la periode des tourbillons est donné par :

$T_K = \frac{d}{S . V}$

V : vitesse du fluide
S : nbre de STROUHOL , $S = 0{,}25$

La resonnance est obtenue lorsque $T_K = T$.
T : periode de vibration propre de la construction , $V_{cr} = \frac{d}{ST}$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilitée de mise en resonnance, on a donc admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse 25 m/s, il est unitile de faire un calcul de resonnance

$d = 3{,}6$ m , $T = 0{,}831$, $V_{cr} = 17{,}32$ m/s < 25 m/s

$\beta' = 0{,}3$, $L = 0{,}7 \times 0{,}2 \times 0{,}3 \times 3{,}6 \times \frac{3{,}6}{19{,}7} q_{cr} = 0{,}027 \, q_{cr}$

La portance U :

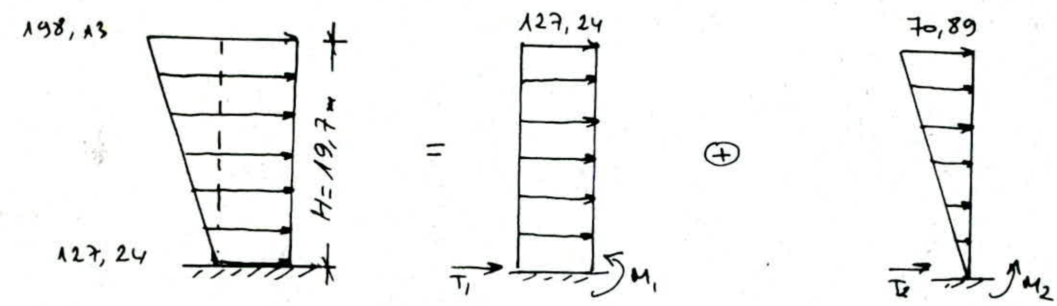
$U = C_u . \delta . q_H . S_u$

$U = 0{,}8 \times 0{,}7 \times 75{,}32 \times 12{,}96 = 546{,}64$ kg.

Le poids de notre ouvrage est largement superieur à la force de portance U donc pas risque de soulevement.

Sollicitation : La trainée est la force la plus importante, on suppose que cette force est lineaire.
Pour la determination des efforts (M, T), on assimilera notre ouvrage a une console soumise à une charge trapezoïdale, cette charge sera decomposée en une charge rectangulaire et une autre triangulaire.

Calcul du M et T à la base du minaret:



$T_1 = 19{,}7 \times 127{,}24 = 2{,}506t$, $T_2 = 19{,}7 \times \frac{70{,}89}{2} = 0{,}698t$

$T_{Vn} = 2{,}506 + 0{,}698 = 3{,}204t$, $T_{Ve} = 1{,}75 T_{Vn} = 5{,}72t$.

$M_1 = 127{,}24 \cdot \frac{(19{,}7)^2}{2} = 24{,}69 t.m$.

$M_2 = 70{,}89 \times \frac{19{,}7}{2} \times \frac{2}{3} \cdot 19{,}7 = 9{,}17 t.m$.

$M_{Vn} = 24{,}69 + 9{,}17 = 33{,}86 t.m$, $M_{Ve} = 60{,}42 t.m$

Conclusion : on constate que le seisme est plus defavorable que l'effet du vent

ETUDE SISMIQUE:

La force sismique minimale (formule de base) est donneé par la formule (RPA 81 Art 3.3.1)

$$V = A.D.B.Q.W$$

A: coef d'acceleration de zone. , $\left.\begin{array}{l}\text{groupe } 2\\ \text{zone } 2\end{array}\right\} \Rightarrow A = 0{,}15$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la periode et du sol de fondation

sol meuble $D = 2\sqrt{\frac{0{,}5}{T}}$ avec maximum egal 2

$T = 1{,}16\,s \Rightarrow D = 1{,}313$.

B: facteur de comportement de la structure contrevent portique $B = \frac{1}{4}$

Q: facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$, $Q = 1{,}4$

d'où $V = 0{,}15 \times \frac{1}{4} \times 1{,}4 \times 1{,}313 \times 107{,}71 = 7{,}424\,t$

La distribution des forces laterales : La force laterale total V doit être distribu sur la hauteur selon :

$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i$, $T > 0{,}7\,s \Rightarrow F_t = 0{,}07.T.V = 0{,}602\,t$

$F_t = 0{,}602 < 0{,}25\,V$

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribueé suivant:

$F_K = \frac{(V - F_t)\, W_k h_k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$, F_K : effort horizontal au niveau K.

$h_i = h_K$ (m)	$W_i = W_K$ (t)	$W_i h_i$	F_K (t)	τ_{jx} (t)
19,7	19,93	392,62	1,67 + 0,602 = 2,27	2,277
16,2	29,54	478,54	2,041	4,318
12,96	22,51	291,72	1,244	5,562
9,72	22,51	218,79	0,933	6,495
6,48	22,51	145,86	0,622	7,117
3,24	22	71,28	0,304	7,421

$\Sigma W_i h_i = 1598{,}81\ t.m.$

determination du centre de masse et du centre de Torsion:

a) centre de masse:

$$\begin{cases} x_G = \sum_{i=1}^{n} s_i x_i / \sum_{i=1}^{n} s_i \\ y_G = \sum_{i=1}^{6} s_i y_i / \sum_{i=1}^{n} s_i \end{cases}$$

Niveau	6, 5, 4, 3, 2, 1
x_G (m)	1,8
y_G (m)	1,8

b) Centre de Torsion:

$$x_{cj} = \sum_{t=1}^{k} R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)} / R_{jy}^{(t)}$$

$$y_{cj} = \sum_{\ell=1}^{n} R_{jx}^{(\ell)} y_j^{(\ell)} / R_{jx}^{(\ell)}$$

Niv	6	5	4	3	2	1
R_{jx}	19760	24540	24540	24540	24540	23020
R_{jy}	19760	24540	24540	24540	24540	23020
$x_{cj} = y_{cj}$	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,80

$e_x = |X_G - X_c| = 0.$

$e_y = |Y_G - Y_c| = 0$

Calcul de rigidité de Torsion:

La regidité de Torsion de l'étage "j" est donnée par:

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{2} R_{jy}^{(t)} \left[x_j^{(t)}\right]^2 + \sum_{\ell=1}^{2} R_{jx}^{\ell} \left[y_j^{(\ell)}\right]^2$$

, x_j, y_j : sont les coordonnées des portiques par rapport au repère (Cxy

Niv	6	5	4	3	2	1
$R_{j\theta}$ (kg/m)	$4,9.10^6$	$3,73.10^6$	$3,73.10^6$	$3,73.10^6$	$3,73.10^6$	$4,06.10^6$

determination de l'effort de niveau (T_j) revenant à chaque portique:

Portiques Transversaux: $$T_{jy} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy} x_j}{R_{j\theta}} e_x + \tau_{jx} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} e_y . x_j$$

Portiques longitudinaux: $$T_{jx} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx} y_j}{R_{j\theta}} e_y + \tau_{jy} \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} y_j e_x$$

calcul du deplacement relatif (δ_j)

Le deplacement relatif (δ_j) d'un étage est donné par:

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

Niv	τ_{jx}(t)	R_{iy} (kg/cm)	τ_{jy}(t)	$R_{j\theta}$ (kg/cm)	Portique	R_{jy} (kg/cm)	x_j (m)	$\tau_{jy} \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}}$	$\tau_{jx} \frac{R_{iy} x_j e_x}{R_{j\theta}}$	$\tau_{jy} \frac{R_{iy} x_j e_y}{R_{j\theta}}$	$T_i = \sum T_i$	$\delta = \frac{T_1}{R_i}$
6	2,277	19760	2,277	$1,28.10^9$	1	9880	−1,8	1,138		/	1,138	0,115
					2	9880	+1,8	1,138		/	1,138	0,115
5	4,318	24540	4,318	$1,6.10^9$	1	12270	−1,8	2,159		/	2,159	0,176
					2	12270	+1,8	2,159		/	2,159	0,176
4	5,562	24540	5,562	$1,6.10^9$	1	12270	−1,7	2,781		/	2,781	0,226
					2	12270	+1,8	2,781		/	2,781	0,226
3	6,495	24540	6,495	$1,6.10^9$	1	12270	−1,8	3,247		/	3,247	0,264
					2	12270	+1,8	3,247		/	3,247	0,264
2	7,117	24540	7,117	$1,6.10^9$	1	12270	−1,8	3,558		/	3,558	0,289
					2	12270	+1,8	3,558		/	3,558	0,289
1	7,421	23020	7,421	$1,5.10^9$	1	11510	−1,8	3,710		/	3,710	0,322
					2	11510	+1,8	3,710		/	3,710	0,322

<u>calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :</u>

Niv	T_j	D_j	Poteau	1	2
			$a_j k_j$	133,03	133,03
6	1,138	266,0	t_j	0,57	0,57
5	2,159	283,32	$a_j k_j$	141,66	141,66
			t_j	1,08	1,08
4	2,781	283,32	$a_j k_j$	141,66	141,66
			t_j	1,40	1,40
3	3,247	283,32	$a_j k_j$	141,66	141,66
			t_j	1,62	1,62
2	3,558	283,32	$a_j k_j$	141,66	141,66
			t_j	1,78	1,78
1	3,710	265,4	$a_j k_j$	132,7	132,7
			t_j	1,85	1,85

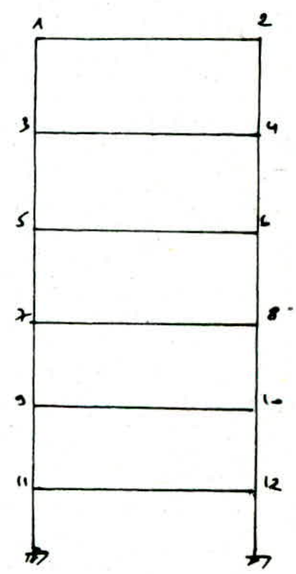
$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} k_j^{(i)}}{D_j} T_j$$

calcul des moments dans les poteaux:

Niv	Pot	t_j (t)	$\bar{K}$	y_0	α_1	y_1	y_2	y_3	$y = \sum y_i$	$3 = y h$	Minf	Msup
6	1	0,57	4,60	0,47	1	0	-	0	0,47	1,645	0,937	1,057
	2	0,57	4,60	0,47	1	0	0	0	0,47	1,645	0,937	1,057
5	1	1,08	4,26	0,45	1	"	0	0	0,45	1,458	1,574	1,924
	2	1,08	4,26	0,45	1	0	0	0	0,45	1,458	1,574	1,924
4	1	1,40	4,26	0,45	1	0	0	0	0,45	1,458	2,041	2,50
	2	1,40	4,26	0,45	1	0	0	"	0,45	1,458	2,041	2,50
3	1	1,62	4,26	0,45	1	0	,	"	0,45	1,458	2,36	2,88
	2	1,62	4,26	0,45	1	0	"	"	0,45	1,458	2,36	2,88
2	1	1,78	4,26	0,45	1	0	"	"	0,45	1,458	2,59	3,17
	2	1,78	4,26	0,45	1	0	"	"	0,45	1,458	2,59	3,17
1	1	1,85	2,13	0,40	1	0	"	"	0,40	1,296	2,39	3,60
	2	1,85	2,13	0,40	1	0	"	"	0,40	1,296	2,39	3,60

calcul des moments dans les poutres:

Niv	Noe	Ma (t.m)	Mb (t.m)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
6	1	0	1,057	0	1,057
	2	0	1,057	1,057	0
5	3	0,937	1,924	0	2,861
	4	0,937	1,924	2,861	0
4	5	1,574	2,50	0	4,074
	6	1,574	2,50	4,074	0
3	7	2,041	2,88	0	4,92
	8	2,041	2,88	4,92	0
2	9	2,36	3,17	0	5,53
	10	2,36	3,17	5,53	0
1	11	2,59	3,60	0	6,19
	12	2,59	3,60	6,19	0



Tableaux recapitulatifs :

Poutres sous SI :

Niv	Poutre	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
6	C - D	1,057	1,057	0	-0,58
5	C - D	2,861	2,861	0	-1,59
4	C - D	4,074	4,074	0	-2,26
3	C - D	4,92	4,92	0	-2,73
2	C - D	5,53	5,53	0	-3,07
1	C - D	6,19	6,19	0	-3,43

Poteaux sous SI :

Niv	Pot	Msup	Minf	T	N	Ncum.
6	1	1,057	0,937	0,57	-0,58	-0,58
	2	1,057	0,937	0,57	-0,58	-0,58
5	1	1,924	1,574	1,08	-1,59	-2,17
	2	1,924	1,574	1,08	-1,59	-2,17
4	1	2,50	2,041	1,40	-2,26	-4,43
	2	2,50	2,041	1,40	-2,26	-4,43
3	1	2,88	2,36	1,62	-2,73	-7,16
	2	2,88	2,36	1,62	-2,73	-7,16
2	1	3,17	2,59	1,78	-3,07	-10,23
	2	3,17	2,59	1,78	-3,07	-10,23
1	1	3,60	2,39	1,85	-3,43	-13,66
	2	3,60	2,39	1,85	-3,43	-13,66

Déformations horizontales : Le calcul des deplacements horizontaux relève du souci d'eviter la procreation du desordre dans les elements de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pieces en béton armé sont suffisante rigides et que seulement une partie d'énergie est dissipée sous forme d'energie elastique

- le deplacement est calculé à partir des forces latérales specifiées doit être multiplier par $\left(\frac{1}{2\beta}\right)$ (RPA 81)

$$\delta_j = \frac{\tau_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2\beta}$$

τ_j : effort tranchant à l'étage "j"
R_j : rigidite relatif d'étage "j"
β : facteur de comportement

- Le deplacement relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas depasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage (RPA 81) Art. 3.7.7.1.

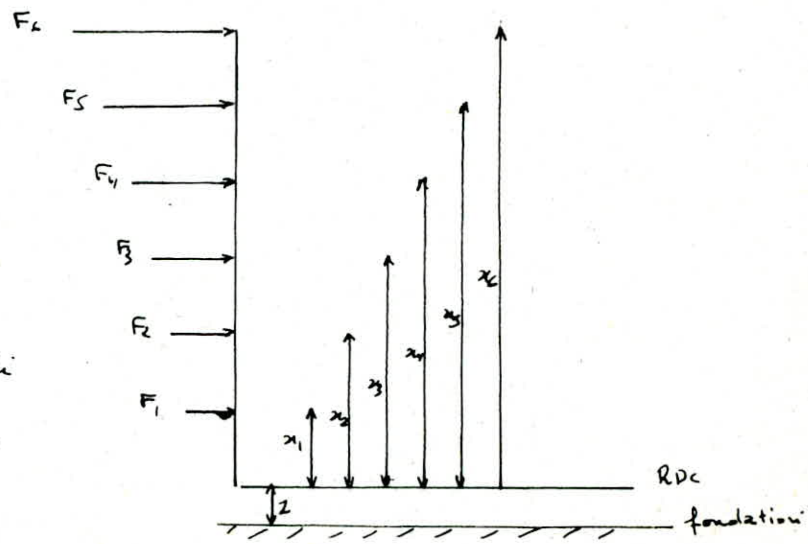
Niv	τ_{jx} (t)	R_{jx} (kg/cm)	δ_{jx} (cm)	$\overline{\delta_{jx}}$ (cm)
6	2,277	19760	0,23	2,62
5	4,318	24540	0,35	2,43
4	5,562	24540	0,45	2,43
3	6,495	24540	0,53	2,43
2	7,117	24540	0,58	2,43
1	7,421	23020	0,644	2,43

$\delta_{jx} = \delta_{jy} < \overline{\delta_{j(x)}}$ verifié

Verification au renversement :

chaque structure doit être calculeé afin de resister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismique.

Moment de renversement = M^texterieur en console (RDC) + effort tranchant × Z (base)



* moment en console $_{(RDC)}$ $= \sum_{i=1}^{6} F_i x_i$

$= F_1x_1 + F_2x_2 + F_3x_3 + F_4x_4 + F_5x_5 + F_6x_6$.

* Effort tranchant à la base.

$H = \sum_{i=1}^{6} F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$.

* Moment resistant : $M_r = b \sum W_i$

$b = \frac{l}{2}$. , $l = 3,6$ m, $b = 1,8$ m.

Moment en console :

$2,277 \times 19,7 + 2,041 \times 16,2 + 1,244 \times 12,96 + 9,72 \times 0,933 + 6,48 \times 0,622 + 3,24 \times 0,304 = 108,12$ t.m

Effort tranchant à la base : $H = 2,277 + 2,041 + 1,244 + 0,933 + 0,622 + 0,304 = 7,421$ t

moment resistant = 250,2 t.m.

$H.Z = 7,421 \times 1,5 = 11,131$ t.m

$\frac{\text{moment resistant}}{\text{moment de renversement}} = \frac{250,2}{119,25} = 2,09 > 1,5$

moments et efforts tranchant dans les poutres :

SOUS G

Niv	Trav	l	q	Mw	Me	Tw	Te
6	1-2	3,60	1,065	0,571	0,571	1,917	-1,917
5	3-4	3,60	0,962	0,78	0,78	1,731	-1,731
4	5-6	3,60	0,962	0,78	=	1,731	-1,731
3	7-8	3,60	0,962	0,78	=	1,731	=
2	9-10	3,60	0,962	0,78	=	1,731	=
1	11-12	3,60	0,962	0,78	=	1,731	=

SOUS P

Niv	Trav	l	q	Mw	Me	Tw	Te
6	1-2	3,6	0,075	0,040	0,040	0,135	-0,135
5	3-4	3,6	0,075	0,060	0,060	0,135	-0,135
4	5-6	3,6	0,075	0,060	=	0,135	=
3	7-8	3,6	0,075	0,06	=	0,135	=
2	9-10	3,6	0,075	0,060	=	0,135	=
1	11-12	3,6	0,075	0,060	=	0,135	=

moments et efforts normaux dans les poteaux :

Sous G :

Niv	Pot	Tw	Te	N	N_{cum}	Mn	Ms
6	1	/	1,917	1,917	1,917	0,571	0,37
	2	-1,917	/	1,917	1,917	0,571	0,37
5	1	/	1,731	1,731	3,648	0,405	0,405
	2	-1,731	/	1,731	3,648	0,405	0,405
4	1	/	1,731	1,731	5,38	0,405	0,405
	2	-1,731	/	1,731	5,38	0,405	0,405
3	1	/	1,731	1,731	7,11	0,405	0,405
	2	-1,731	/	1,731	7,11	0,405	0,405
2	1	/	1,731	1,731	8,84	0,405	0,405
	2	-1,731	/	1,731	8,84	0,405	0,405
1	1	/	1,731	1,731	10,57	0,405	0,405
	2	-1,731	/	1,731	10,57	0,405	0,405

Sous P :

Niv	Pot	Tw	Te	N	N_{cum}	Mn	Ms
6	1	/	0,135	0,135	0,135	0,04	0,03
	2	-0,135	/	0,135	0,135	0,04	0,03
5	1	/	0,135	0,135	0,27	0,031	0,031
	2	-0,135	/	0,135	0,27	0,031	0,033
4	1	/	0,135	0,135	0,405	=	=
	2	-0,135	/	0,135	0,405	=	=
3	1	/	0,135	0,135	0,54	=	=
	2	-0,135	/	0,135	0,54	=	=
2	1	/	0,135	0,135	0,675	=	=
	2	-0,135	/	0,135	0,675	=	=
1	1	/	0,135	0,135	0,81	=	=
	2	-0,135	/	0,135	0,81	=	=

moments dans les poutres :

Niv	travée	G+1,2P			G+P+$\vec{S_i}$			G+P+$\overleftarrow{S_i}$			0,8G+$\vec{S_i}$			0,8G+$\overleftarrow{S_I}$		
		M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
6	1-2	-0,619	1,3	-0,619	0,446	1,3	-1,668	-1,668	1,3	0,446	0,60	0,80	-1,51	-1,51	0,80	0,60
5	3-4	-0,852	0,52	-0,852	2,021	0,52	-3,70	-3,70	0,52	2,02	2,23	0,60	-3,485	-3,485	0,60	2,23
4	5-6	-0,852	0,52	-0,852	3,234	0,52	-4,91	-4,91	0,52	3,23	3,45	0,60	-4,69	-4,69	0,60	3,45
3	7-8	-0,852	0,52	-0,852	4,08	0,52	-5,76	-5,76	0,52	4,08	4,29	0,60	-5,54	-5,54	0,60	4,29
2	9-10	-0,852	0,52	-0,852	4,69	0,52	-6,37	-6,37	0,52	4,69	4,90	0,60	-6,15	-6,15	0,60	4,90
1	11-12	-0,852	0,52	-0,852	5,35	0,52	-7,03	-7,03	0,52	5,35	5,56	0,60	-6,81	-6,81	0,60	5,56

Effort Tranchant dans les poutres :

Niv	travée	G+1,2P		G+P+$\overrightarrow{S_i}$		G+P+$\overleftarrow{S_i}$		0,8G+$\overrightarrow{S_i}$		0,8G+$\overleftarrow{S_i}$	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te.
6	1-2	2,079	-2,079	1,47	-2,63	2,63	-1,47	0,95	-2,11	2,11	-0,95
5	3-4	1,89	-1,89	0,276	-3,456	3,45	-0,276	-0,205	-2,97	2,97	0,205
4	5-6	"	"	-0,39	-4,126	4,126	0,394	-0,87	-3,64.	3,64	0,87
3	7-8	"	"	-0,864	-4,59	4,59	0,864	-1,35	-4,11	4,11	0,135
2	9-10	"	"	-1,204	-4,93	4,93	1,204	-1,69	-4,45	4,45	0,169
1	11-12	"	"	-1,564	-5,30	5,30	1,564	-2,05	-4,81	4,81	2,05

Moments dans les poteaux

Niv	travée	$G+1,2P$		$0,8G+\overrightarrow{S_i}$		$0,8G+\overleftarrow{S_i}$		$G+P+1,2\overrightarrow{S_i}$		$G+P+1,2\overleftarrow{S_i}$	
		Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf
6	1	0,619	-0,406	1,52	-1,233	-0,601	0,641	1,88	-1,52	-0,65	0,724
	2	0,619	-0,406	1,52	-1,233	-0,601	0,641	1,88	-1,52	-0,65	0,724
5	1	0,45	-0,45	2.248	-1,89	-1,6	1,25	2,74	-2,32	-1,87	1,45
	2	=	=	2,25	-1,89	-1,6	1,25	2,74	-2,32	-1,87	1,45
4	1	=	=	2,83	-2,36	-2,17	1,72	3,43	-2,88	-2,56	2,01
	2	=	=	2,83	-2,36	-2,17	1,72	3,43	-2,88	-2,56	2,01
3	1	=	=	3,20	-2,68	-2,55	2,03	3,89	-3,27	-3,02	2,40
	2	=	=	3,20	-2,68	-2,55	2,03	3,89	-3,27	-3,02	2,40
2	1	=	=	3,50	-2,92	-2,84	2,26	4,24	-3,54	-3,36	2,67
	2	=	=	3,50	-2,92	-2,84	2,26	4,24	-3,54	-3,36	2,67
1	1	=	=	3,93	-2,71	-3,27	2,066	4,75	-3,30	-3,88	2,43
	2	=	=	3,93	-2,71	-3,27	2,066	4,75	-3,30	-3,88	2,43

EFForts NORMAUX dans les poteaux.

Niv	travée	G + 1,2P		0,8G + $\overrightarrow{Si}$		0,8G + $\overleftarrow{Si}$		G + P + 1,2 $\overrightarrow{Si}$		G + P + 1,2 $\overleftarrow{Si}$	
		N	N_{cum}	N	N_{cum}	N	N_{cum}	N	N_{cum}	N	N_{cum}
6	1	2,08	2,08	0,95	0,95	2,11	2,11	1,35	1,35	2,74	2,74
	2	2,08	2,08	0,95	0,95	2,11	2,11	1,35	1,35	2,74	2,74
5	1	1,9	3,98	-2,05	0,74	2,97	5,08	-0,048	1,302	3,76	6,50
	2	1,9	3,98	-2,05	0,74	2,97	5,08	-0,048	1,302	3,76	6,50
4	1	=	5,88	-0,87	-0,135	3,64	8,72	-0,85	0,45	4,57	11,07
	2	=	5,88	-0,87	-0,135	3,64	8,72	-0,85	0,45	4,57	11,07
3	1	=	7,78	-1,34	-1,47	4,11	12,83	-1,41	-0,96	5,13	16,2
	2	=	7,78	-1,34	-1,47	4,11	12,83	-1,41	-0,96	5,13	16,2
2	1	=	9,68	-1,68	-3,15	4,45	17,28	-1,82	-2,78	5,54	21,7
	2	=	9,68	-1,68	-3,15	4,45	17,28	-1,82	-2,78	5,54	21,7
1	1	=	11,58	-2,04	-5,20	4,81	22,09	-2,25	-5,036	5,97	27,67
	2	=	11,58	-2,04	-5,20	4,81	22,09	-2,25	-5,036	5,97	27,67

Ferraillage des poteaux et poutres du minaret:

vérification au flambement:

$$\frac{l_c}{a} = \frac{3,24 \times 0,7}{0,3} = 7,56 < 14,4$$

Armatures min sous SP1:

a) Section entierement comprimée: Niveau 4

$$A_{min} \geq \frac{1,25}{1000}\, \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N}{\overline{\sigma}_{b_0}'} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 2,989 \cdot 1,52 \cdot \frac{11,58 \cdot 10^3}{68,5} = 1,73\,cm^2$$

b) section partiellement Comprimee: niveau 1

$$y_1 = h \cdot \frac{\overline{\sigma}_b'}{\overline{\sigma}_b' + \frac{\overline{\sigma}_a}{n}} = 7,248\,cm \longrightarrow \sigma_m' = 32,45\,kg/cm^2$$

$$A_{min} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{\sigma_m'}{\overline{\sigma}_b'} \cdot B = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 2,989 \cdot 1,52 \cdot \frac{32,45}{68,5} \cdot 30 \times 7,248$$

$$A_{min} \geq 3,12\,cm^2$$

Poteaux

Sollici	N^{max}, Mcorr		N^{min}, Mcorr		N^{max}, Ncorr	
Niv	4	1	4	1	4	1
N	11,07	27,67	-1,35	-5,20	-0,85	-2,25
M	2,01	2,43	2,36	-2,71	3,43	4,75
e_o	0,18	0,087	1,74	0,52	4,03	2,11
$\overline{\sigma}_b'$	205,5	162,9	205,5	205,5	205,5	205,5
f	0,3	0,207	1,86	0,64	4,15	2,23
Mf	0,33	0,572	0,251	0,333	0,353	0,502
μ	0,0542	0,0935	0,0410	0,0543	0,0576	0,0819
K	36,4	25,8	43	36,4	35	28,1
ε	0,9027	0,8774	0,9133	0,9027	0,9000	0,8840
σ_b'	115,38	162,79	97,67	115,38	120	149,5
$\overline{K}$	20,43	25,78	20,43	20,43	20,43	20,43
Afs	3,244	5,755	2,42	3,251	3,456	5,005
Afc	0,610	0	2,74	4,49	3,66	5,541

Poutres

Sect	Appuis	Travée
M	6,81	0,60
μ	0,059	0,005
ε	0,8990	0,9669
K	34,5	136
σ_b'	121,73	30,8
$A_{(cm^2)}$	4,874	0,40
A_{adp}	3T14+2T12	3T12

TABLEAU RECAPITULATIF du ferraillage des poteaux:

Sollicit	SP1		SP2	A^{min} cm^2	A^{max} cm^2	A_{adp}	Ferraillage	
Niveau	A_{min} cm^2	A_{min} Total	$A = A'$ cm^2	RPA	RPA		longi	transv
4	1,73	3,46	3,66	9	36	12,31	2(3T14)	2(3T14)
1	3,12	6,24	5,541	9	36	16,08	2(3T16)	2(3T16)

4º PARTIE

FONDATIONS

ETUDE DES Fondations

La Fondation est un organe de transmission de charge de la structure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait :
- la superstructure et ses charges
- les caracteristiques des charges

selon la structure de l'ouvrage il a été conçus :
- des semelles Isolées
- une semelle Continue sous 3 poteaux

Reconnaissance Geotechnique du sol :

D'aprés le rapport du sol qui nous a été confié, la reconnaissance insitu est constitué de 3 puits dont la profondeur max atteind 4,2m. sans atteindre de nappe phreatique et dont la composition du sol (du haut vers le bas), en moyenne une epaisseur de 0,9 ÷ 1,30 m de remblai puis ≈ 3m de sable argileux, dont on prend le sable argileux comme sol de fondation, du fait de sa faible compressibilité et de son trés faible coefficient de gonflement.

Efforts Normaux et moments revenants aux semelles :

Pot	Longitudinale		Transversal		sell	N(t)	M(t.m)
	N (t)	M t.m	N t.	M t.m			
K4	25,876	0,209	26,062	0,604	Sp_1	51,938	0,604
L6	11,74	2,968	17,78	0,818	Sp_1	29,52	2,968
H6	14,797	0,353	11,802	0,345	Sp_1	26,600	0,353
H7	7,786	0,186	0,660	0,078	Sp_1	8,446	0,186
Pc	40,355	5,767	41,355	5,315	Sp_2	81,71	5,767
Qc	27,67	2,43	27,67	2,43	Sp_2	55,34	2,43

Toutes les semelles sont sollicitées par des efforts normaux et des moments. On donnera le calcul detaillé pour Semelle K_4, pour les autres semelles, on se contentera de donner les resultats dans un tableau.

Calcul de la Semelle K4 :

$N = 51,938t$, $M = 0,604 t.m$ sous Sp_1

la semelle se dimensionnera selon la formule de la RDM.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v , \quad \text{en verifiant} \quad \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

on adopte une semelle carrée : $S = A^2$.

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_1 = \dfrac{N}{A^2} + \dfrac{6M}{A^3} \\ \sigma_2 = \dfrac{N}{A^2} - \dfrac{6M}{A^3} \end{array}\right\} \quad \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} \leq \bar{\sigma}_s \,. \qquad , \bar{\sigma}_s = 1,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$\bar{\sigma}_{\text{gros béton}} = 15 \text{ kg/cm}^2$.

On aura a resoudre une equation du 3ème degré

$$\frac{51938}{A^2} + \frac{3 \cdot 0,604 \cdot 10^5}{A^3} \leq 15 \longrightarrow A = 70 \text{ cm}. \qquad h \geq \frac{A-a}{4} = 15 \text{ cm}.$$

$h_t = h + d = 20$ cm. $\quad h_1 = \dfrac{h_t}{3} \div \dfrac{h_t}{2}$, $h_1 \geq 6\phi + 6 = 13,2$ $\quad \phi = 12$ cm.

$h_1 = 15$ cm.

<u>Ferraillage</u>: le ferraillage de la semelle se fait suivant la methode des bielles pour la sollicitation du 1er genre, on distingue:

$e_2 = \dfrac{M}{N} = 1,16 \text{ cm} < \dfrac{A}{6} = 11,66 \text{ cm} \Rightarrow$ diagramme trapezoidale ou triangulaire

$$\sigma_1 = \frac{N}{A^2}\left(1 + \frac{6e_2}{A}\right) = 11,65 \text{ kg/cm}^2. \qquad \sigma_2 = \frac{N}{A^2}\left(1 - \frac{6e_2}{A}\right) = 9,45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 11,12 \text{ kg/cm}^2, \qquad N_2 = \sigma_m \cdot A^2 = 54507,2 \text{ kg}.$$

$$A_x = A_y = \frac{N_2 (A-a)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{54507,2\,(70-25)}{8 \cdot 15 \cdot 2800} = 7,30 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

Sections carrés:

Semelle	N (t)	M t.m	Soll	e_1	A cm	h	h_t	h_1	σ_m	$A_x = A_y$	A adp	nb de barres	esp
H6	26,60	0,353	SP_1	1.33	50	15	20	15	11,48	2,135	3,39	3T12	15
H7	8,446	0,186	SP_1	2,20	90	20	25	10	1,11	1,31	4,52	4T12	26
P6	81,71	5,767	SP_2	7,05	275	65	70	30	1,158	10,03	12,43	11T12	26
Q6	55,34	2,431	SP_2	4,39	230	55	60	25	1,1	6,45	10,17	9T12	27

section rectangulaire:

semell	N	M	soll	e	A cm	B cm	h	h_t	h_1	σ_m	A_x	A_y	$A_{x\,adp}$	$A_{adp\,y}$	nbre de x	nbre de y	esp
L6	29,52	2,968	SP_1	10,05	120	250	50	55	20	1,10	2,5	5,22	5,65	11,31	5T12	10T12	27

Longrines

Les fondations sont chainées dans les 2 directions avec des longrines suffisament rigides, qui sont calculées pour resister à la traction sous l'action d'une force egale à $\frac{N}{10}$ pour un sol meuble selon (RPA Art 4.2.33)

dimension de la plus longues des longrines (L = 6,00 m) , de forme (30 x 30)
q = 0,225 t/ml (charge dû au poids propre de la longrine supposeé encastreé à les 2 extremités .

$M_a = \frac{ql^2}{12} = 0,675$ t.m ; $M_t = \frac{ql^2}{24} = 0,337$ t.m. , $N_{max} = 51,938$ t , $\frac{N}{10} = 5,193$ t

Ferraillage: appuis: $\frac{M}{N} = 0,13 > \frac{h_t}{6} = 0,05$ section partiellement tendue

$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$, $A_{fs} = \frac{M_f}{\varepsilon . h \bar{\sigma}_a}$ $M_f = N.f$ $f = \frac{h_t}{2} - e_o - d = 0,04$

$M_f = 0,28$ t.m. $\mu = 4,12.10^{-3}$, $\varepsilon = 0,9708$, $K = 156$, $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$

$A_{fs} = 0,255$ cm² , $\frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5200}{2800} = 1,85$ cm² , $A_{fc} = 2,105$ cm²

RPA exige 4T12 = 4,52 cm² espacé 20cm.
La travée travaille en traction. $\sigma_a = \frac{N}{A} = \frac{5200}{4,52} = 1150,44 < 2800$ kg/cm²
$A \geq 0,69 \cdot 30.30. \frac{5,9}{2800} = 1,30$ cm²

Voile peripherique :

Prescription: (RPA 81)

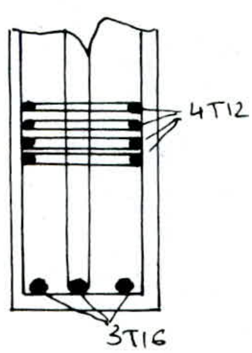
Les ossatures au dessus du niveau de base, formées des poteaux courts (le vide sanitaire) , doivent comporter un voile peripherique
Le voile doit avoir les caracteristiques minimales :

- epaisseur $e \geq 15$ cm.
- armatures longitudinales > 2cm², par face et par mètre lineaire de hauteur
- armatures longitudinales filantes superieures et inferieures

  $A_l \geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton

e = 15 cm
h = 150 cm
$A_l \geq \frac{0,20}{100} . 15 . 150 = 4,5$ cm² soit 3T16 = 6,03 cm²/ml.

$A_l > 2$ cm² → soit 4T12 = 4,52 cm²



BIBLIOGRAPHIE

1. voiles minces — A. COIN
2. voiles minces — J. Courbon
3. Théorie des plaques et Coques — S. Timoshenko
4. Le calcul et la verification des ouvrages en béton Armé — P. charon
5. Traité de béton Armé tome III, VI — A. GUErrin
6. Régles RPA.81 version 83
7. Régles NV.65 revisé en 82
8. Calcul pratique des ossatures — A. FUENtES
9. Aide-mémoire R.D.M.
10. Cours de Béton III — M. BELAZOUGUI