

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+7

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :
GENIE CIVIL
OPTION
STRUCTURES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/REBAHI SOUFIANE

2/ABBACI AMINE

DIRECTEUR DU MEMOIRE Mr SELOUGHA.M ,GRADE : PROFESSEUR , GENIE CIVIL,
U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRÉSIDENT : MR SELOUGHA.M

EXAMINATEURS : MR GOUASMIA ; MR MERZOU.D.M

Sommaire

Chapitre 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

1. Introduction.....	3
2. Présentation de l'ouvrage.....	3
3. Caractéristique géométrique.....	3
4. Description de l'ossature.....	3
5. Caractéristique des matériaux.....	5
6. Hypothèses de calcul : C.B.A.93 [A.4.3.2].....	9

Chapitre 02 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

1. Introduction.....	12
2. Pré dimensionnement.....	12
3. Pré dimensionnement des poutres.....	14
4. Vérification RPA99 version2003.....	15
5. Les voiles	15
6. Pré dimensionnement des escaliers.....	16

Chapitre 03 : DESCENTE DES CHARGES.

1. Introduction.....	20
2. Les planchers.....	20
3. Murs extérieurs.....	22
4. L'acrotère.....	22
5. Les escaliers.....	23
6. Les poutres.....	23

7. La descente des charges.....	24
8. Les poteaux.....	24

Chapitre 04 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

1 Plancher a corps creux.....	32
1.1 Introduction	32
1.2 Les sollicitations	32
1.3 calcul de ferrailage	33
1.4 Schéma de ferrailage	36
2 Etude de l'acrotère	37
2.1 Introduction	37
2.2 Calcul de ferrailage	37
2.3 Schéma du Ferrailage	39
3 Etude d'escalier	40
3.1 Calcul de ferailage	41
3.2Schéma de ferrailage	43
4 Poutre palière	43
4.1 Calcul des sollicitations	43
4.2 Schéma de ferrailage.....	45
5 Etude de balcon	45
5.1 Calcul Ferrailage	46
5.2 Schéma de ferrailage.....	48

Chapitre 05 : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

1. Introduction.....	50
2. Choix de la méthode de calcul	50
3. Méthode d'analyse modale spectrale	50
4. Modélisation	58
5. Calcul de la force sismique statique	60
6. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	60
7. Vérification de déplacement	61
8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	64
9. Vérification au renversement	66
10. Vérification spécifique	67

Chapitre 06 : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPALES.

1. Introduction	69
2. Ferrailages des Poutres	69
3. Prescriptions données par RPA99/2003	69
4. Ferrailages des Poutres principales	70
5. Ferrailages des Poutres secondaires	74
6. Les Poteaux	78
7. Les voiles	83

Chapitre 07 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

1. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	94
--	-----------

1.1 Dimensionnement.....	94
1.2 Détermination des sollicitations.....	95
1.3 Ferrailage du voile périphérique.....	96
1.4 Schéma de ferrailage.....	98
2 Les Fondations	99
2.1 Définitions	99
2.2 choix du type de fondation	99
2.3 Risque a criarde	100
2.4 Diagramme des contraintes sous la fondation	100
2.5 Contrainte admissible du sol	100
2.6 contrainte admissible du sol	100
2.7 Pré dimensionnement du radier	102
2.8 Conditions de la longueur élastique	103
2.9 Condition de non poinçonnement	103
2.10 Ferrailage du radier	104
2.11 Schéma de ferrailage des nervures du radier (dans le sens X et Y)....	111

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciement a notre encadreur Mr SELOUGHAM pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Il nous est très agréable de remercier les membres du jury pour avoir aimablement accepté juger et d'évaluer ce mémoire.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Introduction Générale

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation. Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99(03) sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION

R+7

Chapitre 01

Présentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage :

1-INTRODUCTION :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment, Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique +voiles) en R+7 Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL] et le [RPA].

2- PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+7 a usage d'habitation Le bâtiment sera implanté à EL-BOUNI (Annaba), Qui est une Zone de moyenne sismicité(**zone IIa**) classé par le règlement parasismique algérien (**RPA 99 / version 2003**).

3-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

Longueur totale	26.40 (m)
Largeur totale	11.50
Hauteur totale	25.5
Hauteur d'étage courant	3.06
Hauteur de RDC	4.08

Tableau 01 : caractéristiques géométrique du bâtiment

4-DESCRIPTION DE L'OSSATURE :

4.1- Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

4.2- Plancher :

Nous avons opté pour des planchers en corps creux, pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✓ Raison économique.
- ✓ Bonne isolation thermique et phonique

4.3- Conception structurale :

- ✓ L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de
- ✓ Voiles de contreventement dans les deux directions.

4.4- Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers sont coulés sur place.

4.5- Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ✓ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ✓ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

4.6- L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 80cm d' hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

4.7- Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

4.8- Revêtements :

Le revêtement est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5- caractéristique des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristique, physique, chimique et mécanique des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernant :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissements).
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes.

5.1- Béton :

a) composition moyenne du béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans les conditions courantes, une résistance à la compression égale a (**25MPA**).

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	7 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	350	180

Tableau 02 : composition moyenne du béton

b) La résistance caractéristique du béton :

- En compression « f_{cj} » C.B.A 93 [A-2-1-1-1-]

La résistance caractéristique a la compression a l'âge de 28 jours est de : $f_{cj} = 25$ MPA

A un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \leq 40$ [MPA]

- En traction « f_{tj} » C.B.A 93 [A.2.1.1.2]

La résistance caractéristique a la traction du béton $f_{tj} = 2.1$ [MPA] déduite de la formule : $f_{tj} = 0.6 + 0.6f_{cj}$

c) déformation longitudinales du béton :

- Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A93 [A.2.1.2.1].

$E_{ij} = 32164.2$ [MPa], déduite de la formule : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

- Déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] ; dans notre cas : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4$ [MPa] , pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

d) Coefficient de poisson C.B.A [A.2.1.3] :

- ✓ $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissurés).
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

e) Diagrammes déformations-contraintes de béton C.B.A.93 [A.4.3.4] :

On distingue (figure) :

1. Le diagramme « parabole rectangle » ;
2. Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi ;
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « Parabole rectangle »

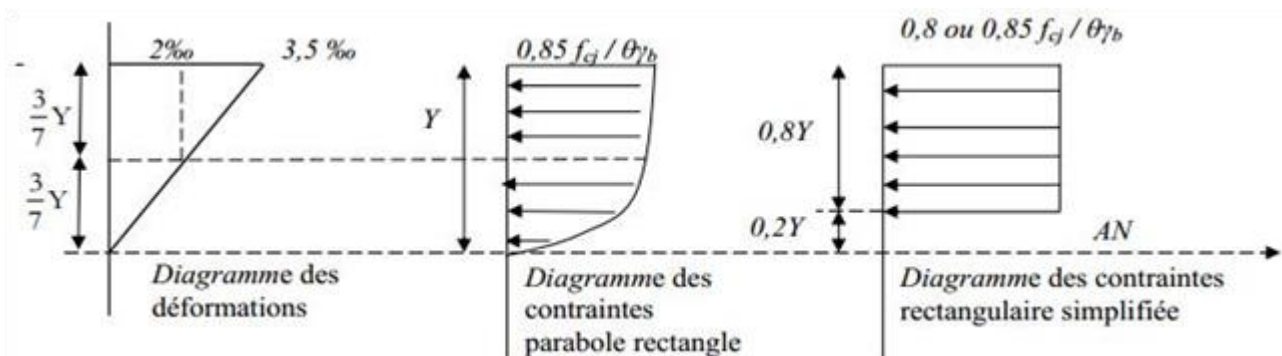


Figure 01 : Diagrammes déformations-contraintes

Notations :

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : coefficient de sécurité égale à 1.5

f_{bu} : contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges > 24h

- 0.9 pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 si $\text{durée} < 1h$

f) Les contraintes limites :

- Etat limite ultime C.B.A.93 [A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul a considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorable. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 \text{ [MPA]}.$$

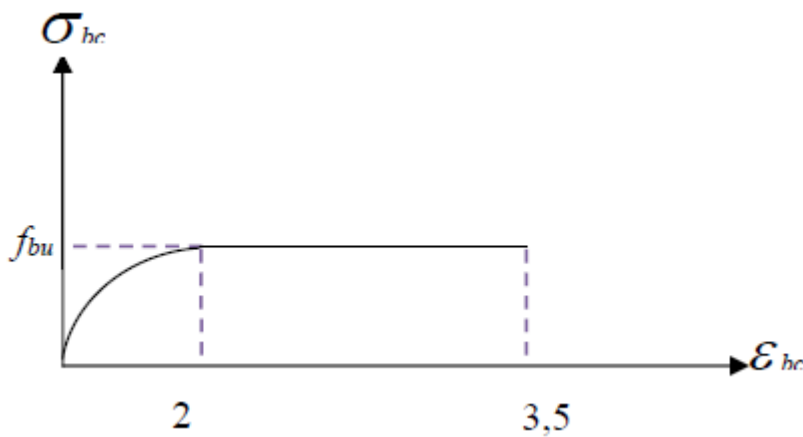


Figure 02 : contraintes limites

Notations :

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0.9$ $1h < \text{durée} < 24h$

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ (combinaison courantes).

$\gamma_b = 1.15$ (combinaisons accidentelles).

- Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée a $0.6f_{cj}$; dans notre cas :

$$\sigma = 15 \text{ [MPA]}$$

- Contrainte limite de cisaillement :

$\tau = 3.33 \text{ [MPA]}$ fissuration peut préjudiciable. Déduire de la formule suivante :

$$\tau = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

$\tau = 2.5$ [MPa] fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduire de la formule suivante

$$\tau = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

5.2 Acier :

6.1.1- Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

6.1.2- Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique MPa	$\epsilon_{es} \%$	emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploie courant
	FeE 24	235	1.02	Epingle de levage pièces prefa
Treillis soudé	$\Phi \leq 6\text{mm}$	250	2.261	Emploi courant
	$\Phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

Tableau 03 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont trois types :

- ✓ Les ronds lisses de nuance Fe215 pour les armatures transversales.
- ✓ Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les treillis soudés ($\theta 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

a) Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5$ [MPa]

b) Module d'élasticité longitudinale :

- Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \left\{ \begin{array}{l} \text{barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ [MPa]} \\ \text{barre H.A : } \sigma_s = 347.83 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

- Etat limite de service

E.L.S -cas de fissuration peut préjudiciable $\sigma = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas : $\sigma = 266.67 \text{ [MPa]}$

- cas de fissuration préjudiciable $\sigma = \left\{ \min \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f} \right\}$, dans notre cas $\sigma = 20 \text{ [MPa]}$

Avec : η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses ;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

c) Diagramme déformations contraintes :

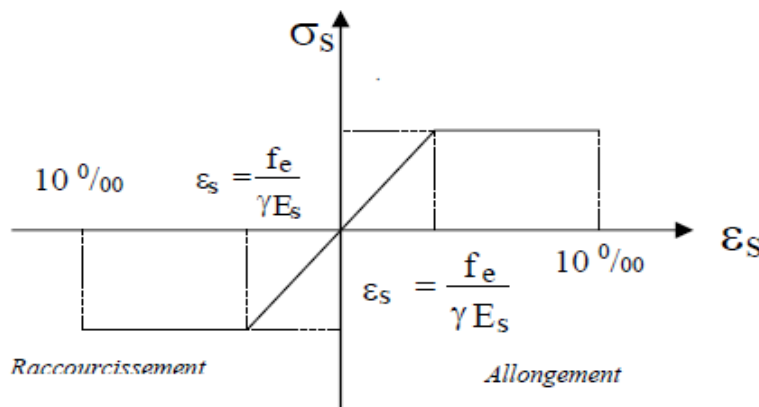


Figure 03 : Diagramme déformation-contrainte

6-Hypothèses de calcul : C.B.A.93 [A.4.3.2] :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessus :

- ❖ Les sections droites restent planes et il n ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- ❖ La résistance a la traction du béton et négligée.

ELU

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10% pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5% en flexion et 2% en compression simple.
- On peut supposer qu'elle est concentré en son centre de gravité, la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation sur la unitaire ne dépasse 15%.

ELS

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastique.
- L'aire de l'acier est concentré en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = E_s/E_b$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$.

Chapitre 02

Pré dimensionnement

1- Introduction:

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

2- Pré dimensionnement :

Plancher à corps creux :

On appelle plancher corps creux l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulé sur place et reposant sur des poutres principale ou voiles.

L'épaisseur totale du plancher doit satisfaire la condition suivante : C.B.A.93 [B.6.8.2.4]

$\frac{1}{22.5} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{15}$ avec : L : la plus grande portée libre
 $L = 4.8 - 0.35 = 4.45\text{m}$

$\frac{Lx}{15}$ (cm)	$\frac{Lx}{22.5}$ (cm)	h_t
29	19	20

Tableau 04 : pré dimensionnement plancher corps creux

Donc on adopte un plancher a corps creux (16+4).

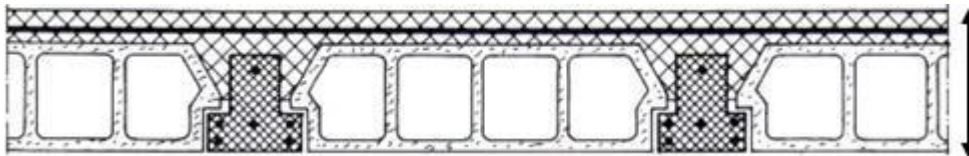


Figure 04 : coupe vertical du plancher en corps creux

Condition d'isolation thermique :

D'où on a :

Condition vérifiée

Soit $= 20\text{cm}$ donc : $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm de dalle de compression.} \\ 16\text{cm de corps creux} \end{array} \right.$

• **Les nervures :**

La section transversales des nervures est assimilée a une setion en tés (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de lame doit satisfaire la condition suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h \longrightarrow 0.06 \leq b_0 \leq 0.08$$

On a : $b = 2b_1 + b_0$

$$b_0 \geq [0.3ht , 0.4ht] \text{ avec } ht = 20\text{cm}$$

$$b_0 \geq [6 , 8] \Rightarrow \text{on adopte } \boxed{b_0 = 15\text{cm}}$$

$$b_1 \geq \min[L/2 , L \text{ max}/10] \text{ talque : } L = b - b_0 = 65 - 15 = \mathbf{50\text{cm}}$$

$$b_1 \geq \min[50/2 , 380/10] = \min[25 , 38]$$

donc : $\boxed{b_1 = 25\text{cm}}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(25) + 15 = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

Donc on prend $b_0 = 15\text{cm}$

La largeur de la table de compression est égale a : $b = b_0 + 2b_1$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right\} \longrightarrow b_1 = \min \left\{ 25 ; 44.5 \right\}$$

$$: L = b - b_0 = 65 - 15 = \mathbf{50\text{cm}}$$

$$D = 0.9h_t = 18 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm}$$

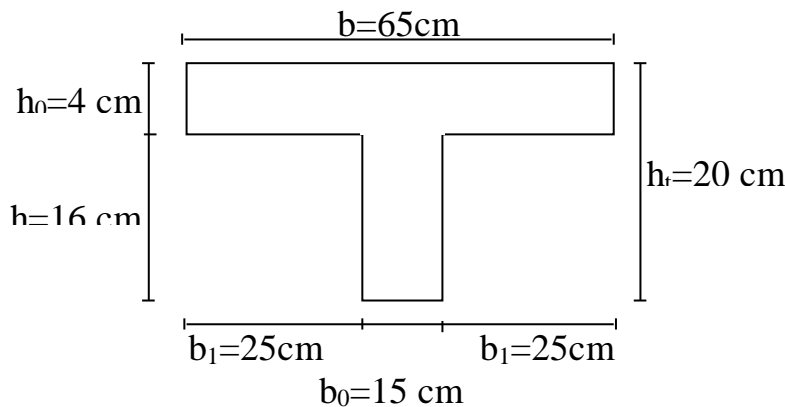


Figure 05 : Poutre en T (Poutrelle)

Tableau 05 : pré dimensionnement des nervures

Epaisseur de la dalle de compression (h ₀)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe de nervure	65 cm
Largeur des nervures (b ₀)	15 cm
Hauteur utile de la section (d)	18 cm
Disrance entre nus de deux nervures (L ₀)	50 cm
Largeur de la nervure (b)	65 m

3-Prédimensionnement des poutres :

a-Définition :

Selon le règlement B.A.E.L 91 mode 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L \max}{15} \leq h \leq \frac{L \max}{10}$$

ht : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur plus grande portée entre deux appuis.

b- les poutres principales :

L max = 430 cm = 4.3 m

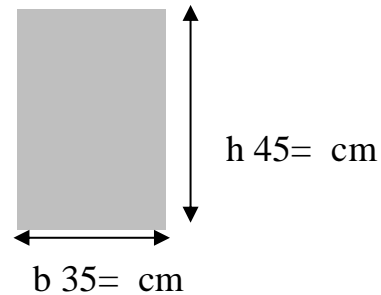
$$\frac{L \max}{15} \leq h \leq \frac{L \max}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$\Rightarrow 28 \leq h \leq 46 \Rightarrow \boxed{h=45 \text{ cm}}$$

Donc : 0.3h ≤ b ≤ 0.5h ⇒ 13.5 ≤ b ≤ 22.5

On adopte b = 35cm

⇒ on adopte :les dimensions de l'architecte pp(b*h)= (35*45)cm².

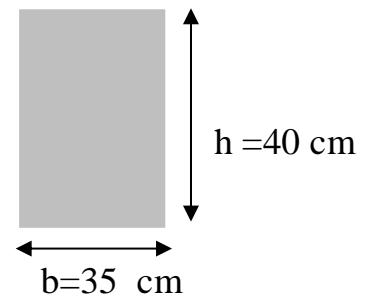


c-Vérification RPA99 version2003 :

1- b ≥ 20 cm ⇒ 35 cm > 20 cm **condition vérifiée.**

2- ht ≥ 30 cm ⇒ 45 cm > 20 cm **condition vérifiée.**

3- h/b ≤ 4 ⇒ 1.28 ≤ 4 **condition vérifiée.**



d-les poutres secondaire :

$L_{max} = 355\text{cm} = 3.55 \text{ m}$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$

$\Rightarrow 23 \leq h \leq 35.5 \Rightarrow \boxed{h = 40 \text{ cm}}$

Donc : $0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 12 \leq b \leq 20$

On adopte $b = 35\text{cm}$

\Rightarrow on adopte : les dimensions de l'architecte $ps(b \cdot h) = (35 \cdot 40)\text{cm}^2$.

4-Vérification RPA99 version2003 :

a- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

b- $ht \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

c- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.14 \leq 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

5- Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003 :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4a$ talque :

L : longueur de voile.

a : épaisseur de voile.

Dans notre projet on a deux types de voiles :

- Voile avec ouverture.
- Voile sans ouverture.

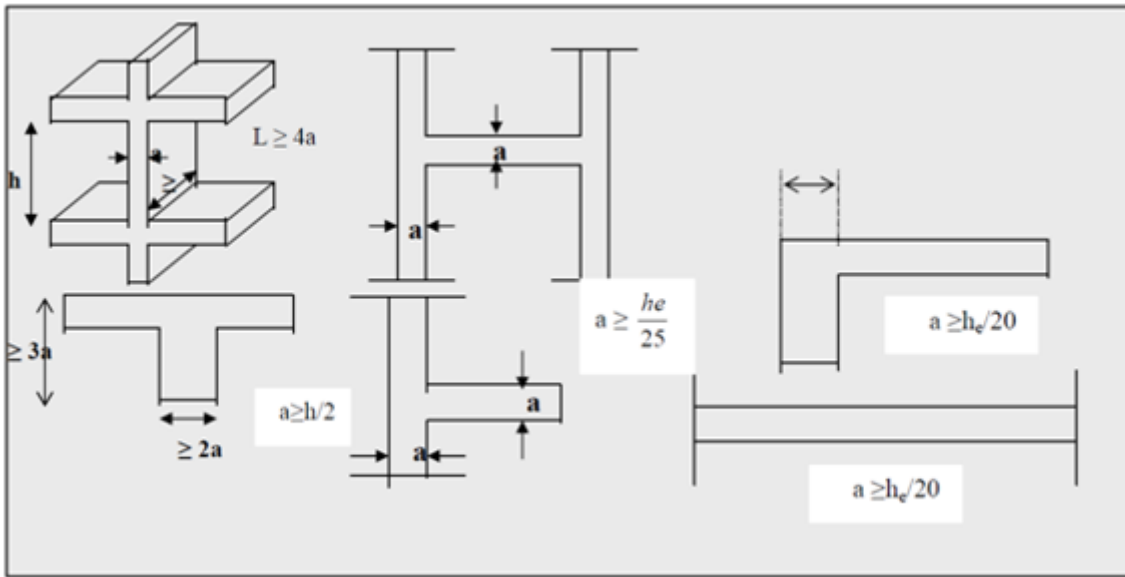


Figure 06 : pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes

$e_{min} = 15cm$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

- ✓ $e \geq h/25 \rightarrow e \geq 306/25 \quad e \geq 12.24\text{ cm}$
- ✓ $e \geq h/22 \rightarrow e \geq 306/22 \quad e \geq 13.90\text{ cm}$
- ✓ $e \geq h/20 \rightarrow e \geq 306/20 \quad e \geq 15.3\text{ cm}$

$e \geq \max (e_{min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20) \rightarrow e \geq \max (12.24; 13.90 ; 15.3)$

$e \geq 15.3\text{ cm}$ on adopte que : $e = 20\text{ cm}$;

6- pré dimensionnement des escaliers :

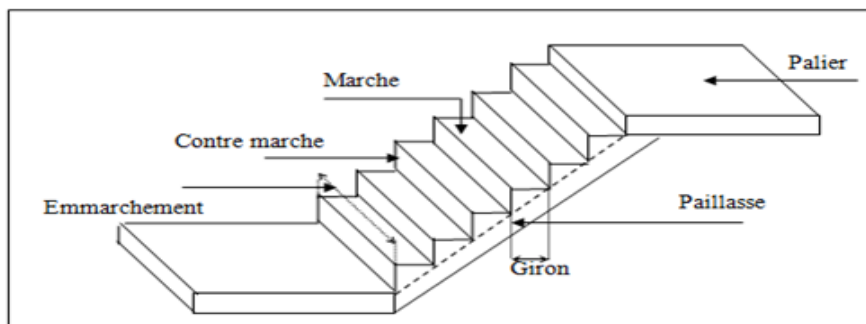


Figure 07 : schéma d'un escalier

Un escalier est déterminé par :

La longueur de la paillasse : 2.25 m

La longueur du palier : 1.35 m

La montée : **H**

L'emmarchement (largeur utile) : **E**

Son giron : **g**

Sa hauteur de marche : **h**

Hauteur de marche : valeur moyenne $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

❖ **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

Hauteur de RDC / étages courants : $H = 3.06 \text{ m}$

✓ **Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$**

✓ **Détermination du nombre de marches :**

$$\text{RDC /étages courantes : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marche}$$

Donc : nombre de marche par volés 9 marches

✓ **Détermination du giron :**

D'après Blondel : $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } g+2h=59 \rightarrow g = 59-2(17)= 25\text{cm}$$

D'où : $59 \text{ cm} = 59 \leq 66 \text{ cm}$ **Vérfiée.**

✓ **Détermination du nombre du giron :**

$$ng = (n-1) = 9-1=8 \text{ giron}$$

$$L = g(n-1) = 25(9-1) = 200$$

✓ **Calcul de l'angle d'inclinaison de la paille :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{L} = \frac{153}{212} = 0.72 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$\text{Longueur de paille} : L_p = \frac{153}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 34.21} \rightarrow L_p = 272 \text{ cm} = 2.72 \text{ m}$$

✓ **Calcul de l'épaisseur de la paille :**

L_p = long palier + long paille

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow \frac{3.6}{30} \leq e \leq \frac{3.6}{20}$$

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

Chapitre 03

Descente des charges

Descente des charges :

1 Introduction :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'a la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

2 Les planchers :

- **Plancher terrasse :**

La terrasse est a un zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1

Tableau 06 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps

La charge permanente $G = 613 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

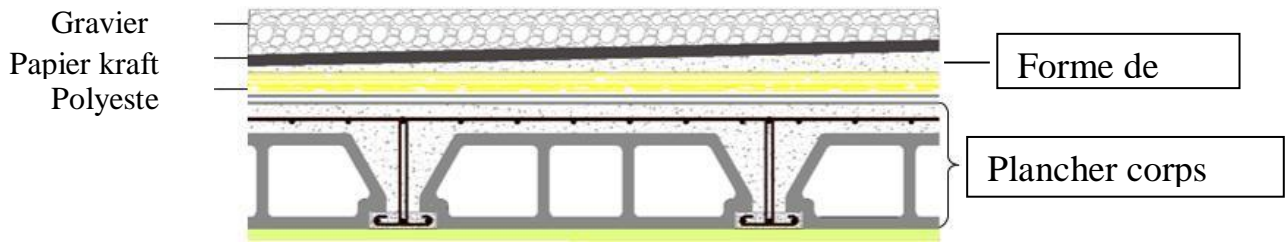


Figure 08 :. Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

- **Plancher étages courant :**

les plancher des étages courant sont en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1700	50
4-Dalle en corps creux	16+4		280
6-Cloison de séparation	10	1000	100

Tableau 07 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

La charge permanente $G = 534 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ La charge d'exploitation

(balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

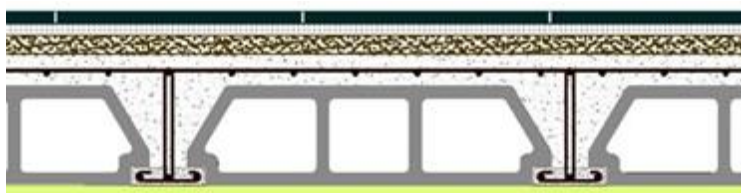


Figure 09 :. coupe plancher étage courant

3 Murs extérieurs :

N°	Description	e (m)	γ KN/m ³	G (KN/m ²)
01	Enduit de ciment extérieur	0.02	18	0.36
02	Brique creuse 15cm	0.15	9	1.3
03	Lame d'air	0.05	-	-
04	Brique creuse 10cm	0.1	9	0.9
05	Enduit plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Total charge permanente (G) KN/m²				2,76

Tableau 08 : bilan des charges mur extérieur

4 L'acrotère :

N°	Description	e (m)	γ KN/m ³	G (KN/m ²)
01	Enduit de ciment extérieur	0.02	18	0.36
02	Béton	0.1	25	2.5
03	Enduit ciment intérieur	0.02	18	0.36
Total charge permanente (G) KN/m²				3.22

Tableau 09 : bilan des charges acrotère

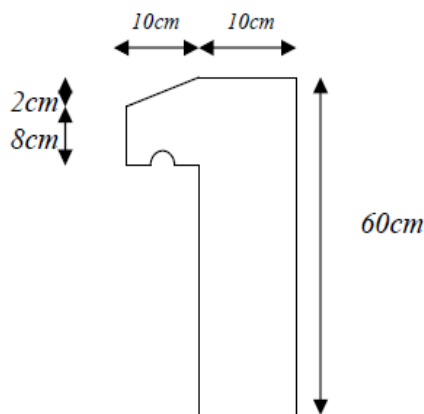


Figure 10 : schéma d'un acrotère

5 Les escaliers :

- **Le palier :**

N°	Description	e (m)	γ KN/m ³	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.15	25	3.75
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G=5.11 KN/m² Q=2.5KN/m²				

Tableau 10 : bilan des charges palier

- **La paillasse :**

N°	Description	e (m)	γ KN/m ³	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine inclinée	0.15/cos34.21	25	4.53
05	Les marches	0.17/2	25	2.13
06	Enduit de plâtre	0.02/cos34.21	10	0.24
G=8.06 KN/m² Q=2.5KN/m²				

Tableau 11 : bilan des charges palier

6 Les poutres :

- ✓ **Poutre principale (35*45) cm² → 0,35*0,45*1*2500 =3.93 KN/ml**
- ✓ **Poutre secondaire (35*40) cm² → 0,35*0,40*1*2500 =3.5KNml**

7 Les poteaux :

- ✓ Poteau de rive : (35*50) cm → $0,35*0,50*3,06*25 = 13,38\text{KN}$
- ✓ Poteau d'angle : (35*50) cm → $0,35*0,50*3,06*25 = 13,38\text{KN}$
- ✓ Poteau central : (35*50) cm → $0,35*0,50*3,06*25 = 13,38\text{KN}$

8 La descente des charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

❖ La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse : Q_0 .
- ✓ Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- ✓ Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0,95*(Q_1+Q_2)$.
- ✓ Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0,90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ✓ Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0,85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- ✓ Sous le cinquième étage et les suivants (i=n≥5) : $Q_0+(\frac{3+n}{2n})*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

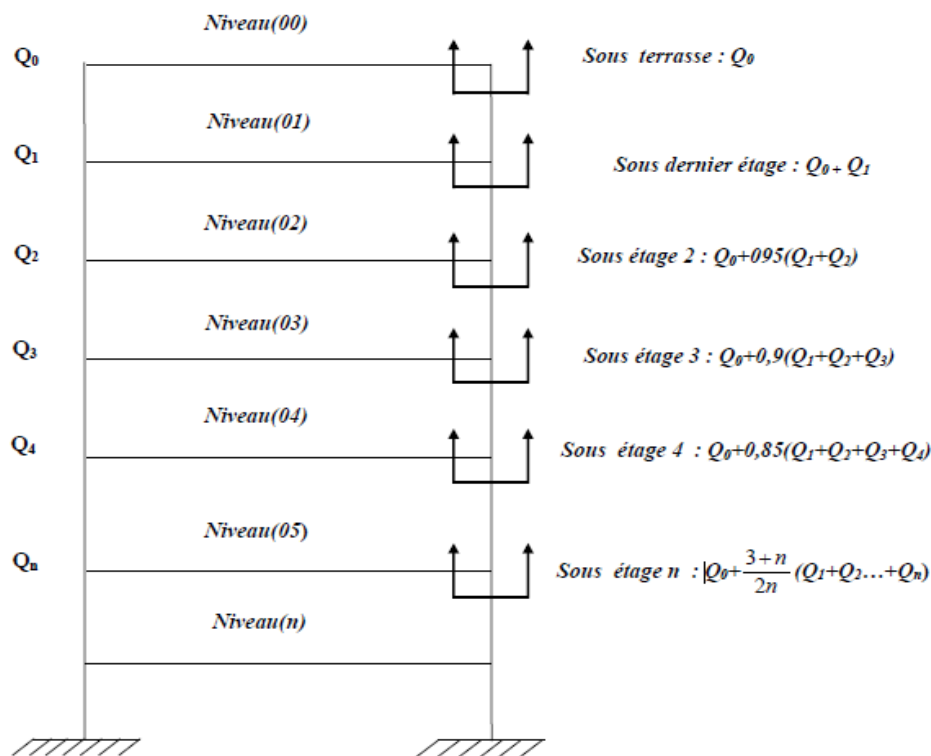


Figure 11 : loi de dégression

❖ **Poteau centrale :**

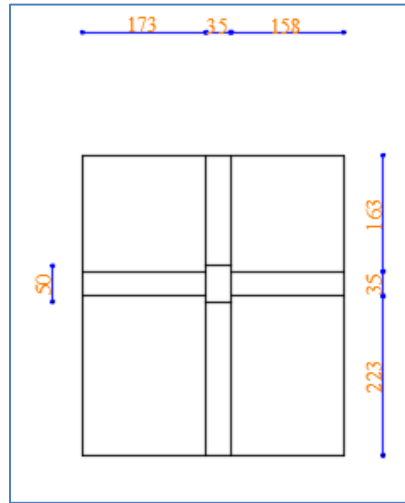


Figure 12 : Poteau central

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
0	Plancher terrasse	$6.13 \times 12.75 = 78.15$	1×12.75
	P principale	$(2.23 + 1.63) \times 3.93 = 15.13$	
	P secondaire	$(1.73 + 1.58) \times 3.5 = 11.58$	
Total	104.86		12.75
1	Plancher en CC	$5.34 \times 12.75 = 68.08$	$12.75 + 1.5 \times 12.75$
	P principale	15.13	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	213.03		31.87
2	Plancher en CC	68.08	$12.75 + 0.95(12.75 + 19.12)$
	P principale	15.13	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	321.2		43.03
3	Plancher en CC	68.08	$12.75 + 0.90(12.75 + 19.12 + 43.03)$
	P principale	15.13	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	429.37		80.16
4	Plancher en CC	68.08	$12.75 + 0.85(12.75 + 19.13 + 43.03 + 80.16)$
	P principale	15.13	
	P secondaire	11.58	

	<i>Poteau</i>	13.38	
<i>total</i>	537.54		144.6
5	<i>Plancher en CC</i>	68.08	12.75+0.71(12.75+19.13 +43.03+80.16+144.6)
	<i>P principale</i>	15.13	
	<i>P secondaire</i>	11.58	
	<i>Poteau</i>	13.38	
<i>Total</i>	645.71		225.51
6	<i>Plancher en CC</i>	68.08	12.75+0.71(12.75+19.13 +43.03+80.16+144.6+225.51)
	<i>P principale</i>	15.13	
	<i>P secondaire</i>	11.58	
	<i>Poteau</i>	13.38	
<i>Total</i>	753.88		385.62
7	<i>Plancher en CC</i>	68.08	12.75+0.71(12.75+19.13+43.03 +80.16+144.6+225.51+385.62)
	<i>P principale</i>	15.13	
	<i>P secondaire</i>	11.58	
	<i>Poteau</i>	13.38	
<i>Totale</i>	862.05		659.41
8	<i>Plancher en CC</i>	68.08	12.75+0.71(12.75+19.13+43.03 +80.16+144.6+225.51+385.62+ 659.41)
	<i>P principale</i>	15.13	
	<i>P secondaire</i>	11.58	
	<i>Poteau</i>	17.85	
<i>Totale</i>	974.69		1127.6

Tableau 12 : Poteau cental

❖ **poteau de rive :**

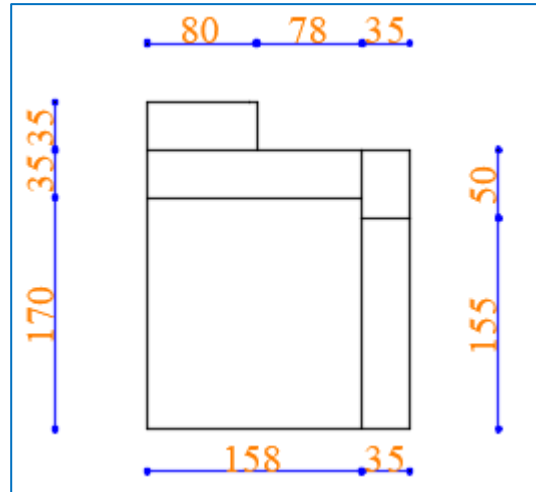


Figure 13 : Poteau de coin

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
0	Acrotère	$3,22 \times 0,6 \times (0,35 + 0,80 + 0,78 + 0,35 + 0,5 + 1,55) = 8,36$	1x4.05
	Plancher terrasse	$5,34 \times 4,05 = 21,64$	
	P principale	$3,93 \times (1,55 \times 0,35) = 2,12$	
	P secondaire	$3,5 \times (1,58 \times 0,35) = 1,92$	
	balcon	$6,53 \times (0,35 \times 0,80) = 1,82$	
Total	35,86		4,05
1	mur extérieur	7,2	4.05+1.5x4.05
	Plancher en CC	$5,34 \times 4,05 = 21,62$	
	P principale	2,12	
	P secondaire	1,92	
	Poteau	13,38	
	balcon	1,82	
Total	83,92		10,12
2	Mur extérieur	7,2	4.05+0.95(4.05+10.12)
	Plancher en CC	21,62	
	P principale	2,12	
	P secondaire	1,92	
	Poteau	13,38	
	balcon	1,82	
Total	131,98		17,51
3	Mur extérieur	7,2	4.05+0.90(4.05+10.12+17.51)
	Plancher eCC	21,62	
	P principale	2,12	

	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	13.38	
	<i>balcon</i>	1.82	
Total		180.04	48.32
4	<i>Mur exterieur</i>	7.2	4.05+0.85(4.05+10.12 +17.51+48.32)
	<i>Plancher en CC</i>	21.62	
	<i>P principale</i>	2.12	
	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	13.38	
	<i>balcon</i>	1.82	
total		228.1	72.05
5	<i>Mur exterieur</i>	7.2	4.05+0.71(4.05+10.12 +17.51+48.32+72.05)
	<i>Plancher en CC</i>	21.62	
	<i>P principale</i>	2.12	
	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	13.38	
	<i>balcon</i>	1.82	
Total		276.16	112.00
6	<i>Mur exterieur</i>	7.2	4.05+0.71(4.05+10.12 +17.51+48.32+72.05+112.00)
	<i>Plancher en CC</i>	21.62	
	<i>P principale</i>	2.12	
	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	13.38	
	<i>balcon</i>	1.82	
Total		324.22	191.52
7	<i>Mur exterieur</i>	7.2	4.05+0.71(4.05+10.12+17.51 +48.32+72.05+112+191.52)
	<i>Plancher en CC</i>	21.62	
	<i>P principale</i>	2.12	
	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	13.38	
	<i>balcon</i>	1.82	
Totale		372.28	327.5
8	<i>Mur exterieur</i>	7.2	4.05+0.71(4.05+10.12+17.51 +48.32+72.05+112+191.52+ 327.5)
	<i>Plancher en CC</i>	21.62	
	<i>P principale</i>	2.12	
	<i>P secondaire</i>	1.92	
	<i>Poteau</i>	17.85	
Totale		422.99	792.55

Tableau 13 : Poteau de coin

❖ **Poteau intermédiaire :**

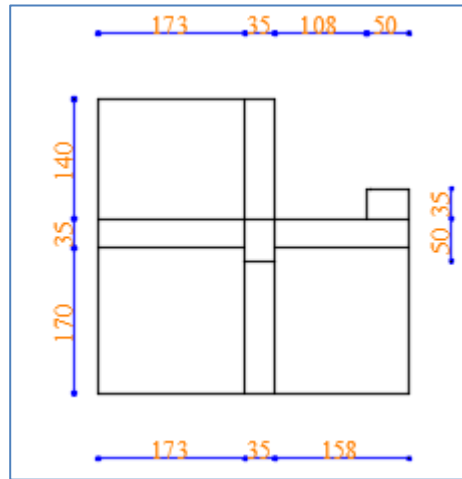


Figure 14 : Poteau intermédiaire

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
0	Acrotère	$3.22 \times 0.6 \times (0.35 + 0.5 + 0.35 + 1.08 + 1.40 + 0.35 + 1.73) = 11.12$	1x9.79
	Balcon	$1.40 \times 1.73 \times 0.17 \times 25 = 10.29$	
	Plancher terrasse	$6.13 \times 9.79 = 60.01$	
	P principale	$(1.7 + 1.4) \times 3.93 = 12.18$	
	P secondaire	$(1.73 + 1.58) \times 3.5 = 11.58$	
Total	105.18		9.79
1	Mur extérieur	7.2	9.79 + 1.5x9.79
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	$5.34 \times 9.79 = 52.27$	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	190.67		24.47
2	Mur extérieur	7.2	9.79 + 0.95(9.79 + 24.47)
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	280.08		42.33
3	Mur extérieur	7.2	9.79 + 0.90(9.75 + 24.47 + 42.33)
	Balcon	10.29	

	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	369.49	78.72	
4	Mur extérieur	7.2	9.79+0.85(9.79+24.47 +42.33+78.72)
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	458.9	141.80	
5	Mur extérieur	7.2	9.79+0.71(9.79+24.47 +42.33+78.72+141.8)
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	548.31	220.73	
6	Mur extérieur	7.2	9.79+0.71(9.79+24.47 +42.33+78.72+141.8+220.73)
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Total	637.72	377.45	
7	Mur extérieur	7.2	9.79+0.71(9.79+24.47+42.33 +78.72+141.8+220.73+377.45)
	Balcon	10.29	
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	13.38	
Totale	727.13	645.44	
8	Mur extérieur	7.2	9.79+0.71(9.79+24.47+42.33 +78.72+141.8+220.73+377.45+ 645.44)
	Plancher en CC	52.27	
	P principale	12.18	
	P secondaire	11.58	
	Poteau	17.85	
Totale	810.72	1103.70	

Tableau 14 : Poteau intermédiaire
--

Chapitre 04

Etude des éléments

secondaires

Etude des éléments secondaires :

1 Plancher a corps creux :

1.1 Introduction

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs. Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

Fonction Principale

- Porter les charges des structures.
- Assurer l'isolation thermique et phonétique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

1.2 Les sollicitations :

Pour déterminer les sollicitations dans une nervure on l'a modélisé sur robot structural analysais telle qu'elle est avec :

- ✓ $G=5.33 \times 0.65=3.47 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q=1.5 \times 0.65=0.98 \text{ KN/ml}$

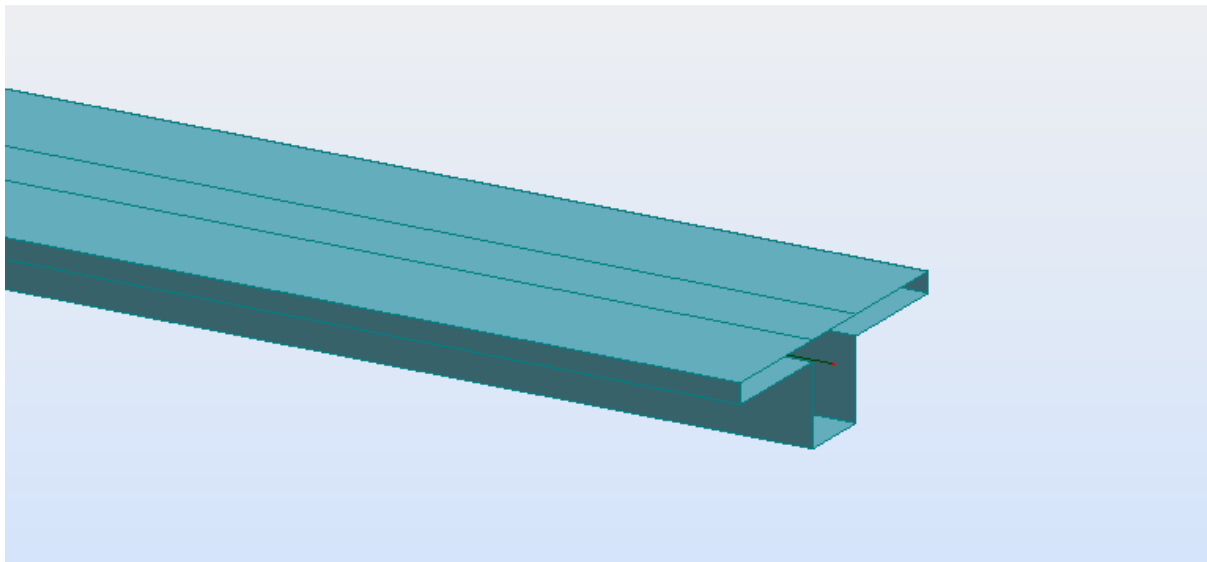


Figure 15 : Nervure en T

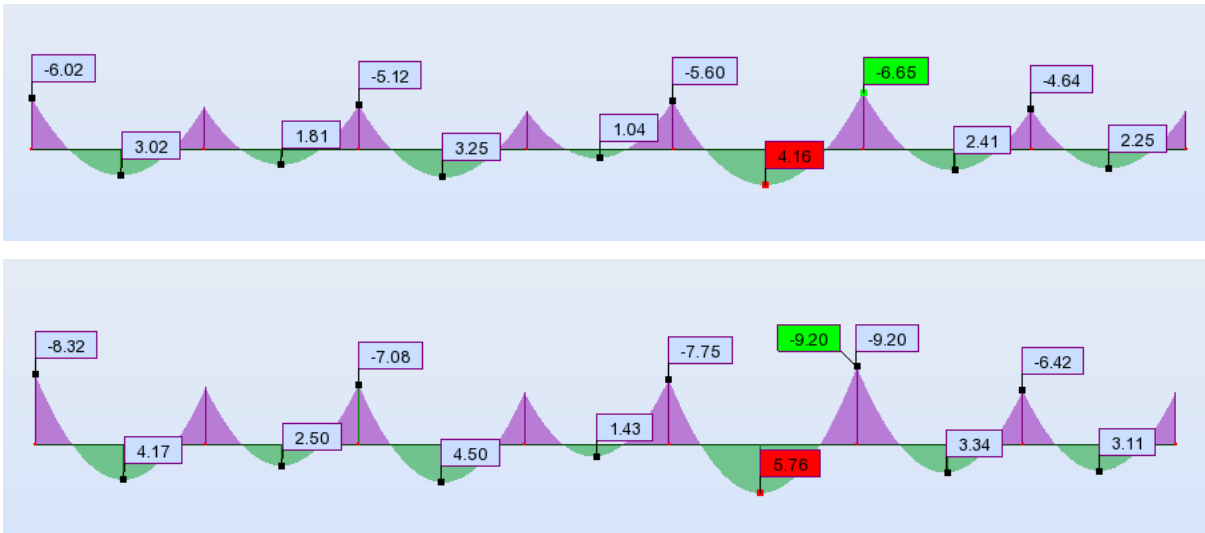


Figure 16 : Moment des nervures

1.3 calcul de ferrailage :

Les données :

b=60cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b=15cm largeur de l'âme

h₀=4cm hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures c=c'=2cm → d=18cm

f_c28=25MPa ; FeE400, σ_{bc}= 14,20MPa ; σ_s= 348MPa

E.L.U:

a/En travée : M_{tmax}= 0.576 t.m

$$M_{Tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0) = 0.60 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - \frac{0.02}{2}) = 5.90 \text{ tm}$$

$$M_{Tab} = 5.79 \text{ t.m} \geq M_t = 0.576 \text{ t.m} \dots \text{vérifiée.}$$

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (b×h) .

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.00576}{142 \cdot 0.60 \cdot 0.18^2} = 0.0201$$

$$\mu = 0.0201 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s^2 = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.0188$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot (0.0153)) = 17.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.00576}{0.178 \cdot 3480} \cdot 10^4 = 1.23 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA10 = 1.57cm²

***/Condition de non Fragilité:**

Dans notre poutre soumise à la flexion simple ou composé et comportant une zone tendue des armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 * b * d * (f_{tj} / f_e) = 0.23 * 60 * 18 * (2.1 / 400)$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b/En Appuis :

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimé donc on considère une section rectangulaire (b₀×h) de dimension (15×20) cm²

$$M_a \text{ max} = -0.920 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{0.00920}{142 * 0.15 * 0.18^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,133 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})}{0.8} = 0.179$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 * (0.20)) = 16.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{0.00707}{16.71 * 3480} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA10= 1.57cm²

Condition de non Fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 * b_0 * d * (f_{tj} / f_e) = 0.23 * 15 * 18 * (2.1 / 400)$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.326 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à L'ELS

a/En travée : M_{tmax} = 0.416 t.m

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$30x^2 - 15 * 1.57 * 18 + 23.55x = 0$$

$$30x^2 + 23.55x - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=226.77 \Rightarrow x=3.53\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15A_s (d-x)^2 = \frac{(60 \cdot (3.53)^3)}{3} + 15 \cdot 1.57 (18-3.38)^2 = 4337.92\text{cm}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{41600 \cdot 3.53}{4337.92} = 3.38$$

→ 3.38 < $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$... Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 41600 \cdot (18-3.53))}{4337.92} = 187.23\text{MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202\text{MPa}$

$\sigma_s = 187.23\text{MPa} \leq \sigma_s' = 202\text{MPa}$ → vérifier

b/En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15A_s(d-x) = 0$$

$$7.5x^2 - 15 \cdot 1.53 \cdot 18 + 26x = 0$$

$$7.5x^2 + 26x - 413.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115.23 \Rightarrow x = 5.46\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15A_s (d-x)^2 = \frac{(15 \cdot (5.46)^3)}{3} + 15 \cdot 1.53 (18-5.46)^2 = 5360.72\text{cm}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{41600 \cdot 5.46}{5360.72} = 4.23\text{MPa}$$

→ $\sigma_b = 4.23\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$... Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 41600 \cdot (18-5.46))}{5360.72} = 145.68 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 145.68 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant** : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1.289 \times 10^3}{15 \times 18} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

***/Section des Armature transversale**

$$\phi_t \leq (h /35; b_0/10) = \min(20/35;15/10) = 0.57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA8=1.01 cm² 1 Cadre = 2brins

1.4 Schéma de ferrailage :

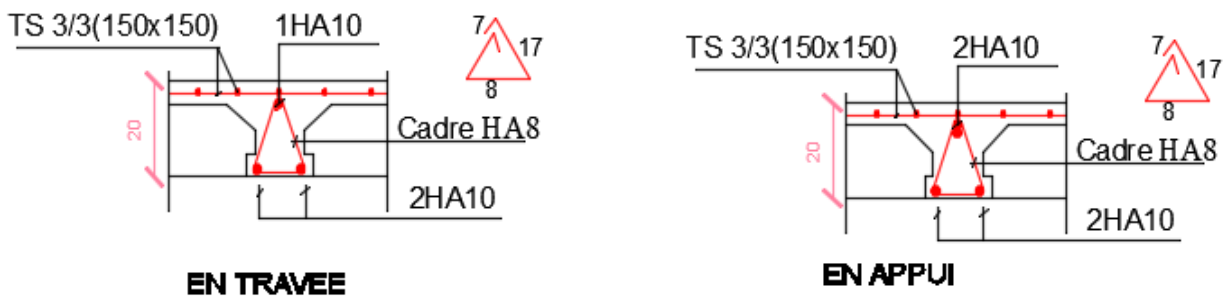


Figure 17 : Ferrailage nervure

2 Etude de l'acrotère :**2.1 Introduction :**

L'acrotère sera calculé comme étant une console encadrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de **1,00m**.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal **NG** dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : **Q=1,0 KN**

2.2 Calcul de ferrailage :**détermination des sollicitations :**

Sous l'action des charges d'exploitation :

N_G : effort de compression due au poids (G) donc $N_G = G = 2.40 \text{ KN /ml}$

M_G : moment crée par N_G donc $M_G = N_G * L = 0 \text{ (L = 0)}$

N_q : l'effort dû à la surcharge Q $N_q = 0$

M_Q : moment crée par la charge $M_Q = Q * L = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} = 0.06 \text{ t.m}$

ELU:

$N_U = 1,35 N_G + 1.5 N_q = 1.35 (2.40) + 1.5 (0) = 3.24 \text{ t/ml}$

$M_U = 1,35 M_G + 1.5 M_q = 1.35 (0) + 1.5 (0.6) = 0.9 \text{ t.m}$

ELS:

$N_S = N_G + N_q = 2.40 + 0 = 2.40 \text{ t/ml}$

$M_S = M_G + M_q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ t.m}$

Détermination de l'excentricité :**ELU :**

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.24} = 0.277 \text{ m}$$

ELS :

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.4} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

$e_1 < e_0$ Donc l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (MA) calculé par rapport aux armatures tendues.

Ferrailage :**a/ A'ELU**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

D'après le BAEL – 91 le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus

$$M_A = M_U + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{tel que : } d = h - c \quad (c = \text{enrobage} = 2,5 \text{ cm})$$

$$d = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$M_A = 0,09 + 0,324 \left(0,075 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,098 \text{ t.m}$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} \quad (\text{BAEL} - 91) \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,16 \text{ MPa} = 142 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{0,001}{1(0,075)^2 \cdot 14,2} = 0,013 < \mu_L = 0,392 \quad \text{Pivot A section simple}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,013)}}{0,8} = 0,0014$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,074$$

$$A_1 = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$AS = A_1 \cdot \frac{N_u}{100\sigma_s}$$

$$AS = 3,40 \cdot \left(\frac{324}{100 \times 348}\right) = 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3,93 cm²

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = AS/4 = 3,93/4 \quad A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA8 = 2,01 cm²

L'espacement

$$St = \min(3h, 33) \text{ cm}$$

$$St = \min(30, 33) \text{ cm}$$

Soit $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

❖ **Vérifications a l'ELS :****Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15(AS + AS')x - 15(AS' \cdot C' + AS \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15AS(d - x) = 0$$

$$7,5x^2 + 59,25x - 444,37 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 303,948 \Rightarrow x = 2,5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(100 \cdot 2.5^3)}{3} + 15 \cdot 3.95 (7.5 - 2.45)^2 = 2003.32 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{6000 \cdot 2.45}{2001.22} = 0.74 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_b = 0.74 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 6000 \cdot (7.5 - 2.45))}{2001.22} = 22.7 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 22.7 \text{ MPa} \geq \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$ Vérifiée

❖ **Vérification vis-à-vis au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{15.0 \cdot 1.10^3}{100.13} = 0.115 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 F_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 0.325 \text{ Kg / cm}^2$$

$\tau_u = 0.115 \text{ Kg / cm}^2 \leq \bar{\tau}_u = 0.325 \text{ Kg / cm}^2$ vérifiée

2.3 Schéma du Ferrailage :

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

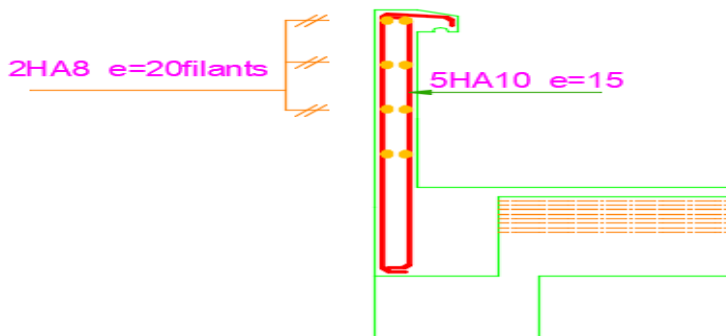


Figure 18 : Ferrailage de l'acrotère

3 Etude d'escalier :

• **Palier :**

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$G_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5) \times 2.17 \rightarrow G_u = 23.10 \text{ KN/ml}$

$G_s = G + Q = (5.11 + 2.5) \times 2.17 \rightarrow G_s = 16.51 \text{ KN/ml}$

• **Paillasse :**

$G = 8.06 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$G_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.06 + 1.5 \times 2.5) \times 1.35 \rightarrow G_u = 19.75 \text{ KN/ml}$

$G_s = G + Q = (8.06 + 2.5) \times 1.35 \rightarrow G_s = 14.25 \text{ KN/ml}$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Largeur(m)	Gu (KN/ml)	Gs (KN/ml)
Palier	5.11	2.5	2.25	23.10	16.51
Paillasse	8.06	2.5	1.35	19.75	14.25

Tableau 15 : Evaluation des charges palier-paillasse

Détermination des sollicitations :

Schéma statique :

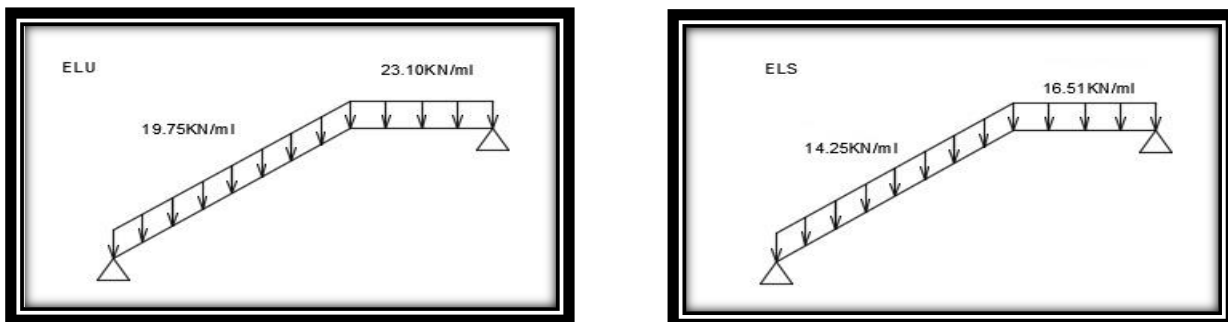


Figure 19 : schéma statique de l'escalier

Charge équivalente ultime :

$$Q_{eq} = \frac{19.25 \cdot 2.25 + 31.94 \cdot 1.35}{3.6} = 24.01 \text{ KN/ml}$$

Charge équivalente service :

$$Q_{eq} = \frac{22.83 \cdot 1.35 + 13.84 \cdot 2.25}{3.6} = 17.21 \text{ KN/ml}$$

M0=38.90 KN.m

A l'ELU :

Mt=0.85M0=0.85x38.90=33.06 KN.m

Ma=0.5M0=0.5x38.90=19.45 KN.m

A l'ELS :

Mt=0.85M0=0.85x27.9=23.71 KN.m

Ma=0.5M0=0.5x27.9=13.95 KN.m

3.1 Calcul de ferailage :

En travée :

Mtmax=3.306 t.m

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.3306}{142 \cdot 0.15^2 \cdot 0.97} = 0.16$$

$\mu = 0,16 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.22$$

Z=d(1- 0.4α)=18(1- 0.4*(0.22))= 16.41 cm

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.03306}{16.41 \cdot 3480} = 5.78 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 7HA12/ml= 7.92 cm²/ml

Condition de non Fragilité :

As ≥ Amin= 0.23*b*d*(f_{ij}/f_e)=0.22* 15*97*(2.1/400)

As= 5.78cm² > 1.68cm²

EN appui :

Mt max= 1.945t.m

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.1945}{142 \cdot 0.15 \cdot 0.97^2} = 0.097$$

$$\mu = 0,097 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (As' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})}{0,8} = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 * (0,062)) = 17,56 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{z * \sigma_s} = \frac{0,01945}{17,56 * 3480} = 3,18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 7HA 12 = 7,92 cm²

Armatures de repartition :

$$A_{rep} = As / 4 = 7,92 / 4 = 1,98$$

$$A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA 10/ml = 4,71 cm²

❖ **Vérification a L'ELS :**

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (As + As') x - 15 (As' * C' + As * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 As (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 2138,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 664,67 \Rightarrow x = 5,64 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 As (d - x)^2 = \frac{(100 * 5,64^3)}{3} + 15 * 7,92 (7,5 - 5,64)^2 = 6391,2 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(Ms * x)}{I} = \frac{23710 * 5,64}{6391,2} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_b = 2,09 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 * Ms * (d - x))}{I} = \frac{(15 * 23710 * (7,5 - 2,45))}{6391,2} = 103,5 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 103.5 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$ Vérifiée

❖ **Vérification effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{4.321 \cdot 10^3}{100.97} = 0.0445 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 F_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.445 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.2 Schéma de ferrailage :

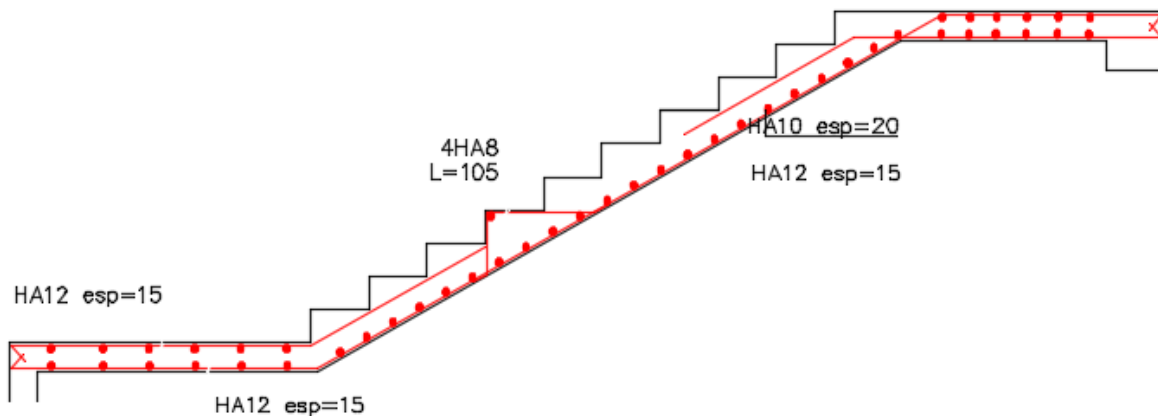


Figure 20 : Schéma ferrailage escalier

4 Poutre palière :

Section bxh=35x40 cm²

4.1 Calcul des sollicitations :

$$M_0 = 0.10 \text{ MN.m}$$

en travée :

a- L'ELU :

$$M_u = 0.010 \text{ MN.m} ; b = 0.35 \text{ m} ; h = 0.40 \text{ m} ; d = 0.37 \text{ m} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b c * b * d^2} = \frac{0.0078}{142 * 0.35 * 0.37^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.014)})}{0.8} = 0.018$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 42(1 - 0.4 * (0.018)) = 0.36m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{0.010}{0.36 * 3480} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA12 = 3.39 cm²

en appui :

a- L'ELU :

Mu=0.0066MN.m ; b=0.35 m ; h=40 m ; d= 0.37 m ; σ_b= 142kgf/cm² ; σ_s= 3480 kgf/cm²

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b c * b * d^2} = \frac{0.0049}{142 * 0.35 * 0.42^2} = 0.009$$

$$\mu = 0.007 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.009)})}{0.8} = 0.012$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 42(1 - 0.4 * (0.012)) = 0.36 m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{0.0066}{0.36 * 3480} = 0.51 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA12 = 3.39 cm²

❖ **Vérification à L'ELS:**

M_s= 0.078 MN.m ; A_s = 3.39 cm²

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 * 3.39 * 37 + 69.3x = 0$$

$$17.5x^2 + 50.85x - 1881.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.56 \Rightarrow x = 9.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 * (9.07)^3)}{3} + 15 * 3.39 (37 - 9.07)^2 = 53259.21 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{0.078 \times 10^3 \times 11.07}{53259.21} = 13.20 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 13.20 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 0.078 \times 10^3 \times (42-9.07))}{53259.21} = 614.72 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 614.72 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$ → vérifier

4.2 Schéma de ferrailage :

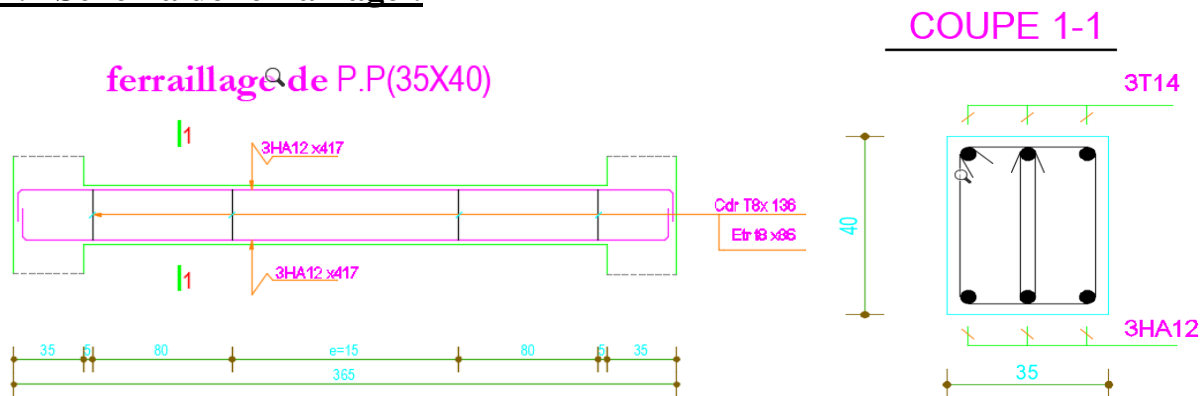


Figure 21 : Schéma ferrailage poutre palière

5 Etude de balcon :

On a deux types de dalles pleines (balcons) :

Largeur : 1,65 m

Longueur : 3.50 m

Epaisseur : 17 cm

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q1 : surcharge exercée sur le garde-corps.

G1 : poids du garde-corps.

$$G = 2.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1,00 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 1,58 \times 1,6 = 2,53 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur

A l'ELU :

$$\text{La dalle : } q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 2.54 + 1,5 \times 3,5) 1 \text{ ml} = 8.67 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } q_{u1} = (1,35 \times G_1 + 1,5Q_1) 1 \text{ ml} = (1,35 \times 2,53 + 1,5 \times 1,00) = 4,92 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$\text{La dalle : } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (2.54 + 3,5) 1 \text{ ml} = 6.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } q_{s1} = (G_1 + Q_1) 1 \text{ ml} = (2,53 + 1,00) = 3,53 \text{ KN/ml}$$

5.1 Calcul Ferrailage :

Calcul des moments d'encastrement :

$$\text{Dalle pleine : } q_u = 8.67 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qu} = q_u \times L^2 / 2 = 11.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Garde-corps : } q_{u1} = 4,92 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L^2 / 2 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Le moment total est : } M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 18.10 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{Dalle pleine : } q_s = 6.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qs} = q_s \times L^2 / 2 = 8.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Garde-corps : } q_{s1} = 3,53 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L^2 / 2 = 4,52 \text{ KN.m}$$

Le moment totale est :

$$M_{qs} + M_{qs1} = 8.22 + 4.52 = 12.74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU**

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,17\text{m} ; d = 0,15 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$M_u = 18.10 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.1810}{142 \cdot 0.15 \cdot 0.15^2} = 0.377$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.63$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15(1 - 0.4 \cdot (0.63)) = 11.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.01810}{11.22 \cdot 3480} = 4.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 5HA12 = 5.65 cm² par ml

Condition de non Fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.22 \cdot 15 \cdot 15 \cdot (2.1/400)$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.259 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement**

Vérification effort tranchant :

$$T_{u\max} = q_u \times L + q_{u1} = 19.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{1.9225 \cdot 10^3}{100.15} = 1.281 \text{ MPa}$$

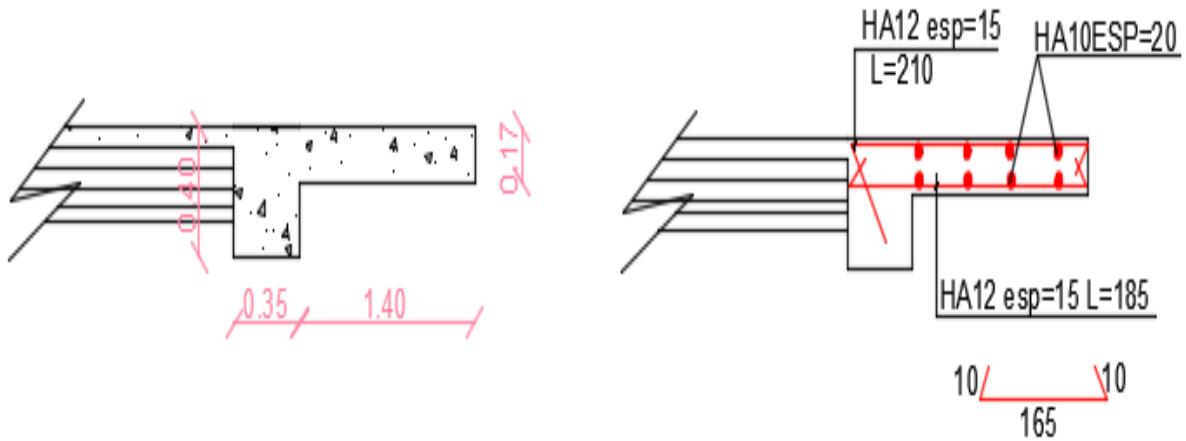
$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 F_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.281 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5.2 Schéma de ferrailage :

Figure 22 : Ferrailage balcon



Chapitre 05 :

Etude sismique de la
structure

Etude sismique de la structure :

1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A groupe d'usage 1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : **H = 26,10 m > 23 m**

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2015**.

3-Méthode d'analyse modale spectrale :

3-1-Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3-2-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

3-3-Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \\ \left[2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{-3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{-3} \right] & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

3-4-Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (**Catégorie S2**).

3-5- Détermination des paramètres du spectre de réponse:

Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya **Guelma** : **RPA 99 / version2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,20** (tableau 4.1 de **RPA 99 / version 2003**)

Tableau 16 : coefficient d'accélération zone A

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour notre site type : $S_2T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,40$ s (tab 4.7)

Tableau 17 : Valeurs de T_1 , T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Figure 18 : Valeurs de ξ %

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76$$

$\xi=7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,76$). (tab 4.2)

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de **RPA 99 / version 2003**.

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 26,10m$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

Tableau 19 : Valeurs de coefficient C_t

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6** et **4.7** de **RPA 99 / version 2003**.

Remarque de **RPA 99 / version 2003** :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$\begin{cases} T = C_T * h_N^{3/4} = 0,05 * 26,10^{3/4} = 0,57 \text{ sec} \\ T = 0,09 * h_N / \sqrt{l_x} = 0,09 * 26,10 / \sqrt{26,10} = 0,53 \text{ sec} \\ T = 0,09 * h_N / \sqrt{l_y} = 0,09 * 26,10 / \sqrt{11,50} = 0,67 \text{ sec} \end{cases}$$

En prend : $T = 0,57 \text{ sec}$

Avec : $T_{calculée} = 0,68 \text{ sec} < 0,57 \times 1,3 = 0,74 \text{ sec}$ (condition vérifiée)

Donc : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 (0,40/0,68)^{2/3} = 1,32$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau 20 : Valeurs du coefficient de comportement R

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

❖ **Facteur de qualité Q :**

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 21 : Valeurs des pénalités P_q

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

sens longitudinal : (7 travée) : critère observé

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,30/3,30 = 1,30 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

sens transversal : (2 travée) : critère non observé

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,80/3,60 = 1,33 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0,05$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées**. ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

sens longitudinal : (8 files+4voiles) : critère observé

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,30/3,30 = 1,30 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

sens transversal : (3 files+2voiles) : critère observé

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,80/3,60 = 1,33 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

c) Régularité en plan :

La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée

Etage	W(kg)	Xg (m)	Yg (m)	Xcr	Ycr	ex	15%lx	ey	15%ly	vérification
RDC	496154,13	13,08	6,02	12,99	7,2	0,09	3,915	1,18	1,725	ok!
1er	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
2ème	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
3ème	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
4ème	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
5ème	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
6ème	446509,37	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!
7ème	478146,87	13,07	6,01	12,99	7,2	0,08	3,915	1,19	1,725	ok!

Tableau 22 : Vérification de l'excentricité

La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = 26,10 / 11,50 = 2,26 < 4 critère observé

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes de la Tour dans une direction donnée n'excède pas **25 %** :

$(L_1+L_2)/L = (1.65+1.45)/11,50 = 24,42\% > 25\%$ critère observé

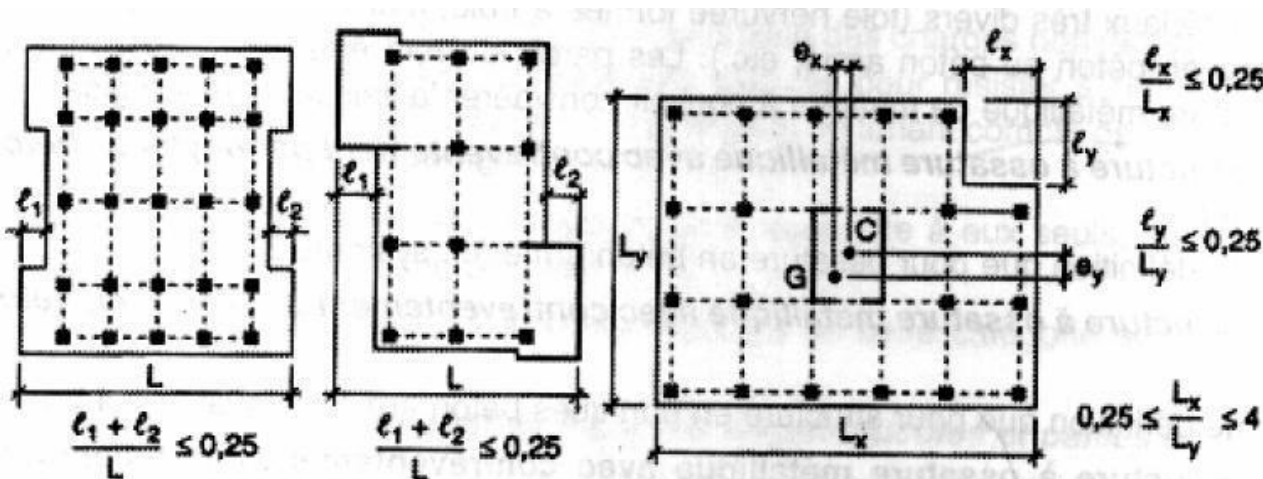


Figure 23 : Régularité en Plan

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** de celle de ce dernier.
OK ! $P_q=0$

d) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la Tour.

la variation des dimensions en plan de la Tour entre deux niveaux successifs ne dépasse **20%**.
(dans notre cas tous les étages sont identiques).. Critère observé $P_q=0$

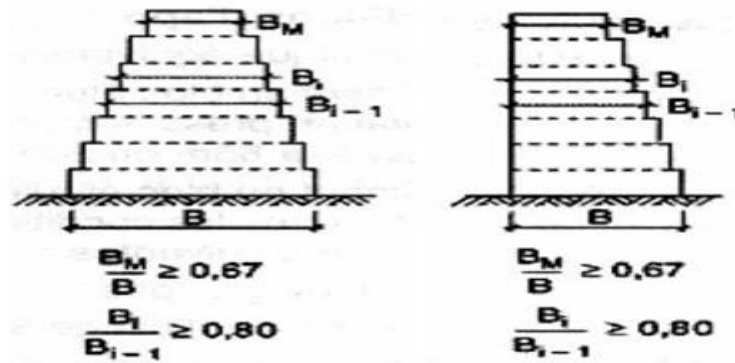


Figure 24 : Régularité en élévation

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre Tour ne sont pas contrôlés donc : $P_q = 0,05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0,10$

Finalement; La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$$Q = 1 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10 = 1,20$$

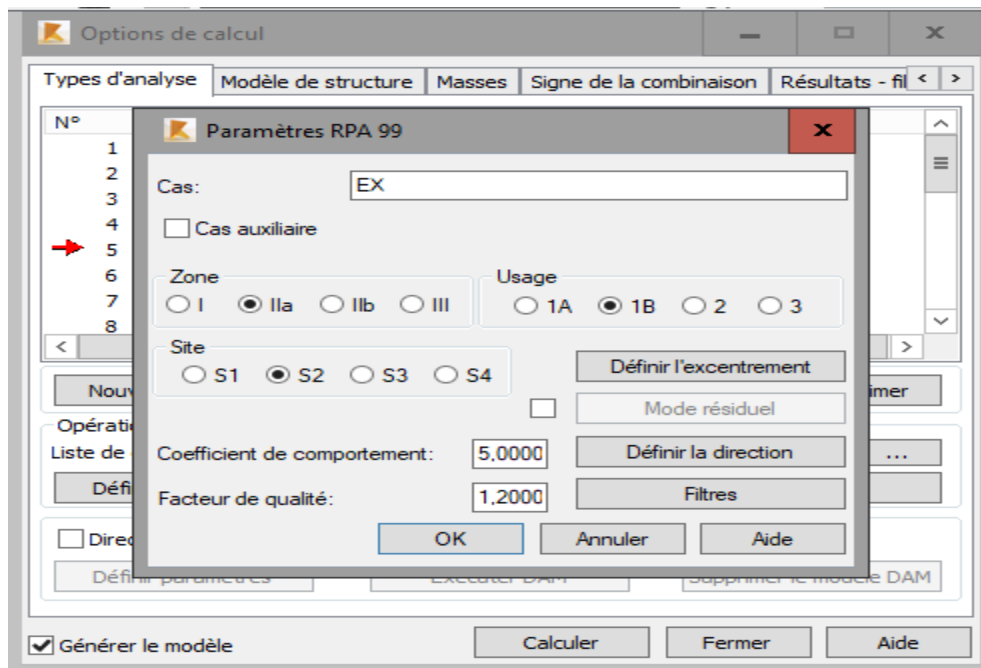


Figure 25 : Caractéristique sismique

Nombre de mode à considérer :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

4 Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

A)-Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

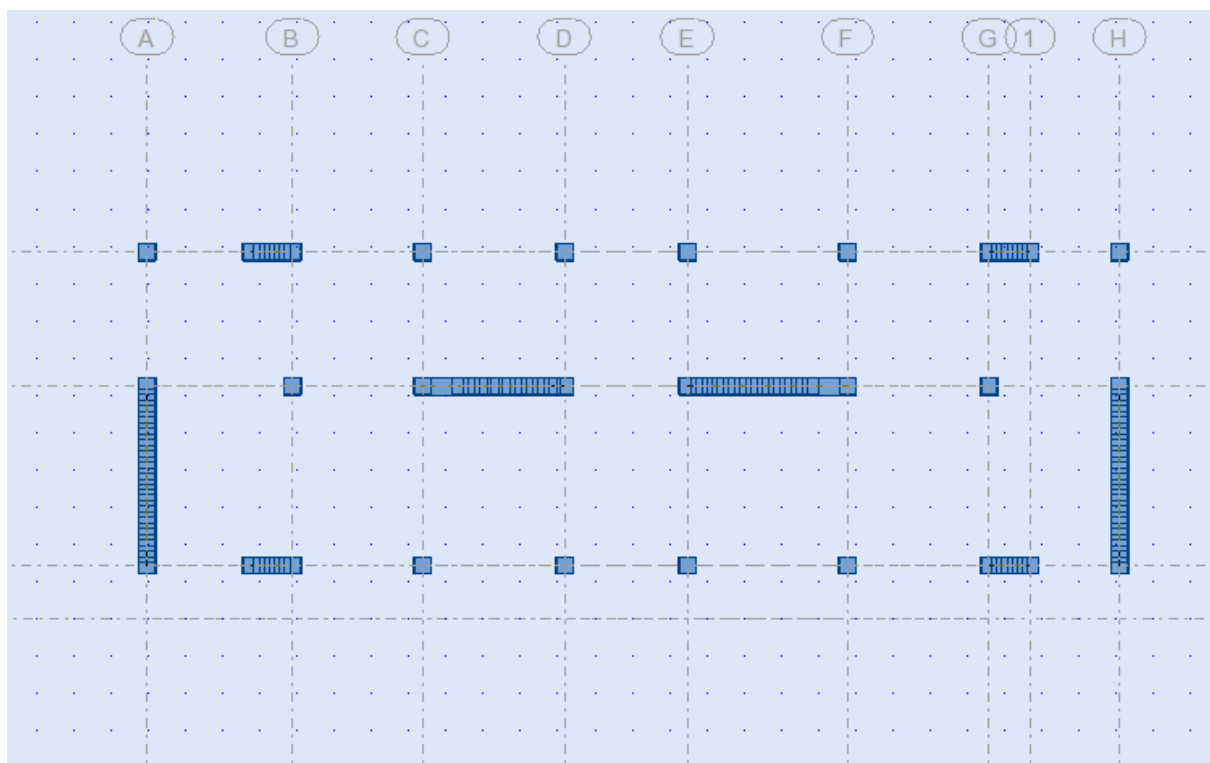


Figure 26 : Disposition des voiles 1

Période $T=0,77$
Poid $W= 3252,41$ tonnes

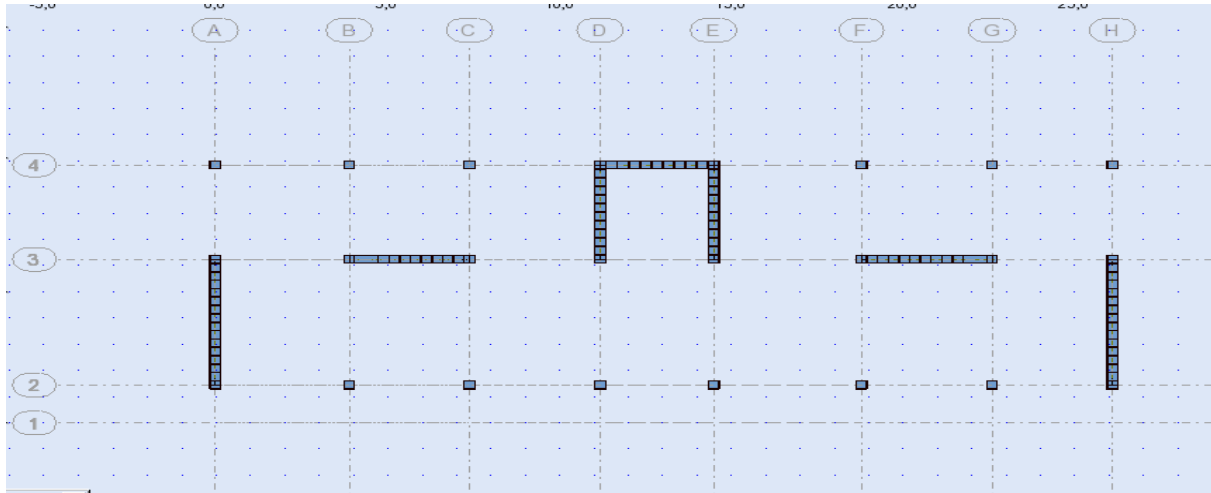


Figure 27 : Disposition des voiles 2

Période $T=0,68$

Poid $W= 3653,36$ tonnes

Période fondamentale de la structure = 0,57 sec

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

• $T = 0,57 \times 1,3 = 0,74$ sec

Parmi les 2 **variantes** précédentes on considère la **2^{ème} variante** qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1,47	0,68	66,28	0,00	0,0	66,28	0,00	0,0	3624418,11	3624418,11
1,64	0,61	66,29	69,77	0,0	0,00	69,77	0,0	3624418,11	3624418,11
2,13	0,47	73,49	69,78	0,0	7,21	0,00	0,0	3624418,11	3624418,11
5,58	0,18	89,25	69,78	0,0	15,76	0,00	0,0	3624418,11	3624418,11
7,16	0,14	89,25	89,30	0,0	0,00	19,53	0,0	3624418,11	3624418,11
8,94	0,11	90,13	89,31	0,0	0,88	0,01	0,0	3624418,11	3624418,11
11,02	0,09	94,96	89,31	0,0	4,83	0,00	0,0	3624418,11	3624418,11
14,14	0,07	94,96	94,82	0,0	0,00	5,51	0,0	3624418,11	3624418,11
14,69	0,07	94,96	94,82	0,0	0,00	0,00	0,0	3624418,11	3624418,11

Tableau 23 : Résultats dynamique

Poids total de la structure :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} : W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5** du **RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2015**.

Nom	Masse [kg]
Etage 1	496154,13
Etage 2	446509,37
Etage 3	446509,37
Etage 4	446509,37
Etage 5	446509,37
Etage 6	446509,37
Etage 7	446509,37
Etage 8	478146,87

Tableau 24 : Masse des étages

$$W=3653,36 \text{ tonnes}$$

5 Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = V_y = \frac{0,20 * 1,32 * 1,2}{5} 36533,6 = 1205,60 \text{ KN}$$

6 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

	FX	FY
EX	1946,92	13,28
EY	13,23	2174,12
Vdynx	1960,15	
Vdyny		2187,4

Tableau 25 : Résultante sismique

Vérification de la résultante des forces sismiques :

	Vstat	80%Vstat	Vdyn	Vérification
EX	2314,767	1851,8136	1960,15	ok!
EY	2314,767	1851,8136	2187,4	ok!

Tableau 26 : Vérification de la résultante sismique**7 Vérification de déplacement :****Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2015** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

combinaison EX							
etage	Ux(cm)	Ux relatif	Uy(cm)	Uy relatif	Hetage(cm)	1%Hetage	vérification
RDC	0,5	0,5	0,1	0,1	408	4,08	ok!
1er	1,1	0,6	0,2	0,1	306	3,06	ok!
2ème	1,8	0,7	0,4	0,2	306	3,06	ok!
3ème	2,6	0,8	0,6	0,2	306	3,06	ok!
4ème	3,4	0,8	0,8	0,2	306	3,06	ok!
5ème	4,1	0,7	1,1	0,3	306	3,06	ok!
6ème	4,9	0,8	1,3	0,2	306	3,06	ok!
7ème	5,5	0,6	1,5	0,2	306	3,06	ok!
combinaison EY							
RDC	0	0	0,3	0,3	408	4,08	ok!
1er	0	0	0,8	0,5	306	3,06	ok!
2ème	0	0	1,4	0,6	306	3,06	ok!
3ème	0	0	2,2	0,8	306	3,06	ok!
4ème	0	0	2,9	0,7	306	3,06	ok!
5ème	0	0	3,7	0,8	306	3,06	ok!
6ème	0	0	4,5	0,8	306	3,06	ok!
7ème	0	0	5,3	0,8	306	3,06	ok!
combinaison G+Q+EX							
RDC	0,5	0,5	0,1	0,1	408	4,08	ok!
1er	1,1	0,6	0,2	0,1	306	3,06	ok!
2ème	1,8	0,7	0,4	0,2	306	3,06	ok!
3ème	2,6	0,8	0,6	0,2	306	3,06	ok!
4ème	3,4	0,8	0,8	0,2	306	3,06	ok!

5ème	4,1	0,7	1,1	0,3	306	3,06	ok!
6ème	4,9	0,8	1,3	0,2	306	3,06	ok!
7ème	5,5	0,6	1,5	0,2	306	3,06	ok!
combinaison G+Q-EX							
RDC	-0,5	-0,5	-0,1	-0,1	408	4,08	ok!
1er	-1,1	-0,6	-0,2	-0,1	306	3,06	ok!
2ème	-1,8	-0,7	-0,4	-0,2	306	3,06	ok!
3ème	-2,6	-0,8	-0,6	-0,2	306	3,06	ok!
4ème	-3,4	-0,8	-0,8	-0,2	306	3,06	ok!
5ème	-4,1	-0,7	-1,1	-0,3	306	3,06	ok!
6ème	-4,9	-0,8	-1,3	-0,2	306	3,06	ok!
7ème	-5,5	-0,6	-1,5	-0,2	306	3,06	ok!
combinaison G+Q+EY							
RDC	0	0	0,3	0,3	408	4,08	ok!
1er	0	0	0,8	0,5	306	3,06	ok!
2ème	0	0	1,4	0,6	306	3,06	ok!
3ème	0	0	2,2	0,8	306	3,06	ok!
4ème	0	0	2,9	0,7	306	3,06	ok!
5ème	0	0	3,7	0,8	306	3,06	ok!
6ème	0	0	4,5	0,8	306	3,06	ok!
7ème	0	0	5,3	0,8	306	3,06	ok!
combinaison G+Q-EY							
RDC	0	0	-0,3	-0,3	408	4,08	ok!
1er	0	0	-0,8	-0,5	306	3,06	ok!
2ème	0	0	-1,4	-0,6	306	3,06	ok!
3ème	0	0	-2,2	-0,8	306	3,06	ok!
4ème	0	0	-2,9	-0,7	306	3,06	ok!
5ème	0	0	-3,7	-0,8	306	3,06	ok!
6ème	0	0	-4,5	-0,8	306	3,06	ok!
7ème	0	0	-5,3	-0,8	306	3,06	ok!
combinaison G+Q+1,2EX							
RDC	0,5	0,5	0,1	0,1	408	4,08	ok!
1er	1,3	0,8	0,3	0,2	306	3,06	ok!
2ème	2,1	0,8	0,5	0,2	306	3,06	ok!
3ème	3,1	1	0,7	0,2	306	3,06	ok!
4ème	4	0,9	1	0,3	306	3,06	ok!
5ème	5	1	1,3	0,3	306	3,06	ok!
6ème	5,8	0,8	1,5	0,2	306	3,06	ok!
7ème	6,6	0,8	1,8	0,3	306	3,06	ok!
combinaison G+Q-1,2EX							
RDC	-0,6	-0,6	-0,1	-0,1	408	4,08	ok!
1er	-1,3	-0,7	-0,3	-0,2	306	3,06	ok!
2ème	-2,1	-0,8	-0,5	-0,2	306	3,06	ok!
3ème	-3,1	-1	-0,7	-0,2	306	3,06	ok!
4ème	-4,1	-1	-1	-0,3	306	3,06	ok!
5ème	-5	-0,9	-1,3	-0,3	306	3,06	ok!
6ème	-5,9	-0,9	-1,5	-0,2	306	3,06	ok!
7ème	-6,6	-0,7	-1,8	-0,3	306	3,06	ok!

combinaison G+Q+1,2EY

RDC	0	0	0,4	0,4	408	4,08	ok!
1er	0	0	1	0,6	306	3,06	ok!
2ème	0	0	1,7	0,7	306	3,06	ok!
3ème	0	0	2,6	0,9	306	3,06	ok!
4ème	0	0	3,5	0,9	306	3,06	ok!
5ème	0	0	4,5	1	306	3,06	ok!
6ème	0	0	5,4	0,9	306	3,06	ok!
7ème	0	0	6,3	0,9	306	3,06	ok!

combinaison G+Q-1,2EY

RDC	0	0	-0,4	-0,4	408	4,08	ok!
1er	0	0	-1	-0,6	306	3,06	ok!
2ème	0	0	-1,7	-0,7	306	3,06	ok!
3ème	0	0	-2,6	-0,9	306	3,06	ok!
4ème	0	0	-3,5	-0,9	306	3,06	ok!
5ème	0	0	-4,5	-1	306	3,06	ok!
6ème	0	0	-5,4	-0,9	306	3,06	ok!
7ème	0	0	-6,3	-0,9	306	3,06	ok!

combinaison 0,8G+EX

RDC	0,5	0,5	0,1	0,1	408	4,08	ok!
1er	1,1	0,6	0,2	0,1	306	3,06	ok!
2ème	1,8	0,7	0,4	0,2	306	3,06	ok!
3ème	2,6	0,8	0,6	0,2	306	3,06	ok!
4ème	3,4	0,8	0,8	0,2	306	3,06	ok!
5ème	4,1	0,7	1,1	0,3	306	3,06	ok!
6ème	4,9	0,8	1,3	0,2	306	3,06	ok!
7ème	5,5	0,6	1,5	0,2	306	3,06	ok!

combinaison 0,8G-EX

RDC	-0,5	-0,5	-0,1	-0,1	408	4,08	ok!
1er	-1,1	-0,6	-0,2	-0,1	306	3,06	ok!
2ème	-1,8	-0,7	-0,4	-0,2	306	3,06	ok!
3ème	-2,6	-0,8	-0,6	-0,2	306	3,06	ok!
4ème	-3,4	-0,8	-0,8	-0,2	306	3,06	ok!
5ème	-4,2	-0,8	-1,1	-0,3	306	3,06	ok!
6ème	-4,9	-0,7	-1,3	-0,2	306	3,06	ok!
7ème	-5,5	-0,6	-1,5	-0,2	306	3,06	ok!

combinaison 0,8G+EY

RDC	0	0	0,3	0,3	408	4,08	ok!
1er	0	0	0,8	0,5	306	3,06	ok!
2ème	0	0	1,4	0,6	306	3,06	ok!
3ème	0	0	2,2	0,8	306	3,06	ok!
4ème	0	0	2,9	0,7	306	3,06	ok!
5ème	0	0	3,7	0,8	306	3,06	ok!
6ème	0	0	4,5	0,8	306	3,06	ok!
7ème	0	0	5,3	0,8	306	3,06	ok!

combinaison 0,8G-EY

RDC	0	0	-0,3	-0,3	408	4,08	ok!
1er	0	0	-0,8	-0,5	306	3,06	ok!

2ème	0	0	-1,4	-0,6	306	3,06	ok!
3ème	0	0	-2,2	-0,8	306	3,06	ok!
4ème	0	0	-2,9	-0,7	306	3,06	ok!
5ème	0	0	-3,7	-0,8	306	3,06	ok!
6ème	0	0	-4,5	-0,8	306	3,06	ok!
7ème	0	0	-5,3	-0,8	306	3,06	ok!

Tableau 27 : Vérification de déplacement

8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau **k** .

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

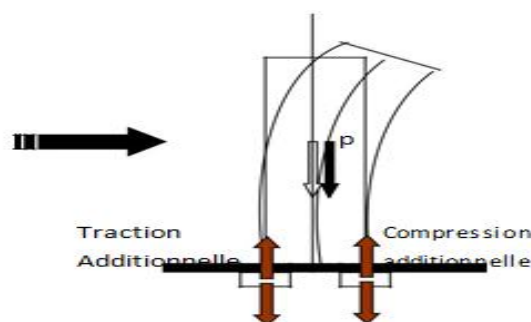


Figure 28: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison EX) :

Etage	P etage	Pk	Δetage	Δk	Vetage	Vk	hk	θ	≤0,10
RDC	496154,13	3653357,22	0,5	0,5	1946,94	1946,94	4,08	0,0229958	ok!
1	446509,37	3157203,09	1,2	0,7	1863,67	3810,61	3,06	0,0189533	ok!
2	446509,37	2710693,72	2,1	0,9	1736,52	5547,13	3,06	0,0143725	ok!
3	446509,37	2264184,35	3,1	1	1586,36	7133,49	3,06	0,0103726	ok!
4	446509,37	1817674,98	4	0,9	1396,36	8529,85	3,06	0,0062675	ok!
5	446509,37	1371165,61	5	1	1160,51	9690,36	3,06	0,0046241	ok!
6	446509,37	924656,24	5,9	0,9	884,07	10574,43	3,06	0,0025718	ok!
7	478146,87	478146,87	6,7	0,8	520,19	11094,62	3,06	0,0011267	ok!

Tableau 28: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison EX)

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison EY) :

etage	Xg	Yg	Xcr	Ycr	deltaX	5%Lx	daltaY	5%Ly
RDC	13,07	6,02	12,99	6,2	0,08	1,305	0,18	0,575
1er	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
2ème	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
3ème	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
4ème	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
5ème	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
6ème	13,08	6,01	12,99	6,2	0,09	1,305	0,19	0,575
7ème	13,07	6	12,99	6,2	0,08	1,305	0,2	0,575

Tableau 29 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison EY)

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X : $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_x$

Sens Y : $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_y$

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Etage	P etage	Pk	Δetage	Δk	Vetage	Vk	hk	θ	≤0,10
RDC	496154,13	3653357,22	0,3	0,3	2174,1	2174,1	4,08	0,0123559	ok!
1	446509,37	3157203,09	0,8	0,5	2076,04	4250,14	3,06	0,012138	ok!
2	446509,37	2710693,72	1,4	0,6	1933,18	6183,32	3,06	0,0085958	ok!
3	446509,37	2264184,35	2,2	0,8	1769,44	7952,76	3,06	0,0074432	ok!
4	446509,37	1817674,98	3	0,8	1565,28	9518,04	3,06	0,0049927	ok!
5	446509,37	1371165,61	3,8	0,8	1315,33	10833,37	3,06	0,003309	ok!
6	446509,37	924656,24	4,6	0,8	1020,61	11853,98	3,06	0,0020393	ok!
7	478146,87	478146,87	5,3	0,7	612,62	12466,6	3,06	0,0008774	ok!

Tableau 30 : excentricité accidentelle

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans quelque étages dépassé $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

9 Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s/M_r \geq 1$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment

F : Force sismique au niveau i

vérification de renversement de la Tour sens longitudinal :

sens X

Etage	poid etage	Lx	Lx/2	Ms etage	h etage	V etage	Mr etage
RDC	496154,13	26,1	13,05	6474811,4	4,08	1946,94	7943,5152
1	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	1863,67	5702,8302
2	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	1736,52	5313,7512
3	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	1586,36	4854,2616
4	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	1396,36	4272,8616
5	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	1160,51	3551,1606
6	446509,37	26,1	13,05	5826947,3	3,06	884,07	2705,2542
7	478146,87	26,1	13,05	6239816,7	3,06	520,19	1591,7814
somme				476763,12			35935,416

Ms/Mr	Ms/Mr>1
13,267221	ok!

Tableau 31 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

vérification de renversement de la Tour sens transversal :

sens Y

Etage	poids étage	Ly	Lx/2	Ms etage	h etage	V etage	Mr etage
RDC	496154,13	11,5	5,75	2852886,2	4,08	2174,1	8870,328
1	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	2076,04	6352,6824
2	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	1933,18	5915,5308
3	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	1769,44	5414,4864
4	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	1565,28	4789,7568
5	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	1315,33	4024,9098
6	446509,37	11,5	5,75	2567428,9	3,06	1020,61	3123,0666
7	478146,87	11,5	5,75	2749344,5	3,06	612,62	1874,6172
somme				210068,04			40365,378

Ms/Mr	Ms/Mr>1
5,2041638	ok!

Tableau 32 : vérification de renversement de la Tour sens transversal

10 Vérification spécifique :**a- Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$

$$\frac{1.297}{0.50 * 0.35 * 25} = 0,296 \leq 0.30 \quad \text{OK!}$$

b- Sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.35} = 6.120 > 5$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 * 25 = 1.875 \text{ MPa} > \tau_{bu} = 1.73 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Finalemment :

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre 06 :

Etude des éléments

principaux

1-Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2015**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2-Ferraillages des Poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

1-

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée **25 mètre** donc selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1)** il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** : - En Algérie du Nord (climat tempéré) : **+35°C** et **-15°C**

Pour les proche et le moyen Sud : **+45°C** et **-20°C**

Pour l'extrême Sud : **+50°C** et **-30°C**

Pour notre cas On prend : **+35°C** et **-15°C**

3- Prescriptions données par RPA99/2003 :

a- Armature longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section .
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux , sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

b- Armature transversales :

- La quantité des armatures transversales est de $A_t=0.003S \times B$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\Phi$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ »

4-Ferraillages des Poutres principales :Section $b \times h = 35 \times 45 \text{ cm}^2$ • **en travée :**

L'ELU :

 $M_u = 4.615 \text{ t.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.615 \times 10^5}{142 \times 35 \times 42^2} = 0.0527$$

$$\mu = 0.0527 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.0527)})}{0.8} = 0.0677$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 42(1 - 4 \times 0.0677) = 40.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.615 \times 10^5}{40.86 \times 3480} = 3.24 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA14 = 4.62 cm²**Condition de non Fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.23 \cdot 35 \cdot 42 \cdot (2.1/400) = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 3.352 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 42 + 69.3x = 0$$

$$17.5x^2 + 69.3x - 2910.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 466.56 \Rightarrow x = 11.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (11.07)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (42 - 11.07)^2 = 60156.37 \text{ cm}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{3.352 \times 10^5 \times 11.07}{84383.04} = 43.96 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 43.96 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 3.352 \times 10^5 \times (42 - 11.07))}{84383.04} = 1843.11 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1843.11 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

• **En appui:**

L'ELU :

$M_u = 12.71 \text{ t.m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.71 \times 10^5}{142 \times 35 \times 42^2} = 0.145$$

$\mu = 0.145 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.145)})}{0.8} = 0.197$$

$Z = d(1 - 4\alpha) = 42(1 - 0.4 \cdot (0.197)) = 38.68 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{12.71 \times 10^5}{38.68 \cdot 3480} = 9.44 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA14+3HA16= 10.65cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * (f_{ij} / f_e) = 0.23 * 35 * 42 * (2.1 / 400) = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

❖ Vérification à L'ELS:

$$M_s = 9.227 \text{ t.m} ; A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$17.5 x^2 - 15 * 6.68 * 42 + 100.2 x = 0$$

$$15 x^2 + 159.75 x - 6709.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 703.69 \Rightarrow x = 15.54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 * (15.54)^3)}{3} + 15 * 42 (42 - 15.54)^2 = 155628.44 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s * x)}{I} = \frac{9.27 * 10^5 * 15.54}{155628.44} = 92.56 / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 92.56 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 * M_s * (d - x))}{I} = \frac{(15 * 9.227 * 10^5 * (42 - 15.54))}{155628.44} = 1845 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1845 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 7.939t ; b = 35 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d}$$

$$\tau_u = \frac{7.939 \times 10^3}{35 \times 42} = 5.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4-1 Pourcentage exigé par RPA :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 3\text{HA}16 + 6\text{HA}14 = 15.27 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 7.87 \text{ cm}^2$$

4-2 Vérification de St :

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (33.3 ; 40\text{cm})$$

$$St \leq 37.8\text{cm} \rightarrow St = 30\text{cm}$$

4-3 Vérification selon RPA :

Zone nodal :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq 10\text{cm} \rightarrow St = 10\text{cm}$$

Zone courant :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{40}{2} = 22.5\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

schéma de ferrailage :

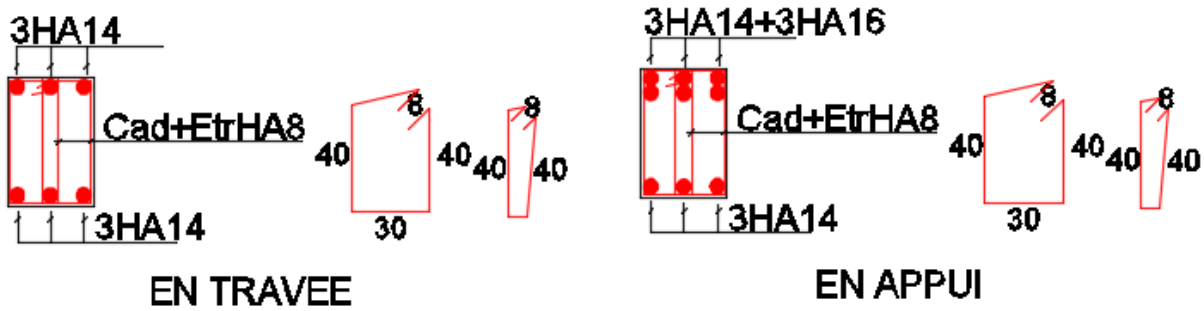


Figure 29 : Schéma ferrailage Poutre principale

5 Ferrailages des Poutres secondaires :

Section b x h = 35 x 40 cm²

- **en travée :**

L'ELU :

Mu = 2.317 t.m ; b = 35 cm ; h = 40 cm ; d = 37 cm ; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b c \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.317 \times 10^5}{142 \times 35 \times 37^2} = 0.0341$$

$$\mu = 0.0341 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.0341)})}{0.8} = 0.0434$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.0434)) = 36.35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.317 \times 10^5}{36.35 \cdot 3480} = 1.83 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA12 = 3.39 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj} / f_e) = 0.23 \cdot 35 \cdot 37 \cdot (2.1 / 400) = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 1.672 \text{ t.m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$17.5x^2 - 15 \cdot 3.39 \cdot 37 + 50.85x = 0$$

$$17.5x^2 + 50.85x - 1881.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.45 \Rightarrow x = 9.04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (9.04)^3)}{3} + 15 \cdot 3.39 (37 - 9.04)^2 = 49593.27 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

❖ **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1.672 \times 10^5 \times 9.04}{49593.27} = 30.40 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 30.40 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

❖ **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 1.672 \times 10^5 \times (37 - 9.04))}{49593.27} = 1415.12 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1415.12 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

En appui :

L'ELU :

$M_u = 7.103 \text{ t.m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.103 \times 10^5}{142 \times 35 \times 37^2} = 0.104$$

$\mu = 0,104 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.104)})}{0.8} = 0.138$$

$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.104)) = 34.9 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{7.103 \times 10^5}{34.9 \cdot 3480} = 5.84 \text{ cm}^2$$

On adopte 6 HA12 = 6.79 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * (f_{tj} / f_e) = 0.23 * 35 * 37 * (2.1 / 400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

❖ **Vérification à L'ELS:**

$$M_s = 5.132 \text{ t.m} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 * 6.79 * 37 + 101.85x = 0$$

$$15x^2 + 101.85x - 3768.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 523.60 \Rightarrow x = 12.05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 * (12.05)^3)}{3} + 15 * 6.79 (37 - 12.05)^2 = 83814.93 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**• **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s * x)}{I} = \frac{5.132 * 10^5 * 12.05}{83814.93} = 73.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 73.78 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

• **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{(15 * M_s * (d - x))}{I} = \frac{(15 * 5.132 * 10^5 * (37 - 12.05))}{83814.93} = 1856.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1856.4 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

5-1 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 6.320 \text{ t} ; b = 35 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{6.320 \times 10^3}{35 \times 37} = 0.488 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.488 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5-2 Pourcentage exigé par RPA :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 3\text{HA}14 + 6\text{HA}12 = 4.62 + 6.79 + 11.41 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 7 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de St :

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (33.3 ; 40\text{cm})$$

$$St \leq 33.3\text{cm} \rightarrow St = 30\text{cm}$$

5-3 Vérification selon RPA :

• Zone nodal :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq 10\text{cm} \rightarrow St = 10\text{cm}$$

• Zone courant :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

schéma de ferrailage

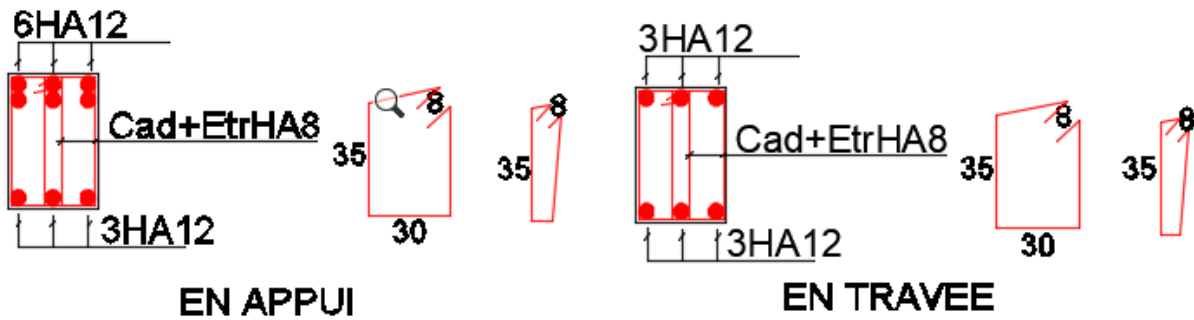


Figure 30 : Ferrailage poutre secondaire

6 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments rigides verticaux qui transmettent à l'infrastructure. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composées puis ferrailés conformément aux règles en vigueur pour les permettre de résister aux effets de l'action des charges qui leur sont appliquées.

Ferrailage des poteaux :

ELU :

$$M_u = 0.26 \text{ t.m} ; N_u = 8.89 \text{ tf} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; L = 4.08 \text{ m}$$

$$T_u = 0.596 \text{ t} ; d = 47 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{bc} = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \bar{\sigma}_c = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

❖ Calcul de l'excentricité e_0

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.26}{8.89} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 3 \Rightarrow e_0 \leq 22 \text{ cm} \Rightarrow 3 \text{ cm} \leq 22 \text{ cm}$$

❖ Calcul du moment d'inertie

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 50^3}{12} = 364583,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 45^3}{12} = 265781,25 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} < I_{\text{poteau}}$$

$$L_f = 0.7 l_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ m}$$

❖ La flexion composée :

Type de section

$$Nu (d - c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M_u + Nu (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow M_1 = 0.26 + 8.89 (\frac{0.50}{2} - 0.03)$$

$$M_1 = 2.22 \text{ t.m}$$

$$Nu (d - c) - M_1 = 8.89 (0.47 - 0.03) - 2.22 = 1.70 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.47}) \times 0.35 \times 0.4 \times 0.50^2 \times 1420 = 35.84 \text{ tf.m}$$

2.22 t.m < 35.84 t.m
⇒ la section est partiellement comprimé

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

sous $M_1 = 2.22 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.22 \times 10^5}{142 \times 35 \times 47^2} = 0.202$$

$$\mu = 0.202 \leq \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.202)})}{0.8} = 0.285$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 47(1 - 0.4 \times (0.285)) = 41.63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.22 \times 10^5}{41.63 \times 3480} = 33.04 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$A_{sfc} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 33.04 - \frac{8.89 \times 10^3}{3480} = 7.48 \text{ cm}^2$$

❖ Armature minimale selon RPA :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 50 = 14 \text{ cm}^2$$

• ELA :

$$M_u = 0.299 \text{ t.m} ; N_u = 12.59 \text{ tf} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; L = 4.08 \text{ m}$$

$$T_u = 0.763 \text{ t} ; d = 47 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{bc} = 185 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_c = 4000 \text{ kgf/cm}^2$$

❖ Calcul de l'excentricité e₀

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.299}{12.59} = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 3 \Rightarrow e_0 \leq 22\text{cm} \Rightarrow 2\text{cm} \leq 22\text{cm}$$

❖ **La flexion composée :**

Type de section :

$$Nu (d - c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M_u + Nu (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow M_1 = 0.299 + 12.59 (\frac{0.50}{2} - 0.03)$$

$$M_1 = 3.070 \text{ t.m}$$

$$Nu (d - c) - M_1 = 12.59 (0.47 - 0.03) - 3.070 = 2.471 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.50}) \times 0.35 \times 0.50^2 \times 1850 = 46.690 \text{ tf.m}$$

2.471 t.m < 46.690 t.m

⇒ la section est partiellement comprimé

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

sous $M_1 = 3.070 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.070 \times 10^5}{185 \times 35 \times 47^2} = 0.215$$

$$\mu = 0.215 \leq \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s^? = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.215)})}{0.8} = 0.306$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 47(1 - 0.4 \times (0.306)) = 41.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3.070 \times 10^5}{41.25 \times 4000} = 39.12 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$A_{s \text{ fc}} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 39.12 - \frac{12.59 \times 10^3}{4000} = 4.86 \text{ cm}^2$$

Armature minimale selon RPA :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 50 = 14 \text{ cm}^2$$

On adopte 10HA14 = 15.39 cm²

- **Vérification à l'ELS**

$$M_s = 0.19 \text{ t.m} ; N_s = 6.49 \text{ t} ; A_s = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.19}{6.49} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B = b \times h + \eta \times (A_1 + A_2) = 35 \times 50 + 15 \times (15.39) = 1980.85 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification des contraintes :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(N_s)}{B} = \frac{6.49 \times 10^3}{1980.85} = 3.28 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 3.28 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{(15N_s)}{I} = \frac{(15 \times 6.49 \times 10^3)}{364583.33} = 267 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 267 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Verification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 0.596 \text{ t} ; b = 35 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0.596 \times 10^3}{35 \times 47} = 0.362 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$\tau_u = 0.362 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Pourcentage maximal des armatures selon RPA :

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2$$

Armature transversal :

$$\Phi > \min \left(\frac{h}{35}; \Phi; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi > \min \left(\frac{50}{35}; \Phi; \frac{35}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \Phi > \min (1.42 ; 1,4 ; 3.5)$$

$$\Rightarrow \Phi > 1.40 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

Zone Nodale :

$$T \leq \min (10\Phi ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow T \leq 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$T \leq \min (15\Phi) \Rightarrow T \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow T = 20 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \Phi = 40 \times 1.4 \Rightarrow L = 56 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailage :

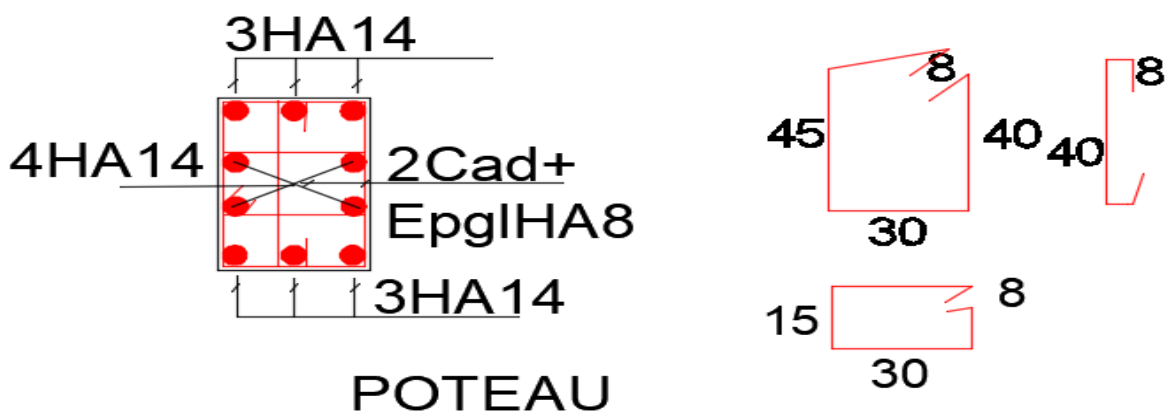


Figure 31 : Ferrailage des poteaux

7-Les voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

❖ On distingue 3 cas :

➤ 1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15 \cdot a \cdot L$

➤ 2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3eme cas:

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

❖ Ferrailage Vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, En tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0:20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
4. Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à: 0,15% ;
 - En zone courante égale à : 0,10% ;

❖ **Ferrailage Horizontal:**

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

Règles Communes:

1/L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

- $St \leq 1,5 a$
- $St \leq 30 \text{ cm}$

Avec a: l'épaisseur de voile.

2/Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingle au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

3/Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4/Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- **40Φ**: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ**: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges

Remarque:

- Le ferrailage se fera sur une bande verticale
- De largeur $d \leq \min (h_e/2; 2L'/3)$
- L' : étant la longueur de la zone comprimée.
- H_e : hauteur libre de niveau.

✓ Voile Plein (L = 4.30 m ; H = 4.08 m):

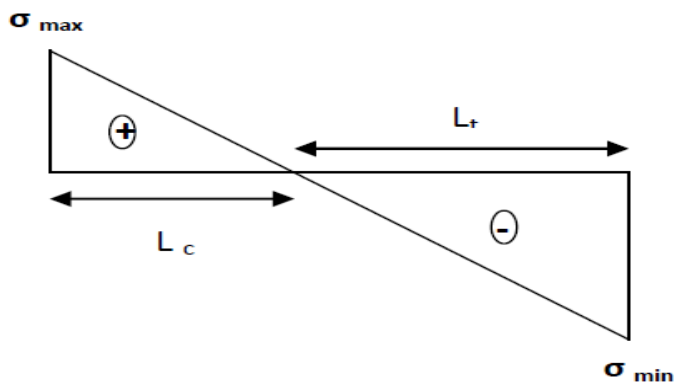


Figure 32 : Voile plein

1/ Armatures Verticales:

ELA: 0,8G + Ey

on utilise les contraintes minimales et maximales

$$\sigma_{max} = 395 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -133 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$$S = b \times h = 0.2 \times 4.08 = 0.86 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S = 0.86 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.08^3}{12} = 1.325116 \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I = 1.325116 \text{ m}^4$$

$$Y = \frac{l}{2} = \frac{4.30}{2} = 2.15 \text{ m}$$

➤ **Donc : la section est partiellement comprimée**

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} = \frac{395 \times 4.30}{395 + 133} = 3.21 \text{ m} \Rightarrow L_c = 3.21 \text{ m}$$

Longueur tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.30 - 3.21 = 1.09 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{4.08}{2}; \frac{2 \times 3.21}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (2.14 ; 2.15 \text{ m})$$

soit $d = 2 \text{ m}$

$$F = \frac{\sigma_{min}}{2} * e * 4.3 = \frac{133}{2} \times 0.2 * 4.3 = 57.19 \text{ t}$$

$$\text{Zone nodal : } \frac{L}{10} = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{Longueur partielle de la zone courante : } 3.21 - 0,43 = 2.79 \text{ m}$$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{2.79} = \frac{\sigma_{min}}{3.21} \Rightarrow \sigma = 115.59 \text{ t/m}^2$$

$$F'' = \frac{115.59 \times 2.79}{2} \times 0,2 = 32.1 \text{ t}$$

Force équilibrée par la zone nodale :

$F' = F - F'' = 57.19 - 32.1 = \mathbf{25.08 \text{ t}}$
--

B/ Ferrailage :

Zone Nodale : Par symétrie : $A \geq \frac{2 \times F'}{\sigma_s}$

$$A_n \geq \frac{25 \times 10^3}{4000} = 12.53 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$

$$S = \frac{2 \times 43}{n-1} < 15 \Rightarrow 86 \leq 15(n-1)$$

$$86 \leq 15n - 15 \Rightarrow 15n \geq 101 \Rightarrow n \geq \frac{85}{15} = 6.73$$

Soit 7HA12/face = 15.83 cm²

Zone courante (partielle) :

$$A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s} = \frac{32.1 \times 10^3}{4000} = 16.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 16\text{HA}12/\text{face} = 36.20 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 e = 1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors : $S = 15 \text{ cm}$

Pourcentage min selon RPA :

En Zone Tendue :

$$A_{\text{tot}} = 7.92 \times 2 = 15.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.2\% \times 109 \times 20 = 4.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15.83 \text{ cm}^2 > 4.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Globalement dans la Section du Voile :

$$A_{\text{tot}} = 7.92 \times 2 + 18.10 \times 2 = 52.04 \text{ cm}^2$$

On adopte $54\text{HA}12 = 61,07 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% \times 430 \times 20 = 12.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow 61.07 \text{ cm}^2 > 12.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Armatures Horizontales:

Espacement :

$$S \leq \min (1,5e ; 30) \text{ cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$

Soit par/ml: $6\text{T}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{Face}$.

Schéma de ferrailage :

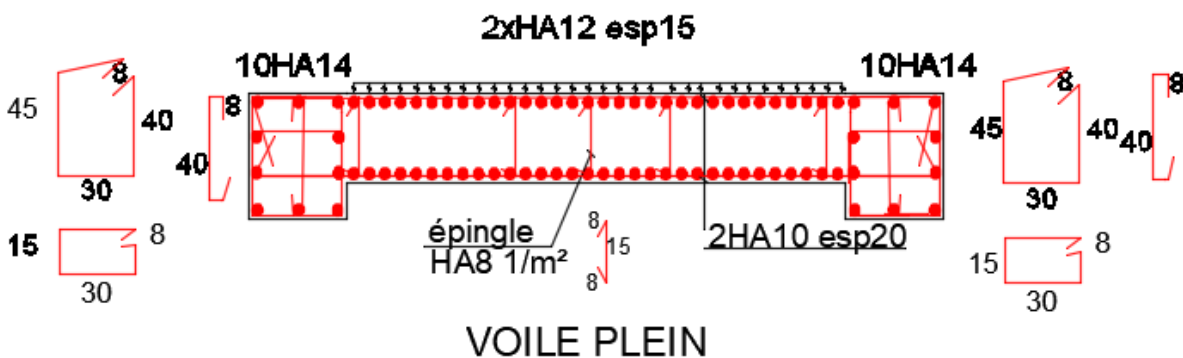


Figure 33 : Ferrailage voile plein

✓ **Voile avec ouverture**➤ **Ferraillage des Trumeaux :****ELA: 0,8G + Ey**

Pour le ferraillage on utilise les contraintes minimales et maximales suivantes :

$$\sigma_{max}=352 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min}=-126 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$$S = b \times h = 0.2 \times 4.08 = 0.86 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S = 0.86 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.08^3}{12} = 1.325116 \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I = 1.325116 \text{ m}^4$$

$$Y = \frac{l}{2} = \frac{4.30}{2} = 2.15 \text{ m}$$

➤ **Donc : la section est partiellement comprimée**

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} = \frac{352 \times 2.6}{352 + 126} = 3.21 \text{ m} \Rightarrow L_c = 1.91 \text{ m}$$

Longueur tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.6 - 1.91 = 0.68 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{4.08}{2}; \frac{2 \times 1.91}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (2.14 ; 1.27 \text{ m})$$

soit $d = 1.20 \text{ m}$

$$F = \frac{\sigma_{min}}{2} * e * 2.6 = \frac{126}{2} \times 0.2 * 2.6 = 32.76 \text{ t}$$

$$\text{Zone nodal : } \frac{L}{10} = 0.26 \text{ m}$$

$$\text{Longueur partielle de la zone courante : } 1.91 - 0.26 = 1.65 \text{ m}$$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{1.65} = \frac{\sigma_{min}}{1.91} \Rightarrow \sigma = 108.84 \text{ t/m}^2$$

$$F'' = \frac{108.84 \times 1.65}{2} \times 0.2 = 18.01 \text{ t}$$

Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 32.76 - 18.01 = \mathbf{14.74 \text{ t}}$$

B/ Ferrailage :

Zone Nodale : Par symétrie : $A \geq \frac{2 \times F'}{\sigma_s}$

$$A_n \geq \frac{14.74 \times 10^3}{4000} = 7.37 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$

$$S = \frac{2 \times 26}{n-1} < 15 \Rightarrow 52 \leq 15(n-1)$$

$$52 \leq 15n - 15 \Rightarrow 15n \geq 67 \Rightarrow n \geq \frac{67}{15} = 4.46$$

Soit 7HA12/face = 15.83 cm²

Zone courante (partielle) :

$$A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s} = \frac{18.01 \times 10^3}{4000} = 9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 30\text{HA12} = 33.93 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 e = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors : S = 15 cm

Pourcentage min selon RPA :

En Zone Tendue :

$$A_{\text{tot}} = 7.92 \times 2 = 15.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.2\% \times 68 \times 20 = 2.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15.83 \text{ cm}^2 > 2.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

Globalement dans la Section du Voile :

$$A_{\text{tot}} = 7.92 \times 2 + 16.96 \times 2 = 49.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% \times 260 \times 20 = 10.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 49.76 \text{ cm}^2 > 10.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

Armatures Horizontales:

Espacement :

$$S \leq \min (1,5e ; 30)\text{cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm} \quad e = 20\text{cm}$$

Soit par/ml: **6HA10 = 4,71 cm² / face/ml.**

➤ **Ferraillage de Linteau :**

$$h = 1.98 \text{ m} ; b = 20 \text{ cm} ; L = 1.00 \text{ m.}$$

$$M=59.4 \text{ t.m} ; N = -144.42 \text{ t} ; V = 52.07 \text{ t}$$

$$d = 0,9h = 1.78 \text{ m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b_0 * d}$$

$$\tau_b = \frac{72.89 \times 10^3}{35 \times 42} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_b' = 0,2F_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 2.05 \text{ MPa} < \tau_b = 5\text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.05 \text{ MPa} > f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cas 2 (RPA page 74)}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{L} = \frac{1.98-0.06}{1.00} = 1.92 \Rightarrow \alpha = 62.5^\circ$$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$A_D = \frac{52.07 \times 10^3}{2 \times 4000 \times \sin 62.5} = 7.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot fe} ; Z = h - 2d'$$

h : la hauteur totale de linteau.

d' : distance d'enrobage.

M : moment du à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_u$ calculée)

$$Z = h - 2d' = 198 - (2 \cdot 3) = 192 \text{ cm} = 1.92 \text{ m}$$

$$M = 1.4 V_u = 1.4 \times 52.07 = 72.89 \text{ t.m}$$

$$A_l = \frac{72.89 \times 10^5}{192 \times 4000} = 9.49 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq (\text{RPA}) : A_l = A_l' \geq 0.0015 b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 1.98 = 5.94 \text{ cm}^2$$

On adopte 9HA12=10.18 cm²

➤ **Aciers transversaux:**

$$\text{l'élancement : } \lambda_g = \frac{L}{h} = \frac{1}{1.98} = 0.5 < 1 \Rightarrow \text{donc le linteau court .}$$

donc on a :

$$\text{L'espaceur } St \leq \frac{At \cdot fe \cdot L}{V + (At \cdot fe)}$$

Selon RPA L'effort v est le minimum de V_1 ET V_2

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} = \frac{13.2 + 7.2}{1} = 20.3 \text{ t}$$

$$V2 = 2V_u(\text{calcul}) = 2 * 52.07 = 104.14 \text{ t}$$

$$\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2.05 > 0.025 f_{c28} = 0.025 * 25 = 0.62 \text{ MPa}$$

$$A_t (\text{RPA}) \geq 0.0015 b.s = 0.0025 * 20 * 15 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte : **2HA8** $\Rightarrow A_s = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Aciers de peau :

$$A_c (\text{RPA}) \geq 0.002 b.h = 0.002 * 20 * 1.98 = 7.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As = 6HA14 = 9.24 cm²**

✚ Schéma de ferrailage :

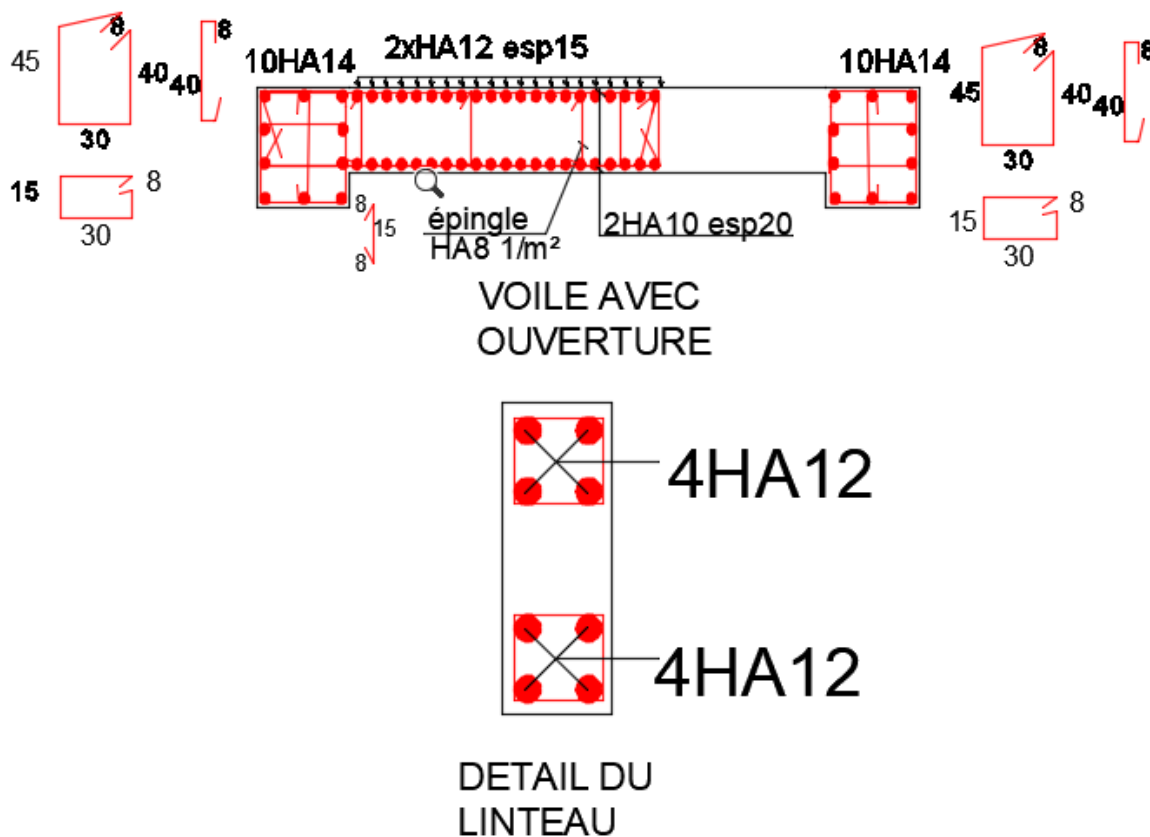


Figure 34 : Ferrailage voile avec ouverture

Chapitre 07 :

Etude de l'infrastructure

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celle-ci doit transmettre au sol, les charges Verticale, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis

1.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

1.1 Dimensionnement :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaire) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radié ...) et le niveau de base. Toutefois, en Zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

D'après RPA99/Version 2003 le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale suivante :

- ✓ Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum de l'armature est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e = 20\text{ cm}$.

La hauteur de voile périphérique = 2.65 m.

1.2 Determination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés a leurs parties supérieures et encastrés a leurs bases (le niveau de radier) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues a deux effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de la surcharge =0

Dimensionnement du voile :

- Epaisseur : e = 20 cm.
- Hauteur : H = 2.65 m.
- φ : L'angle de frottement interne (φ = 35°).
- γ_r : poids volumique du remblai(1.6 t/m³).

Calcul des sollicitations dans le voile périphérique :

- **Sous G :**

Calcul des charges triangulaires sous la poussée des terres :

➤ $q_{\Delta}^G = A.(\gamma.h)$

Avec :

➤ $A = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Avec : γ = 1.6 t/m³ poids volumique de terre ;

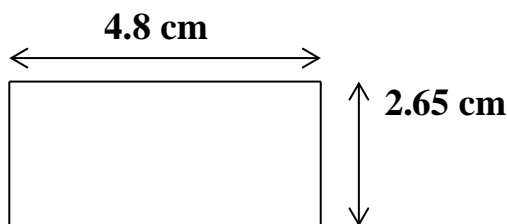
h = 2.65 m hauteurs du voile ;

φ = 35° Angle de frottement ;

➤ $A = \text{tg}^2 \left(\frac{180}{2} - \frac{35}{2} \right) = 0.27$

➤ $q_{\Delta}^G = (0.27).(1,6*2.65) = 1.144 \text{ t/m}^2$

•Calcul des moments (M_Δ) :



Donc : $b = 4.8\text{m} > h = 2.65\text{m}$, on utilise le tableau des dalles rectangles sur (04) coté- avec charges triangulaire- d'où le rapport $\gamma = h/b$

Donc : $b = 4.8\text{m} > h = 2.65\text{m}$, on utilise le tableau des dalles rectangle sur (04) cotés- avec charge triangulaire- d'où le rapport $\gamma = h/b$

$$\gamma = h/b = 2.65/4.8 = 0.55 \quad \left[\begin{array}{l} M'_{tx} = 0.0468 \\ M'_{ax} = 0.0487 \\ M'_{ty} = 0.0038 \\ M'_{ay} = 0.089 \end{array} \right. \quad [\text{ELU}]$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{tx} = M'_{tx} \cdot (1.35q_{\Delta}) \cdot h^2 = (0.0468) \cdot (1.35 \cdot 1.114) \cdot (2.65)^2 \longrightarrow M_{tx} = 0.494 \text{ t.m} \\ M_{ax} = M'_{ax} \cdot (1.35q_{\Delta}) \cdot h^2 = (0.0487) \cdot (1.35 \cdot 1.114) \cdot (2.65)^2 \longrightarrow M_{ax} = 0.514 \text{ t.m} \\ M_{ty} = M'_{ty} \cdot (1.35q_{\Delta}) \cdot h^2 = (0.0038) \cdot (1.35 \cdot 1.114) \cdot (2.65)^2 \longrightarrow M_{ty} = 0.0401 \text{ t.m} \\ M_{ay} = M'_{ay} \cdot (1.35q_{\Delta}) \cdot h^2 = (0.0089) \cdot (1.35 \cdot 1.114) \cdot (2.65)^2 \longrightarrow M_{ay} = 0.093 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

➤ $M^u_{\Delta\text{max}} = 0.52 \text{ t.m}$

Finalement on obtient : pour les Valeurs de ferrailage dans les deux sens (Vertical et horizontal)

$$M_u = M_{\Delta}^u = 0.52 \text{ t.m}$$

$$M_s = M_{\Delta}^s = 0.380 \text{ t.m}$$

1.3 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de 400 kg/m^3 répartie sur le sol avoisinant, avec l'épaisseur du voile est égale a 20 cm.

On devra disposer le ferailage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux
- ✓ Des aciers horizontaux

NB : le ferrailage se fait pour l'élément le plus sollicité.

As : Section d'armatures calculée ;

A_{Rpa} : Section minimale du RPA 99 VERSION 2003 ;

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.20% dans les deux sens (horizontaux et vertical).

$$A_{RPA} = 0.1\% \times e \times b = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \text{ soit } (1 \text{ cm}^2/\text{m par face}) ;$$

A_{min} : Section minimale d'après le B.A.E.L

$$A_{min} : 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.11 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage Vertical (par face) :**

- $\mu = Mu/b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu} = 0.51 \cdot 10^5 / 100 \cdot 16^2 \cdot 142 = 0.011$
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.011}) = 0.014$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha) = (16) \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.014) = 16 \text{ cm}$

➤ $A_s = Mu/Z \cdot \sigma_s = 0.51 \cdot 10^5 / 16 \cdot 3480 = 0.915 \text{ cm}^2$

Le ferraillage doit respecter : $A_s > \max (A_{calculé} ; A_{min} ; A_{Rpa}) \Rightarrow A_s > 2.11 \text{ cm}^2$

On adopte pour les armature verticales : $A_s = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferraillage horizontal (par face) :**

- $\mu = Mu/b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu} = 0.380 / 16^2 \cdot 100 \cdot 142 = 0.010$
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.010}) = 0.012$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha) = (16) \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.012) = 16 \text{ cm}$

➤ $A_s = Mu/Z \cdot \sigma_s = 0.38 \cdot 10^5 / 16 \cdot 3480 = 0.68 \text{ cm}^2$

Le ferraillage doit respecter : $A_s > \max (A_{calculé} ; A_{min} ; A_{Rpa}) \Rightarrow A_s > 2.11 \text{ cm}^2$

On adopte pour les armature verticales : $A_s = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

Les résultat du ferraillage sont résumés dans ce tableau :

Moment ELU		$A_{calcul} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}$
Sens vertical	M=0.51t.m	0.915	2.11	2	6HA10=4.71cm ²
Sens horizontal	M=0.38t.m	0.68	2.11	2	6HA10=4.71cm ²

Tableau 33 : Les résultat du ferraillage de voile périphérique

L'espacement :

On prend pour le ferraillage dans les deux directions un espacement égal a de 15cm.

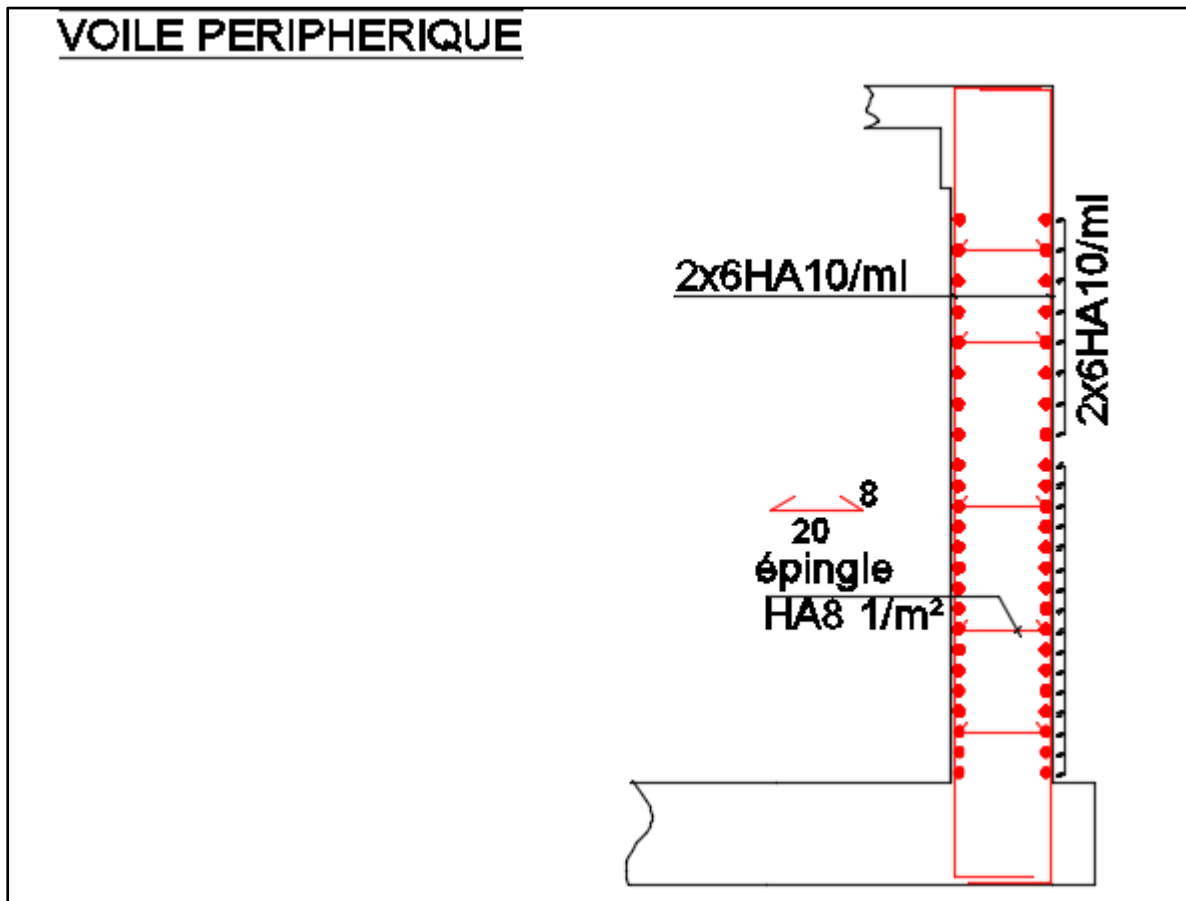
1.4 Schéma de ferrailage :

Figure 35 : ferrailage du voile périphérique

2 Les Fondations :

Généralité les Fondations :

2.1 Définitions :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au support les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique et sismique. On peut résumer les rôles de la fondation comme suit :

1-répartir sur le sol les charges qui lui sont appliquées

2-Résister aux sollicitations (M,N,T)

3-Assurer la durabilité de l'ouvrage

4-Assurer la stabilité de la structure de l'ensemble de la structure :

- Stabilité au tassement.
- Stabilité au renversement.
- Stabilité au glissement.
- Stabilité au soulèvement (généralement à la présence des nappes phréatique).

Le mode de la fondation sera établi suivant la capacité portante du sol.

2.2 choix du type de fondation :

Le choix dépend des critères suivant :

a-nature du sol :

- Sol homogène ou non.
- Capacité portante du sol (σ'_s) faible, moyenne ou bonne.
- Terrain accidenté ou non : présence d'une ancienne construction.

b-Nature des charges appliquées :

- Variable ou non d'un endroit à l'autre
- Charge répartie ou concentrées.
- Grandeur et directions.

c-Le site : Urbain , campagne ; montagne ,bord de mer ...ect.

d-Economie :

Si deux solutions sont possible on doit choisir :

- La plus économique en matériaux.
- La plus facile à exécuter dans les meilleurs délais.

2.3 Risque a crierde :

- Fondations sur un remblai mal tassé.
- Fondations sans précaution sur un terrain hétérogène.
- Fondations de types différents pour un même ouvrage (sans tenir compte de la symétrie).
- Existence d'une construction avoisinante dont les effets sur la nouvelle construction sont négligés.
- Attaque de la fondation par des milieux fortement agressifs.
- instabilité de l'ensemble.
- Faute de calcul ou d'exécution.

2.4 Diagramme des contraintes sous la fondation :

pour notre cas , on se limite aux hypothèses les plus simples (cas d'une charge uniforme).

2.5 contrainte admissible du sol :

Avec une capacité portante du sol égale a 1.6 bar , il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelles Filantes.
- ❖ Radier général.

2.6 contrainte admissible du sol :

Dans notre cas c'est un sol ferme sa contrainte $\sigma = 1.6$ bar.

a) Contrainte admissible a l'avance :

Dans certains cas, (σ'_s) peut être fixée a l'avance compte tenu de la connaissance qu'on a des terrains (ouvrages déjà réalisés sur le même terrain par exemple).

b) Contrainte fixée a l'avance :

(σ'_s) dépend de la nature de différents couches constituant le sol, de la dimension de la semelle et de sa profondeur. Différents méthodes de calcul présentées les ouvrages de mécanique des sols permettant d'évaluer cette contrainte.

Pour notre cas : $\sigma'_s = 1.6$ bar

Recherche du type de fondation adoptée :**1) Surface de contact avec le sol :** (faire vue en plan)

La détermination de la surface de contact se fait a L'ELS ; sans tenir compte des moments fléchissant dans les poteaux (généralement faible) , et en négligeant le poids propre de la fondation avec utilisateur de la condition.

$$N_{ser}/S \leq \sigma_s$$

a) Vérification des semelles filantes :

Nous supposons dans un premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder au calcul suivant :

-La surface nécessaire des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

Soit : $S_{néc}/S_{emp} \leq 50\%$

On a : $\sum N_{ser} = 36.534 \text{ MN}$

La section du bâtiment (section emprise) :

$S_{bâtiment} = S_{emp} = 235.41 \text{ m}^2$

La section nécessaire :

$S_{néc} = \frac{N_{ser}}{n} = \frac{36.534}{12} = 30.4 \text{ m}^2$; Avec n : nombre de poteaux.

Donc :

- $\frac{S_{néc}}{S_{emp}} = \frac{30.4}{235.41} = 0.154 > 0.08$ non vérifier.
- Donc il faut adopter un Radier général.

b) justification du radier général :

Définition :

_ Le radier général est une fondation superficielle de semelle générale qui occupe la totalité de la surface de construction, et peut déborder en console courante, il procure une répartition uniforme des charges.

Justification du radier général :

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- l'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La forme une base rigide et étanche.

Le choix de ce radier est justifier par :

$$\frac{S_{néc}}{S_{emp}} > 50\%$$

2.7 Prédimensionnement du radier :**Epaisseur du radier :**

Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit être telle que :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{Largeur maximale du panneau}$$

Dans notre cas :

$$hr \geq \frac{L_{\max}}{10} = 4.8/10 = 48 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **hr = 50 cm.**

Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left(\frac{hr}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max (25 ; 30) \quad D \geq 30\text{cm}$$

On adopte : **D = 60 cm.**

Surface du radier :

$$S_{\text{rad}} = [X+2d] * [Y+2d] = [26.4+1.2] + [8.9+1.2] =$$

$$S_{\text{rad}} = 278.76 \text{ m}^2$$

Conditions de résistance au cisaillement :

On suppose d'abord le diagramme uniforme sous le Radier :

$$Q = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{36.534}{278.76} \quad q = 0.131 \text{ MN/m}^2$$

Calcul de la distance d :

On choisit le panneau le plus sollicité de la surface (4.30*4.80) m²

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.3}{4.8} = 0.89$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q \cdot l_x}{2 + \rho} = \frac{0.131 \cdot 4.3}{2 + 0.89} \longrightarrow T_x = 0.195 \text{ MN/ml} \\ T_y = \frac{q \cdot l_y}{2 + \rho} = \frac{0.131 \cdot 4.30}{3} \longrightarrow T_x = 0.188 \text{ MN/ml} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 0.195 \text{ MN/ml}$$

- $T = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_b = \min (0.21 f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}.$
- $d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \tau_b} \longrightarrow d \geq \frac{0.195}{1 \cdot 3}$
- $d \geq 0.065 \text{ m} \longrightarrow \mathbf{d = 7 \text{ cm.}}$

2.8 Conditions de la longueur élastique :

Lorsque la longueur (L_{max}) de tout le panneau du radier est telle que :

$$\diamond L_{x \max} < \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

Avec : l_e : longueur élastique de la semelle. E_b

$$\longrightarrow l_e \geq \frac{2 \cdot L_{max}}{\pi}$$

La répartition de la réaction du sol sous le radier peut être supposées trapézoïdale ou uniforme, et on évite la méthode de poutre sur sol élastique qui est très compliquée.

$$\diamond L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_b \cdot I}{K \cdot b}}$$

$$*E_b = 200.00 \text{ MPA} \longrightarrow E_b = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 10^5$$

$$*K = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$*I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\triangleright L_e^4 = \frac{4 \cdot E_b \cdot I}{K \cdot b} \longrightarrow L_e^4 = \frac{4 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3}{K \cdot b \cdot 12} = \frac{4 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3}{k \cdot 12} = \frac{4 \cdot (2 \cdot 10^5) \cdot h^3}{(0.4) \cdot 12} \cdot h^3$$

$$L_e^4 = 1.67 \cdot 10^5 \cdot h^3$$

Donc :

$$\longrightarrow L_e^4 \geq \left(\frac{2 \cdot L_{max}}{\pi}\right)^4$$

$$\longrightarrow H^3 \geq \sqrt{\frac{(4.80)^2 \cdot 2^2}{10.16 \cdot 10^5}} = 0.07 \text{ m}$$

On adopte : $h = 7 \text{ cm}$

2.9 Condition de non poinçonnement :

On ne vérifie pas cette condition pour la dalle du radier, car elle reçoit uniquement des réactions réparties du sol. Elle sera vérifiée par la suite :

Centre de gravité du radier :

$$X_g = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 13.08 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 6.01 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} X_g = 13.08 \text{ m} \\ Y_g = 6.01 \text{ m} \end{array} \right.$$

\longrightarrow Moment d'inertie du radier :

$$I_x = L_x \cdot (L_y)^3 / 12 = 1550.93 \text{ m}^4$$

$$I_y = L_x^3 \cdot L_y / 12 = 13646.47 \text{ m}^4$$

Centre de pression :

$$X_p = \frac{\sum N_i \cdot X_i}{\sum N_i} = 12.99 \text{ m}$$

$$Y_p = \frac{\sum N_i \cdot Y_i}{\sum N_i} = 6.20 \text{ m}$$

Excentricité :

$$e_x = X_g - X_p = 0.09 \text{ m}$$

$$e_y = X_g - Y_p = 0.19 \text{ m}$$

• vérification de la contrainte du sol :

A L'ELU :

On prend : $e_{0max} = 0.19 \text{ m}$

- $R = \sum N_i = 36.58 \text{ MN}$

- $\sigma_{uniforme} = \sigma_{moy} = \frac{R}{L_x \cdot L_y} \left(1 + \frac{3e_{0max}}{L_x}\right)$

➡ $\sigma_{moy} = 0.140 \text{ MPA}$

$$\sigma_{moy} = 0.140 \text{ MPA}$$

poids unitaire du radier : avec : $h = 50 \text{ cm}$.

$$P_{rad} = (0.5 \cdot 0.025) \cdot 1.35 \rightarrow P_{rad} = 0.017 \text{ MPA}$$

Remarque :

- Le poids du radier passe par le centre géométrique (G) donc il ne provoque aucun moment dans les deux directions.
- Il augmente uniquement l'effort (N) soit une contrainte unitaire de (1.25 tf/m^2)

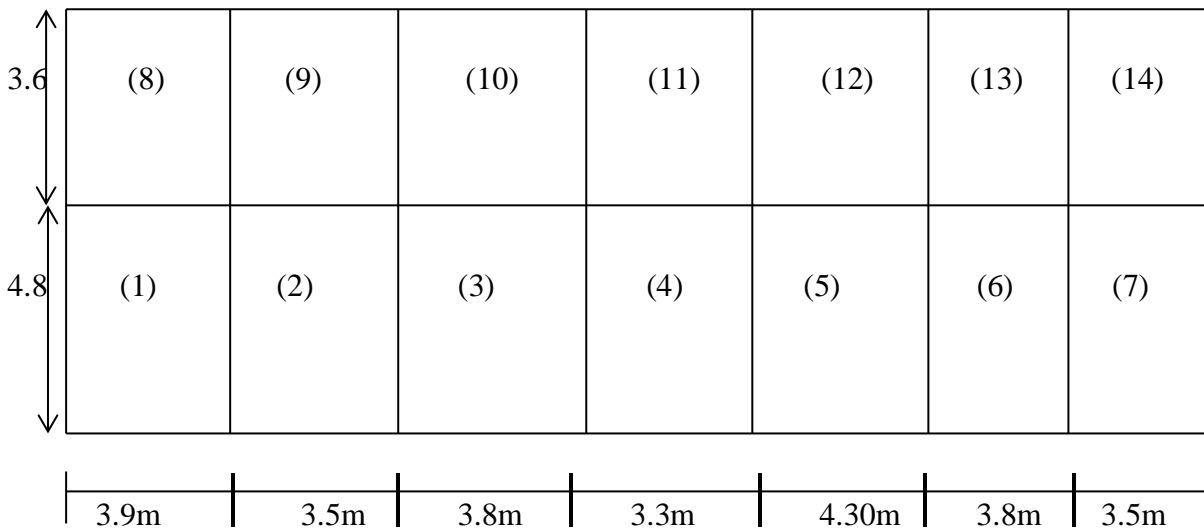
* $q = P_{rad} + \sigma_{moy} = 0.017 + 0.140$

* $q_u = 0.157 \text{ MN/m}^2$

2.10 Ferrailage du radier :

Principe de calcul :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis seront la poutre de chaînage reposant à leur tours sur les différents poteaux, les panneaux seront calculé comme une dalle reposons sur (04) coté. La fissuration étant considérées comme préjudiciable.



Sollicitation :

A l'ELU :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.30}{4.80} = 0.89 > 0.4 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

a) Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0468 \cdot 0.157 \cdot (4.30)^2 \rightarrow M_{0x} = 0.135 \text{ MN.m} \\ M_t = 0.8 \cdot M_{0x} = 0.8 \cdot 0.135 = 0.109 \text{ MN.m} \\ M_a = -0.5 \cdot M_{0x} = 0.5 \cdot 9.32 = 0.068 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

b) sens y :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.759 \cdot 0.157 \rightarrow M_{0y} = 0.102 \text{ MN.m} \\ M_t = 0.8 \cdot M_{0y} = 0.8 \cdot 0.102 = 0.081 \text{ MN.m} \\ M_a = 0.5 \cdot M_{0y} = 0.5 \cdot 0.102 = 0.051 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

	Sens x		Sens Y	
Section	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Mu (MN.m)	0.109	0.068	0.081	0.051

Tableau 34 : Valeurs du moment Mu

Feraraillage a l'ELU :**Sens X :****En travée :**

$$M_t = 0.109 \text{ MN.m} \quad d = 7 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b.d^2.f_{c28} = 0.109 / (1*(0.07^2)*142) = 0.157$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) \quad \alpha = 0.021$$

$$Z = d. (1 - 0.4\alpha) = 6.40 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.\sigma_s = 0.109 / (0.064*3480) = 7.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_a = 0.068 \text{ t.m} \quad d = 7 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b.d^2.f_{c28} = 0.068 / (1*(0.07^2)*142) = 0.098$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) \quad \alpha = 0.128$$

$$Z = d. (1 - 0.4\alpha) = 6.64$$

$$A_s = M_u / Z.\sigma_s = 0.068 / (6.64*3480) = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Sens Y :**En travée :**

$$M_t = 0.081 \text{ MN.m} \quad d = 7 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b.d^2.f_{c28} = 0.081 / (1*(0.07^2)*142) = 0.117$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) \quad \alpha = 0.156$$

$$Z = d. (1 - 0.4\alpha) = 6.56 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.\sigma_s = 0.081 / (0.065*3480) = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.21 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_a 0.051 \text{ t.m} \quad d=7\text{cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu = M_u / b.d^2.f_{c28} = 0.051 / (1*(0.07^2)*142) = 0.0739$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) \quad \alpha = 0.096$$

$$Z = d. (1 - 0.4\alpha) = 6.73 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.\sigma_s = 0.051 / (0.0673*3480) = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.21 \text{ cm}^2$$

Ferraillage du débord :

$$q_u = 0.157 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots \text{pour } 1 \text{ ml.}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 0.028 \text{ MN.m} \quad ; \quad (l=0.6\text{m})$$

Ferraillage a l'ELU :

$$M_n = 0.028 \text{ MN.m} \quad d=7\text{cm} \quad b=100\text{cm} \quad h=50\text{cm}$$

$$\mu = M_n / b.d^2.f_{c28} = 0.028 / (1*(0.07^2)*142) = 0.040$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) \quad \alpha = 0.052$$

$$Z = d. (1 - 0.4\alpha) = 6.85 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.\sigma_s = 0.028 / (6.85*3480) = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$$

Ferraillage des nervures :

Définition :

Toutes les files de rive, se trouvent sous le voile périphérique donc elles possèdent une rigidité assez grande pour absorber les moments fléchissant longitudinaux, d'où ferraillage forfaitaire.

Calcul des nervures :

$$\frac{l}{9} \leq h_n \leq \frac{l}{6} \quad \frac{480}{9} \leq h_n \leq \frac{480}{6}$$

$$\text{➤ } H_n = 85 \text{ cm.}$$

Evaluation des charges :**Travée (c-b) :**

ELU :

$$q_n = q \cdot \frac{l_{xw}}{2 + \rho_w} + q \cdot \frac{l_{xe}}{2 + \rho_e}$$

$$q_n = 0.157 \left(\frac{4.8}{2.89} + \frac{3.6}{2.79} \right) = 0.460 \text{ MN/ml}$$

Travée (5-6) :

ELU :

$$q_n = q \cdot \frac{l_{xw}}{2 + \rho_w} + q \cdot \frac{l_{xe}}{2 + \rho_e}$$

$$q_n = 0.157 \left(\frac{4.30}{2.89} + \frac{3.8}{2.79} \right) = 0.447 \text{ MN/ml}$$

Calcul des moment et des efforts tranchants :**Travée (c-b) :**

ELU :

$$M_t = 0.8 q l^2 / 8 = 1.05 \text{ MN.m}$$

$$M_a = 0.5 q l^2 / 8 = 0.662 \text{ MN.m}$$

$$T = q l / 2 = 1.1 \text{ MN}$$

Travée (5-6) :

ELU :

$$M_t = 0.8 q l^2 / 8 = 0.85 \text{ MN.m}$$

$$M_a = 0.5 q l^2 / 8 = 0.51 \text{ MN.m}$$

$$T = q l / 2 = 0.96 \text{ MN}$$

a)-calcul des armatures a l'ELU :

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 85 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 82 \text{ cm}$$

Travée (c-b) :

- **en travée :**

$$M_t = 0.8 q l^2 / 8 = 1.05$$

$$\mu = \frac{1.05}{55 * 142 * 75^2} = 0.20$$

$$\alpha = 3(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.20}) = 0.28$$

$$Z = 3(1 - 0.4 * 0.18) = 0.72 \text{ m}$$

$$A = \frac{1.05}{0.72 * 3480} = 39.10 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA25 = 39.27 cm²

- **En appui :**

$$M_a = 0.662 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{0.662}{55 * 142 * 82^2} = 0.126$$

$$\alpha = 3(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.941}) = 0.169$$

$$Z = 3(1 - 0.4 * 0.18) = 0.76 \text{ m}$$

$$A = \frac{0.662}{0.82 * 3480} = 24.89 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA20 = 25.15 cm²

Travée (5-6) :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85$$

$$\mu = \frac{0.85}{55 * 142 * 3^2} = 0.162$$

$$\alpha = 3(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.127}) = 0.226$$

$$Z = 3(1 - 0.4 * 0.40) = 0.746 \text{ m}$$

$$A = \frac{0.85}{0.746 * 3480} = 32.71 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA25 = 39.27 cm²

- **En appui :**

$$M_a = 0.53 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{0.53}{55 * 142 * 3^2} = 0.101$$

$$\alpha = 3(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.754}) = 0.133$$

$$Z = 3(1 - 0.4 * 0.85) = 0.776 \text{ m}$$

$$A = \frac{0.53}{1.97 * 3480} = 19.63 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA20 = 25.15 cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = T_u / bd = \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 0.243\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Vérification de la contrainte de compression dans les bielles :

$$T_u \leq 0.267 * a * b * f_{c28} \quad ; \quad a \leq 0.9d \quad \longrightarrow \quad a = 0.9 * 82 \quad \longrightarrow \quad a = 73.8 \text{ cm}$$

$$T_u \leq 0.267 * (73.8) * (82) * 250 \quad \longrightarrow \quad T_u = 1.1 \text{ MN}$$

Vérification au voisinage de l'appui :

$$T_u + \frac{Ma}{0.9d} \leq 0 \quad \longrightarrow \quad (1.1) + \frac{0.662}{0.9 * 0.82} \leq 0$$

$$0.82 - 1.1 \leq 0 \quad \longrightarrow \quad -0.20 \text{ MN} < 0 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Armature de peau :

$$H \geq (80 ; \frac{f_e}{10}) \quad \longrightarrow \quad h \geq 80 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{peau}} \geq 3(2b + 2h) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$A_{\text{peau}} \geq 3(2 * 0.55 + 2 * 0.85) = 8.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{peau}} = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) = \min(85/4 ; 8 * (2.5)) = 20 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t < h/2 = 85/2 = 42.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

2.11 Schéma de ferrailage des nervures du radier (dans le sens X et Y) :

FERRAILLAGE NERVURES SENS X ET Y

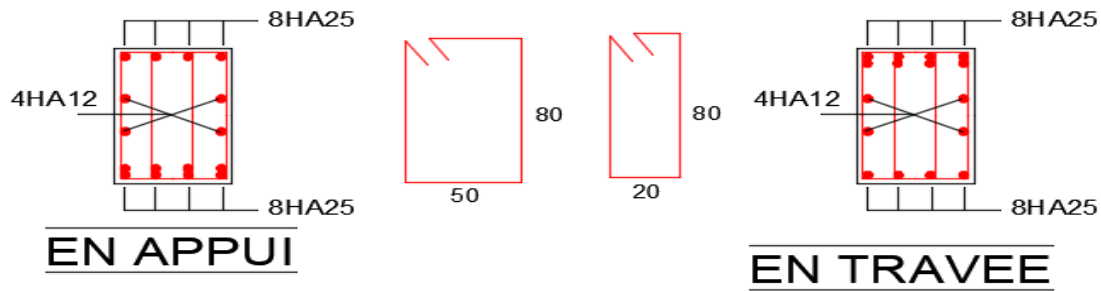


Figure 36 : Ferrailage nervures sens X, Y

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers une Tour à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographique

- ⊙ -Règles B.A.E.L 91.
- ⊙ -Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 ».
- ⊙ -Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » .
- ⊙ -Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- ⊙ -Thèses des années précédentes
- ⊙ -Cours des années précédentes (3ème, 4ème)

Logiciels utilisés

- ⊙ Robot structural Analysis 2015
- ⊙ AutoCAD 2015
- ⊙ Robot expert 2010
- ⊙ Excel

FIN...

