

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master professionnelle en génie civil.
Option : construction civil et industriel.*

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+11) + s.sol à usage
d'habitation et service commercial.
Application du logiciel « ETABS »*



Etudié par : M^{lle} BERKI DALILA

Dirigé par : M^{lle} K. CHAHOUR

M^{lle} MOUHEB OURIDA

2014/2015



Remerciements

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement à ALLAH
le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté
pour élaborer ce travail.*

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs
remerciements à M^{lle} CHAHOUR, pour avoir accepté de diriger ce
modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GÉNIE CIVIL
qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de
Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de
loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir
en aide.*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous
ferons l'honneur de juger notre travail.*

Merci à tous



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A mes très chères nièces SHANEZ, ELYNA, LYSIA ET WISSEL*

✚ *A mon neveu MEHDI*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A Rachid SAHOUI et sa famille .*

✚ *A tous mes amis .*

✚ *En fin, je remercie OVRIDA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

DALYLA.

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mes très chers frères et leurs femmes.*

✚ *A ma très chère sœur KATIA et son mari.*

✚ *A mes très chers nièces : NAILA, ASSIA, FATMA, MELINA*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis : JUBA, LYLIA, REZKI, NABILA, LYNDA, SABRINA*

✚ *En fin, je remercie DALILA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

OURIDA.

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux9

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 Calcul des planchers.....25

III.2 Calcul des escaliers43

III.3 Calcul de la poutre palière59

III.4 Calcul de l'acrotère.....65

III.5 Calcul des balcons.....73

III.6 Calcul de la salle machine79

Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS88

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA.....105

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 Ferrailage des poutres.....118

VI.2 Ferrailage des poteaux.....131

VI.3 Ferrailage des voiles140

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....157

Chapitre VIII : Étude du mur plaque178

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...).

A défaut de prédire le séisme, la protection des vies et des biens nécessite de concevoir et de construire parasismique.

Les règlements de construction en zone sismique donnent les paramètres sismiques, les règles de calcul et les dispositions constructives à adopter pour un comportement sécuritaire à l'agression du tremblement de terre.

L'obtention d'une structure parasismique nécessite un contreventement efficace. Celui-ci est obtenu par une disposition judicieuse et adéquate des éléments de contreventement devant résister à la sollicitation sismique.

La construction parasismique doit être une volonté de chacun avant d'être une obligation réglementaire.

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment (R+11 + S-SOL) à usage d'habitation contreventé par voiles et des portiques en béton armé.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer, au mieux, la stabilité de la structure et ainsi, la sécurité des usagers.



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+11+ un sous sol) à usage multiple (habitation et commerce). Cet ouvrage est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99, modifié en 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

Cet ouvrage est composé :

- d'un sous sol réservé aux rangements.
- d'un rez-de-chaussée réservé au commerce.
- de dix (10) étages courants à usage d'habitation.
- d'une cage d'ascenseur.
- de deux cages d'escaliers.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte, en portique (poteaux-poutres) et voiles de contreventement. Les dimensions de l'ouvrage sont comme suit :

- Longueur totale 24,90 m
- Largeur totale 17,44 m
- Hauteur total 38,24 m
- Hauteur du sous sol 03,06 m
- Hauteur du RDC 04,58 m
- Hauteur de l'étage service 03,04 m
- Hauteur des étages courant 03,06 m
- Hauteur de l'acrotère 0,60 m

I.3 Les éléments constituant l'ouvrage :

I.3.1 L'ossature :

L'ossature du bâtiment est composée de portiques en poteaux-poutres et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), formant un système de contreventement rigide stabilisant la structure vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

I.3.2 Planchers :

Le plancher est une partie horizontale du bâtiment de la construction. Il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment et d'assurer deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique :** il supporte son poids propre ainsi que les surcharges et les transmet aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation** : il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

Il existe deux types de dalles dans notre structure :

- Dalle pleine en béton armé : elle est prévue au niveau des balcons, de la salle machine
- Dalle en corps creux : tous les planchers sont réalisés en dalle en corps creux

I.3.3 Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. La structure étudiée comporte deux types d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées.
- Escalier balancé.

I.3.4 Acrotère :

Il est en béton armée, sa hauteur est de 60 cm. Il vient se greffer à la périphérie de la terrasse et a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.3.5 cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui assure l'accès à tous les étages, elle sera réalisée en béton armée coulé sur place.

I.3.6 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique, pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.3.7 Maçonnerie :

Deux murs se présentent dans notre structure :

- Murs extérieurs** : Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparée par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique :
 $L = 10 + 5 + 10 = 25$ cm.
- Murs intérieurs**: Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8 Revêtement : On opte pour

- du carrelage, pour les planchers et les escaliers.
- de la céramique, pour la salle d'eau et les cuisines.
- un enduit en ciment, pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- du plâtre, pour les cloisons intérieures et pour les plafonds.

I.3.7 Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type des fondations dépend des caractéristiques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Béton :

a. Dosage du béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable+graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, il est défini par sa résistance à la compression. Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de Ciment Portland 425 (CPJ 425).

A titre indicatif, 1 m³ de béton armé est composé comme suit :

- Sable.....380 à 450 l (dg < 5 mm)
- Gravillon.....750 à 850 l (dg < 25 mm)
- Ciment.....350 kg
- Eau.....150 à 200 l

Le béton obtenu a une masse volumique de 2500 kg/m³.

Remarque : pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport : $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: le dosage en eau est trop élevé, ce qui conduit à un fort retrait.

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: il y a insuffisance d'eau, ce qui conduit à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

b. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Elle est déterminée sur la base des résultats d'écrasements d'éprouvettes normalisées

(16× 32) par compression axiale, après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit: (**Art 2-1 11 BAEL91, modifié en 99**).

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \leq 40$ jours.
- $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} > 40$ jours.

c. Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, comparée à sa résistance à la compression. Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot (25) = 2.1$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation longitudinale :

- Le module de déformation instantanée est définie par : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

Pour notre cas : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164$ MPa.

- Le module de déformation différée est défini par : $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$

Pour notre cas $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86$ MPa.

e. Module de déformation transversale :

- Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

où :

E : est le module de Young.

ν : le coefficient de Poisson, défini par l'article **A.2.13 du BAEL 91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ à l'ELS (béton non fissuré).} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU (béton fissuré).} \end{array} \right.$$

f. Les contraintes limites :

✓ **État limite ultime « ELU »**

La contrainte limite à la compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ_b : Coefficient partiel de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \quad \text{en situation courant} \\ \gamma_b = 1.15 \quad \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ dépend de la durée d'application des charges.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \Longrightarrow t > 24h \\ \theta = 0.9 & \Longrightarrow 1 < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \Longrightarrow t < 1h \end{array} \right.$$

- **Cas courant:** $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$
 $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.
- **Cac accidentelle:** $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$
 $f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$.

✓ **Etat limite de service « ELS »**

La contrainte admissible :

$$\sigma = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Contrainte limite de cisaillement**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Longrightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \Longrightarrow \text{fissuration préjudiciable ou fissuration très préjudiciable.}$$

I.4.2 Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (environ 95% de fer et 4 % à 5% de carbone).

a. Caractéristique des aciers utilisés :

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudé TLE 520	520	1.3	1
Haute adhérence Fe E400	400	1.6	1.5

Tableau I .1. Caractéristique des aciers utilisés

b. **Module d'élasticité longitudinale :** La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad \text{Art A.2.2.1 BAEL 91}$$

✓ Coefficient de Poisson :

$$\nu = 0.3$$

c. Les contraintes limites :

✓ **Contrainte limite ultime « ELU »**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Art A.4.3.2 BAEL 91}$$

Avec:

σ_{st} : contrainte admissible de l'acier,

f_e : sa limite d'élasticité,

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- Pour un acier Fe E400 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa, en situation courante.} \\ \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = 400$ MPa, en situation accidentelle.

✓ **Contrainte limite de service : « ELS »**

➤ Fissuration peu nuisible : BAEL91 Art 4.5, 32

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

➤ Fissuration préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 33

$$\sigma_{st} = \min (2/3 fe ; 110\sqrt{\eta \cdot ftj}) \quad [\text{MPa}]$$

➤ Fissuration très préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 34

$$\sigma_{st} = \min (0,5 fe, 90\sqrt{\eta \cdot ftj}) \quad [\text{MPa}]$$

D'où : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \implies \text{fissuration préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \implies \text{fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$

I.5. Protection des armatures :

Afin d'éviter la corrosion des armatures, il est nécessaire de les enrober de béton avec une épaisseur « c » qui est d'une valeur : $c \in [1 \text{ cm} ; 5 \text{ cm}]$, selon l'environnement où l'ouvrage sera implanté.

Pour notre cas :

$c = 3$ cm, pour les éléments exposés aux intempéries.

$c = 2$ cm, pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure.

I.6. Présentation de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de comprendre au mieux le comportement réel de l'ouvrage, vis-à-vis des différentes sollicitations notamment, l'effort sismique. Pour cela, l'utilisation d'outil informatique qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile. On peut donc éviter les calculs manuels laborieux.

Pour le calcul de la structure, nous utiliserons le logiciel ETABS «Extended Three dimensions Analyses Building Systems». Ce logiciel permet le calcul et la conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments.

I.7 Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles suivantes :

- **BAEL91, modifié en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant les États Limites.
- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- **DTR.BC-22** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et charges d'exploitations).



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les poteaux et les voiles.

II.2 Les planchers :

a) Planchers à corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : hauteur du plancher.

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles. Dans notre cas:

$L_{\max} = 400 - 30 = 370$ cm, d'où : $h_t \geq 370/22.5 = 16.44$ cm.

- On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 16 + 4$ cm.

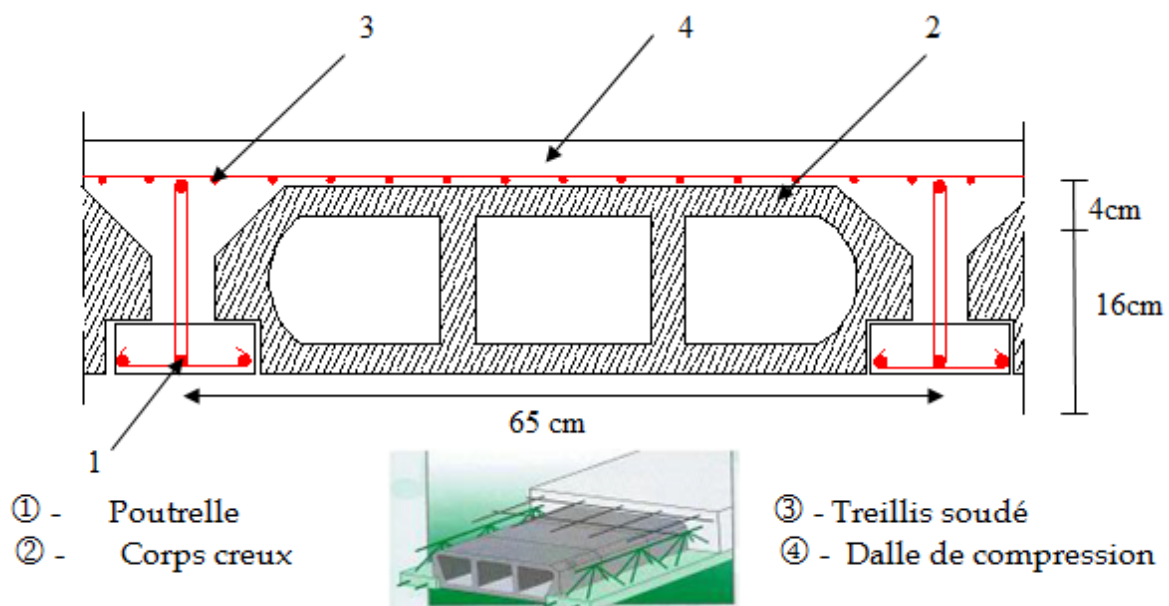


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

b) Plancher en dalle pleine :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible, par rapport aux autres dimensions. Elles reposent sur 2, ou 3 ou bien 4 appuis. L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

b.1. Condition de la résistance à la flexion :

Panneau rectangulaire portant dans les deux sens : $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 30$

- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 40$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens : $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 20$

- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 25$

avec :

L_x est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Etude du 1er cas :

Données : $L_x = 1.45$ m et $L_y = 3.50$ m

On aura : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{3.50} = 0.41$ $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.41 \leq 1$

Nous avons donc, un panneau de dalle isolé portant dans **les deux sens**, son épaisseur est déterminée comme suit :

$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4.83$ cm, d'où : **$e = 5$ cm**

Etude du 2eme cas (la salle machine) :

Données : $L_x = 1.61$ m et $L_y = 1.63$ m.

On aura : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.61}{1.63} = 0.98$ $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.98 \leq 1$

Donc, nous aurons un panneau de dalle isolé portant dans **les deux sens**, son épaisseur est telle que :

$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{161}{30} = 5.37$ cm, d'où : **$e = 6$ cm**

b.2. Etude au feu :

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures, d'où : $e = 13 \text{ cm}$

b.3. Etude à l'isolation acoustique :

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$$e_p \geq \max(9 \text{ cm} ; 11 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}).$$

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on opte pour des dalles pleines d'une épaisseur :

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

II.3 Les poutres :

Le dimensionnement des poutres se fait par le règlement BAEL 91, modifié en 99, par la condition de la flèche. Le dimensionnement doit être vérifié par le RPA, version 2003 (**Art 7.5.1**).

Il est donné comme suit :

- | | | |
|--|---|--------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$. 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$. 4. $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$. | } | (RPA99. Art 7.5.1) |
|--|---|--------------------|

Hauteur :

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

L : la portée libre de la plus grande travée, dans le sens considéré.

Largeur :

$$0.4 h < b \leq 0.7 h$$

II.3.1. Poutre principale :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm} \implies \frac{320}{15} < h \leq \frac{320}{10} \implies 21.33 \text{ cm} < h \leq 32 \text{ cm}.$$

On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$

Largeur b :

$$0.4 \times 35 < b \leq 0.7 \times 35 \implies 14 \text{ cm} < b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

- Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adopte la valeur de « **b = 30cm** ».

La section des poutres principales est donc: (30,35) cm².

• **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$h/b = 1.16 < 4.0$ **Condition vérifiée.**

II.3.2 Poutre secondaire :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm} \implies \frac{320}{15} < h \leq \frac{320}{10} \implies 21.33 < h \leq 32$$

Soit : **h = 30 cm**

Largeur b :

$$0.4 \times 30 < b \leq 0.7 \times 30 \implies 14 \text{ cm} < b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour les mêmes raisons suscitées, on prend : **b = 30 cm**

• **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$h = 30 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$h/b = 1.16 < 4.0$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

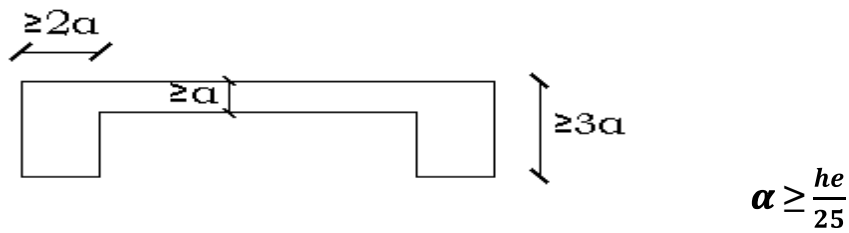
Poutres principales : (30×30) cm².

Poutres secondaires : (30×30) cm².

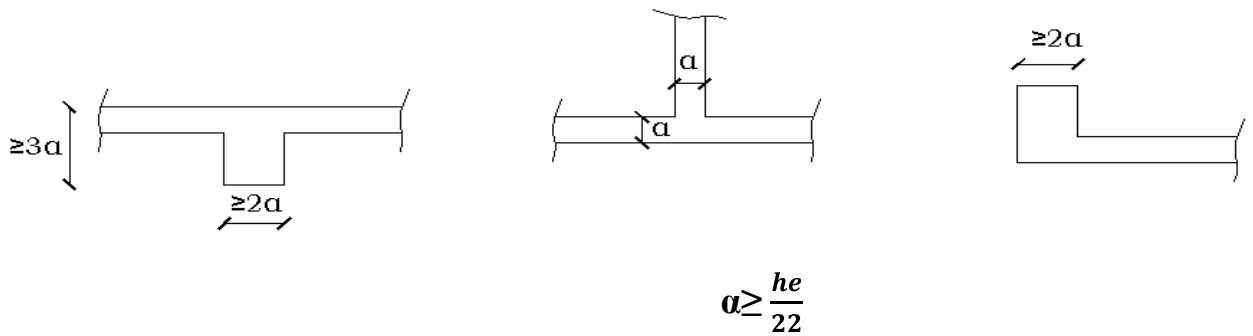
II.4 Les voiles :

Le voile est un élément rigide en béton armé, coulé sur place. Son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et de la condition de rigidité aux extrémités. Son épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas



2^{ème} cas



3^{ème} cas

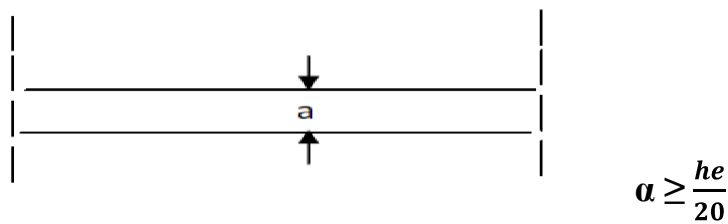


Figure II.2: Coupe des voiles en plan.

Pour notre cas, on prend : $a = \frac{he}{20}$

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_e = h - e_p$$

Leur pré dimensionnement se fera conformément au RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

he_{max} : La hauteur libre max. des niveaux $\alpha \geq he_{max}/20$

$he_{max} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ $\implies \alpha \geq \frac{286}{20} = 14.3$

Soit: **a = 20 cm**

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige Une épaisseur minimale de 15 cm.

$$\left. \begin{array}{l} a = 20 \text{ cm} \\ a \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Largeur des voiles :

$$L \geq 4a$$

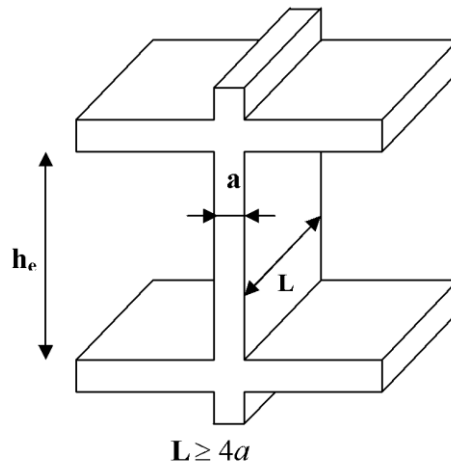


Figure II.3: Coupe de voile en élévation

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1), un élément est considéré comme un voile, si la condition suivante: $l \geq 4a$ est vérifiée. Dans le cas contraire, l'élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec : l : portée minimale du voile,

a : épaisseur du voile.

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition : $l_{\min} \geq 4e$.

$4e = 80 \text{ cm}$. Soit : $l_{\min} = 260 \text{ cm} \geq 4e \implies$ **Condition vérifiée.**

II.5 Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec : N_s : effort repris par le poteau

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section du poteau est donnée par la formule :

$$S > \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

II.5.1 Surface d'influence :

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

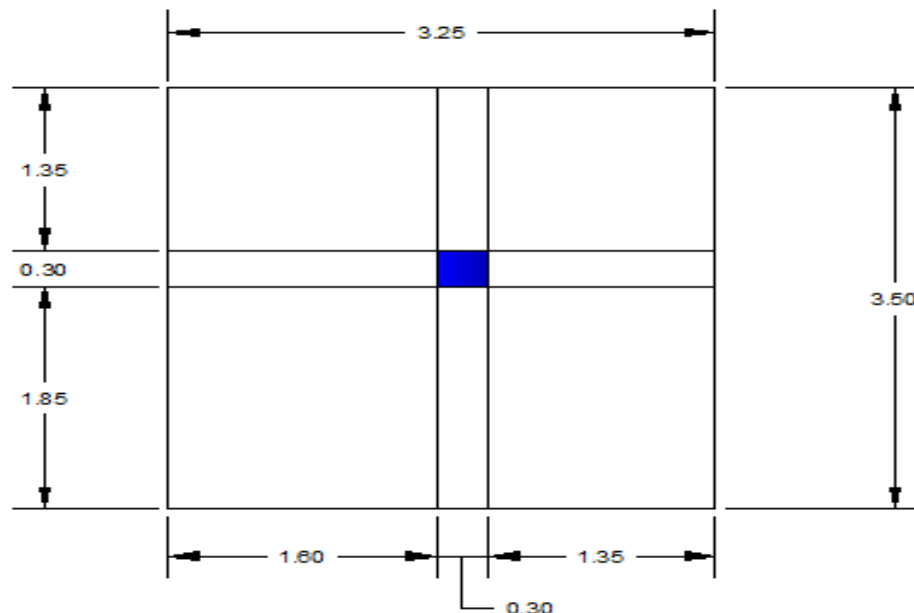


Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

• **Section nette:**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.35 \times 1.6) + (1.85 \times 1.60) + (1.35 \times 1.85) + (1.35 \times 1.35) = 9.44 \text{ m}^2$$

• **Section brute :**

$$S = 3.25 \times 3.5 = 11.375 \text{ m}^2$$

II.5.2 Détermination des charges et surcharges :

Le poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations est donné par le DTR BC 22.

A. Charge permanente :

• **Plancher terrasse :**

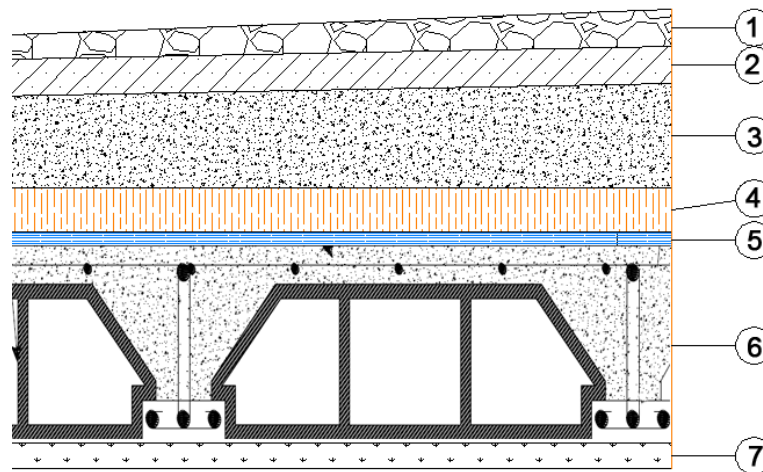


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Couche de gravillon	5	1.00
2- Étanchéité multicouche	2	0.12
3- Béton en forme de pente	5	1.54
4- Feuille de Polyane	/	0.01
5- Isolation thermique	/	0.16
6- Plancher à corps creux	(16+4)	2.8
7- Enduit plâtre	2	0.2
Total		5.83

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.

- Plancher d'étage courant :

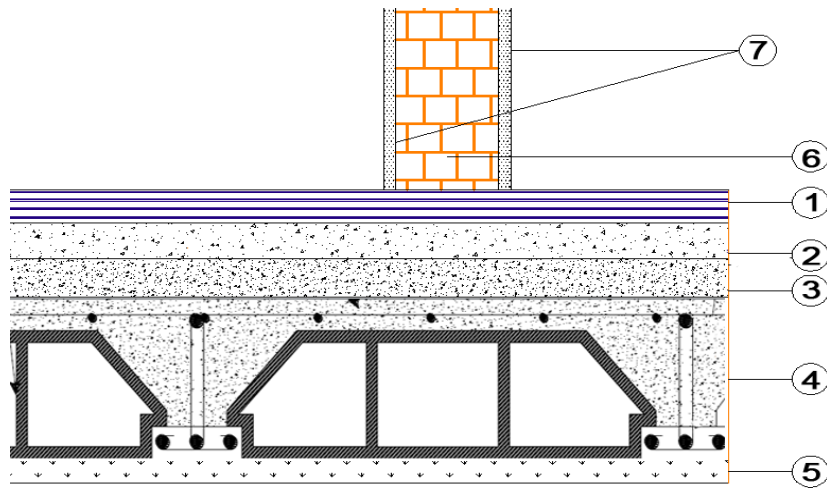


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Revêtement en carrelage	2	0.40
2- Mortier de pose	3	0.60
3- Couche de sable	3	0.66
4- Plancher en corps creux	16+4	2.80
5- Enduit en plâtre	2	0.20
6- Cloison de séparation	10	1.00
Total		5.66

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

• Les murs extérieurs

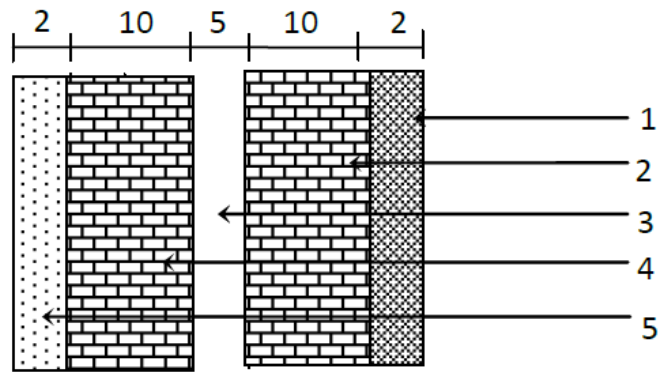


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	2	0.36
2- Brique creuse intérieur	10	0.90
3- Lamé d'air	5	/
4- Brique creuse extérieur	10	0.90
5- Enduit en plâtre	2	0.20
Total		2.36

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur.

• Les murs intérieurs

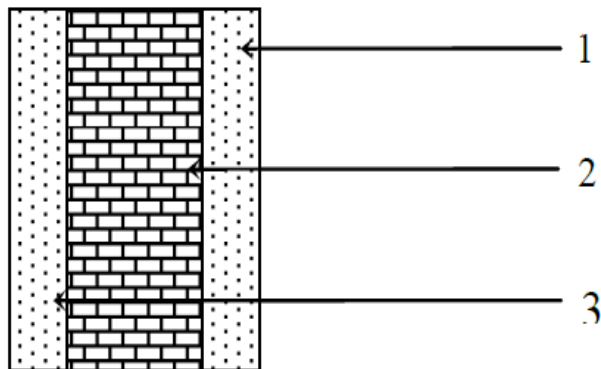


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Enduit et plâtre	2	0.20
2- Brique creuse	10	0.90
3- Enduit et plâtre	2	0.20
Total		1.30

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur intérieur

• L'acrotère :

$$S = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.10) - \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

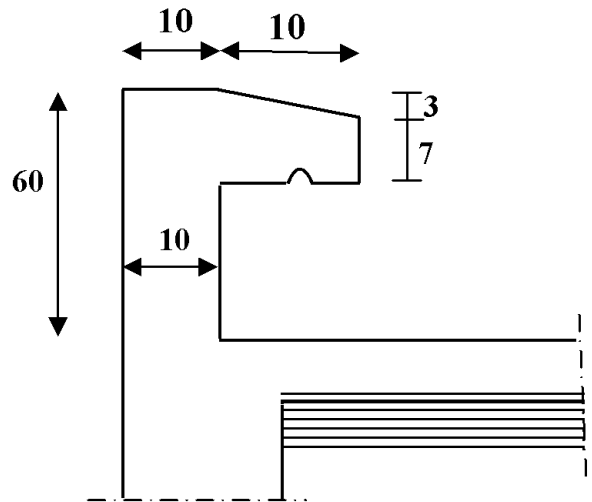


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

Récapitulatif :

- Plancher terrasse inaccessible : **Gp.t = 5.83 KN/m²**.
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation: **Gp.é.c = 5.66KN/m²**.
- Plancher RDC à usage commercial : **Gp.RDC = 5.66KN/m²**.
- Plancher sous sol : **Gp.ss = 5.66KN/m²**.
- L'acrotère : **Gacr = 1.7125 KN/ ml**.

• Poids propre des éléments :

➤ Poutres :

- Poutre principale :

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.40 \times 25 \times (1.75 + 1.35) = 9.75 \text{ kN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.85 + 1.35) = 8.40 \text{ kN}$$

Poids total: $P = P_{pp} + P_{ps} = 9.75 + 8.40 = 18.15 \text{ kN}$

➤ Poids des poteaux :

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ kN}$$

➤ Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt} = G \times S = 5.83 \times 9.44 = 55.03 \text{ kN}$$

- Plancher d'étage courant :

$$P_{pc} = G \times S = 5.66 \times 9.44 = 53.43 \text{ kN}$$

B. Les surcharges :

Elles sont résumées dans le tableau ci-après

Élément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC à usage commercial	2.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher sous sol	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.5: Charges d'exploitations.

II.5.3 Loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ($n \geq 5$), on doit tenir compte de la dégression pour les différentes surcharges d'exploitation.

Sous-sol : $Q \times S = 2.5 \times 9.44 = 23.6$ KN

Rez-de-chaussée: $Q \times S = 2.5 \times 9.44 = 23.6$ KN

Etage de service:..... $Q \times S = 2.5 \times 9.44 = 23.6$ KN

Etage courant:..... $Q \times S = 1.5 \times 9.44 = 14.16$ KN

Terrasse: $Q \times S = 1.0 \times 9.44 = 9.44$ KN

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
11	Q_0	9.44
10	$Q_0 + Q_1$	23.60
9	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	36.34
8	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	47.67
7	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	57.58
6	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	66.08
5	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	73.16
4	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	82.89
3	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	97.37
2	$Q_0 + 0.66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	103.75
1	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	116.82
RDC	$Q_0 + 0.64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	120.83
SS	$Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$	143.25

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal	Section (cm ²)	
	<i>Gplancher</i>	<i>Gpout</i>	<i>Gpot</i>	<i>Gtot</i>	<i>Gcum</i>	<i>Qplanch</i>	<i>Qcum</i>	<i>Ns = G + Q</i>	<i>S trouvé</i>	<i>S adopté</i>
11	55.03	18.15	0	73.18	73.18	9.44	9.44	82.62	55.08	40x40
10	53.43	18.15	6.885	78.465	151.65	14.16	23.60	175.25	116.83	40x40
9	53.43	18.15	6.885	78.465	230.11	14.16	334.18	564.29	376.19	40x40
8	53.43	18.15	6.885	78.465	308.58	14.16	348.34	656.92	437.95	40x40
7	53.43	18.15	6.885	78.465	387.04	14.16	362.50	749.54	499.70	40x40
6	53.43	18.15	6.885	78.465	465.51	14.16	376.66	842.17	561.45	45x45
5	53.43	18.15	6.885	78.465	543.97	14.16	390.82	934.79	623.19	45x45
4	53.43	18.15	6.885	78.465	622.44	14.16	404.98	1027.42	684.95	45x45
3	53.43	18.15	6.885	78.465	700.9	14.16	419.14	1120.04	746.70	45x45
2	53.43	18.15	6.885	78.465	779.37	14.16	433.30	1212.67	808.45	45x45
1	53.43	18.15	6.885	78.465	857.83	23.60	456.90	1314.73	876.49	50x50
RDC	53.43	18.15	6.885	78.465	936.95	23.60	480.5	1417.45	945	50x50
SS	53.43	18.15	6.885	78.465	1014.76	23.60	504.1	1518.86	1012.57	50x50

Tableau II.7 : Dimensions des poteaux.

II .5.4.vérification de la rotule plastique :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur. de 1.25 (voir Figure 7.6). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

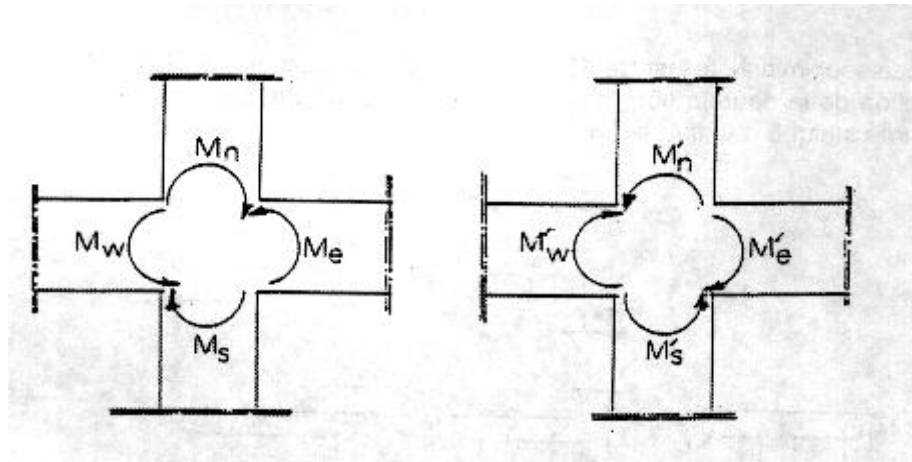


Figure II.10 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003(Art 7.6.2)}$$

$$\text{On a } \sigma = \frac{M \times V}{I} \longrightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V} \text{ et } V = \frac{h}{2}$$

σ étant la même pour les poteaux et les poutres , en remplaçant les valeurs du moment fléchissant dans la condition précédente on aura : $(I_n + I_s) \times \frac{1}{h_{\text{pot}}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \times \frac{1}{h_{\text{pout}}}$

Poteau (50x50) – poutre transversale (30x35) :

$$(520833.33 + 520833.33) \times \frac{1}{50} \geq 1.25 (107187.5 \times \frac{1}{35} + 107187.5 \times \frac{1}{35}) \longrightarrow$$

20833.33 \geq 7656.25 vérifiée

Poteau (45x45) – poutre transversale (30x35) :

$$(341718.75 + 341718.75) \times \frac{1}{45} \geq 1.25 (107187.5 \times \frac{1}{35} + 107187.5 \times \frac{1}{35}) \longrightarrow$$

15187.5 \geq 7656.25 vérifiée

Poteau (40x40) – poutre transversale (30x35) :

$$(213333.33 + 213333.33) \times \frac{1}{40} \geq 1.25 (107187.5 \times \frac{1}{35} + 107187.5 \times \frac{1}{35}) \longrightarrow$$

10666.66 \geq 7656.25 vérifiée

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

II.5.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA :

a. Vérification des sections des poteaux selon (Art B.8.3.31 / BAEL 91, modifié en 99) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $Min\ b, h \geq 30cm$ \implies

{	Min (50x50),	condition vérifiée.
	Min (45x45),	condition vérifiée.
	Min (40x40),	condition vérifiée.

- $Min\ b, h > \frac{he}{20}$ \implies Min (40x40) $> \frac{286}{20} = 14.3$, **condition vérifiée.**
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ \implies $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$, **condition vérifiée.**

b. Vérification au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$).

i : rayon de giration $i = \frac{\sqrt{I_x}}{B} = \frac{B}{12}$

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

Ce qui nous donne : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times L_0}{b}$

	10=306	10=306	10=306
Section de poteau [cm ²]	40×40	45×45	50×50
λ	18.55	16.49	14.84

Tableau II.8.Vérification au flambement

- Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le Flambement.



CHAPITRE III

Calcul des éléments

Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA version 2003**.

III.1. Les planchers

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place (**ep= 4cm**), armé d'un quadrillage de barres (Treillis soudés **TL520** avec **fe= 520 MPa**) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaire aux poutrelles A_{\perp}

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

l : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$

Avec : **e=20cm**

- Armatures parallèles aux poutrelles $A_{//}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$ Avec : **e=20cm**

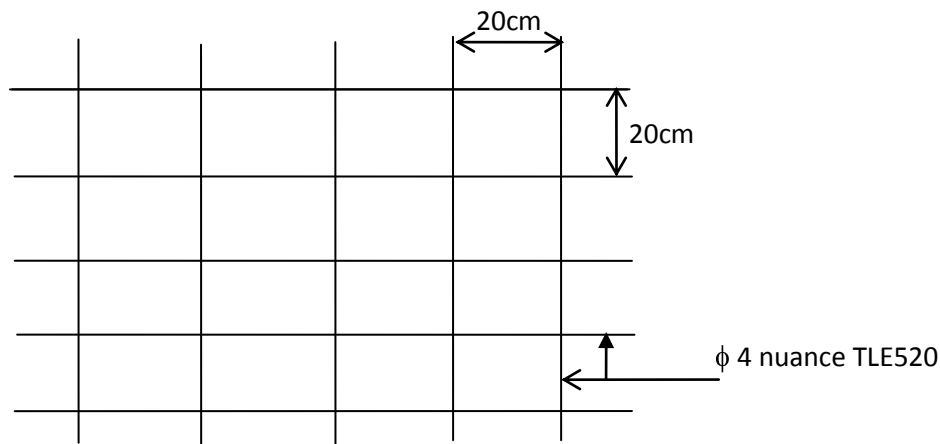


Figure III.1.1 : Treillis soudés (20×20)cm²

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (200×200).

III.1.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes :

A. Avant coulage de la table de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

➤ Poids propre de la poutrelle

$$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids du corps creux

$$G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids total

$$G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

➤ surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

❖ Ferrailage à l'ELU

○ Dimensions

$b = 12 \text{ cm}$ Largeur de la poutrelle

$h = 4 \text{ cm}$ Hauteur de la poutrelle

$c = 2 \text{ cm}$ Enrobage

$d = 2 \text{ cm}$ Hauteur ultime

➤ **Combinaison de charge**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = \mathbf{3.8 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = \mathbf{4.38 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.8}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} \cdot 10^{-3} = \mathbf{5.57} > 0.394$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow \mathbf{S.D.A}$$

Remarque

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaire

B. Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise aux charges uniformément réparties.

❖ Dimensionnement

$b = 65 \text{ cm}$	Distance entre deux axes de deux poutrelles
$h = (16 + 4) \text{ cm}$	Hauteur de plancher en corps creux
$b_0 = 12 \text{ cm}$	Largeur de la poutrelle
$h_0 = 4 \text{ cm}$	Épaisseur de la dalle de compression
$b_1:$	Débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

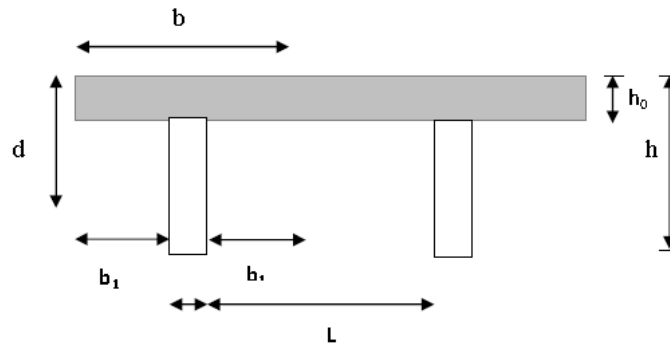


Figure III.1.2 : dimensions de la poutrelle

_ plancher a usage d'habitation _

➤ **Chargements :**

Charge permanente	$G = 5.66 \times 0.65 = 3.679 \text{ kN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

➤ **Combinaison d'action**

- **ELU** : $q_u = 1.35 \times 3.679 + 1.5 \times 0.975 = 6.429 \text{ kN/ml}$
- **ELS** : $q_s = 3.679 + 0.975 = 4.654 \text{ kN/ml}$

➤ **Choix de méthode de calcul**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher à l'aide des trois méthodes usuelles :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3.679 = 7.357 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Fissuration est considérée comme non préjudiciable **Condition vérifiée**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées **Condition vérifiée**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

On a : $(\frac{3.4}{3}, \frac{3}{3.5}, \frac{3.5}{2.6}, \frac{2.6}{3.5}) = (1.13 ; 0.85 ; 1.346 ; 0.74)$

0.8 < (1.346 ; 0.75) < 1.25.....**Condition non vérifiée**

Conclusion

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul se fera par la méthode des trois moments

➤ **Rappel sur la méthode des trois moments :**

▪ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E (W_i^g + W_i^d)$$

Avec : $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$; $W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

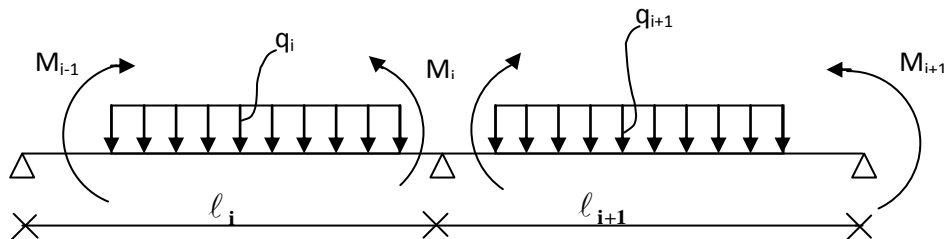


Figure III.1.3: Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

• **Moment en travées :**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(x) = \frac{qu.l}{2} x - \frac{qu}{2} x^2 = \frac{qu.x}{2} (l - x)$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}$$

Calcul des moments à l'ELU :

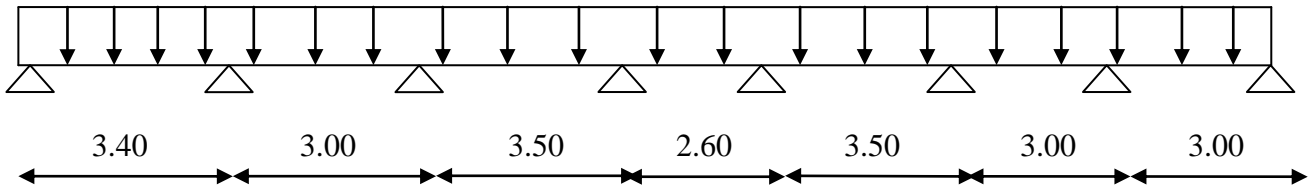


Figure III.1.4 : Schéma statique de la poutrelle.

1. Moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 6.8M_1 + 3.4M_2 = -63.17 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(1) \\ 3.4M_1 + 12.8M_2 + 3M_3 = -106.57 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(2) \\ 3M_2 + 13 M_3 + 3.5M_4 = - 112.306 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(3) \\ 3.5M_3 + 12.2M_4 + 2.6M_5 = - 97.159 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(4) \\ 2.6M_4 + 12.2M_5 + 3.5M_6 = - 97.159 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(5) \\ 3.5M_5 + 13M_6 + 3M_7 = - 112.57 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(6) \\ 3M_6 + 12M_7 + 3M_8 = - 86.79 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(7) \\ 3M_7 + 6M_8 = - 43.395 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots(8) \end{array} \right.$$

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -5.22 \text{ KN.ml}$

$M_2 = - 8.148 \text{ KN.ml}$

$M_3 = M_6 = -5.31 \text{ KN.ml}$

$M_4 = M_5 = -5.31 \text{ KN.ml}$

$M_7 = -4.685 \text{ KN.ml}$

$M_8 = -4.89 \text{ KN.ml}$

- Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- ❖ Augmentation de $1/3$ pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de $1/3$ pour le moment aux appuis.

➤ **Moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = (0.3) \times (-5.22) = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8.148 - (1/3) \times (-8.148) = -5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -5.31 - (1/3) \times (-5.31) = -3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -5.31 - (1/3) \times (-5.31) = -3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -4.685 - (1/3) \times (-4.685) = -3.123 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -4.89 - (1/3) \times (-4.89) = -3.23 \text{ KN.m}$$

2. Moments en travées :

$$\text{Travée (1-2)} ; x_1 = 1.57 \text{ m} ; M_{\max} = 2.66 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (2-3)} ; x_2 = 1.65 \text{ m} ; M_{\max} = 0.573 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (3-4)} ; x_3 = 1.75 \text{ m} ; M_{\max} = 4.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (4-5)} ; x_4 = 1.3 \text{ m} ; M_{\max} = 0.122 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (5-6)} ; x_5 = 1.75 \text{ m} ; M_{\max} = 4.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (6-7)} ; x_6 = 1.53 \text{ m} ; M_{\max} = 2.24 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (7-8)} ; x_7 = 1.49 \text{ m} ; M_{\max} = 2.45 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moments corrigés en travées :**

$$\text{Travée (1-2)} ; M_{\max} = 2.66 + (1/3) \times 2.66 = 3.55 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (2-3)} ; M_{\max} = 0.573 + (1/3) \times (0.573) = 0.764 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (3-4)} ; M_{\max} = 4.53 + (1/3) \times (4.53) = 6.04 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (4-5)} ; M_{\max} = 0.122 + (1/3) \times (0.122) = 0.163 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (5-6)} ; M_{\max} = 4.53 + (1/3) \times (4.53) = 6.04 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée (6-7)} ; M_{\max} = 2.24 + (1/3) \times (2.24) = 2.986 \text{ KN.m.}$$

Travée (7-8) ; $M_{max} = 2.49 + (1/3) \times (2.49) = 3.32 \text{ KN.m}$.

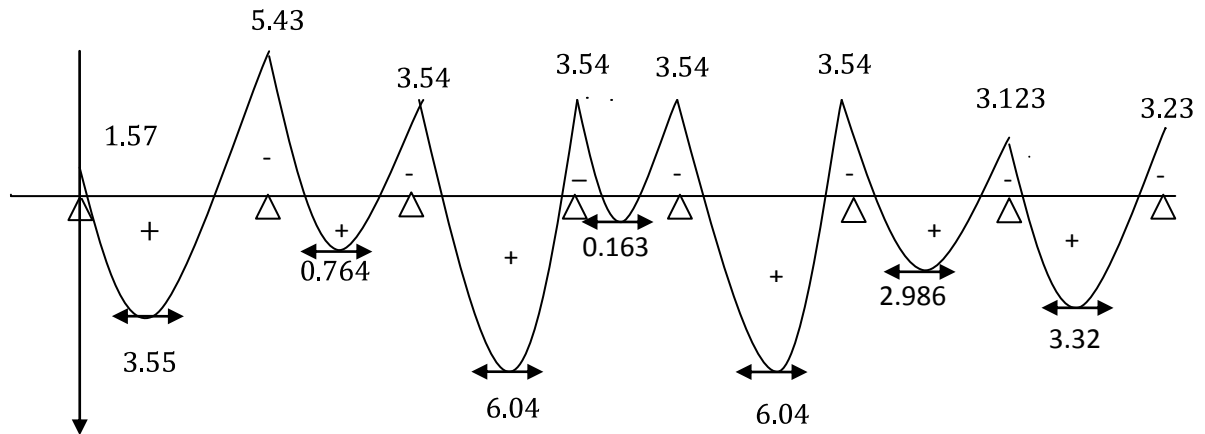


Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).

3. Les efforts tranchants :

$$T \left(\leftarrow \right) = \frac{d M(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_i}{2} - q \cdot X + \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i}$$

Longueurs (m)	T _i (x = 0) KN	T _{i+1} (x = l _i) KN
3.4	12.09	-9.77
3	9.01	-10.27
3.5	11.25	-11.25
2.6	8.36	-8.36
3.5	11.25	-11.25
3	9.50	9.78
3	9.68	-9.60

Tableau III.1.1 : Résumé des efforts tranchants pour chaque travée

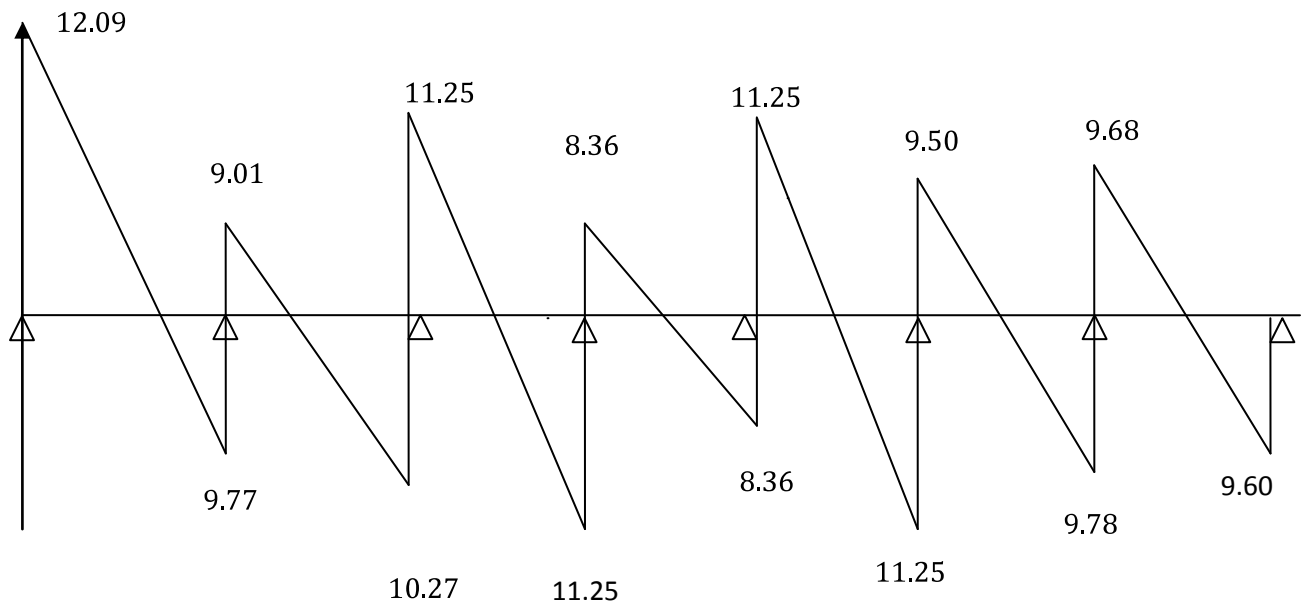


Figure III.1.6 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN).

➤ **Calcul à ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

1) Armatures longitudinales :

En travées :

Le moment maximal en travée est donné par la deuxième travée :

$$M_{\max}^t = 6.04[\text{KN.m}]$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 [\text{KN.m}]$$

$$M = 59,07[\text{KNm}]$$

$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendus est négligé, la section en T se calcul comme une section rectangulaire (($b \times h$) = (65×20)).

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.020 < 0.392$$

$$\mu = 0.02 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.02 \rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.04 \cdot 10^3}{0.925 \times 18 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{max}^a = 5.43 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.43 \times 10^3}{65 \times (8)^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.817$$

$$A^a = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.43 \cdot 10^3}{0.817 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.2 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

3) L'espaceur entre cadre :

L'espaceur est donné par l'article A 5.1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit un espaceur $S_t = 16 \text{ cm}$.

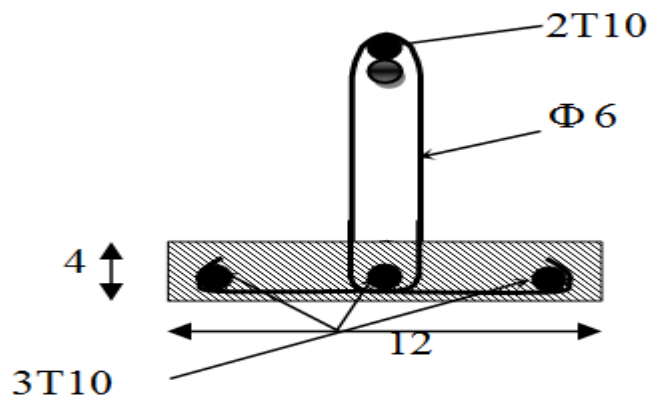


Figure III.1.7: Ferrailages des poutrelles.

➤ Vérification:

1. Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL91/ Art A.4.2,1):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement: (BAEL91/ Art A5.1,211)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,09 \times 10}{18 \times 12} = 0,559$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,559 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ ArtA 5.1,313):

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{1.5} \times \partial \times b_0$

Avec:

$a = 0,9xd$: Longueur d'appui de la bielle.

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 12.09\text{KN} < 129.6\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/Art 5.1,313):

▪ **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 12.09 + \frac{-1.57}{0,9 \times 12 \times 10^{-2}} = -2.445 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

5. Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.2 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.09 \times 10}{0,9 \times 18 \times 94.2} = 0.079\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6. Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,21):

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

$$\bar{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

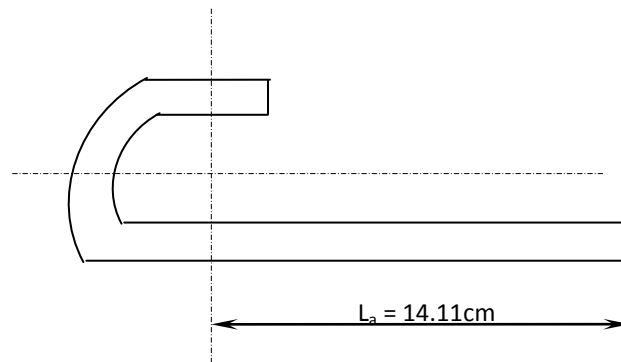
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm} \quad , \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crocher normale est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors croches est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.



➤ Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 4,654 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_u = 6,429 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,654}{6,429} = 0,72$$

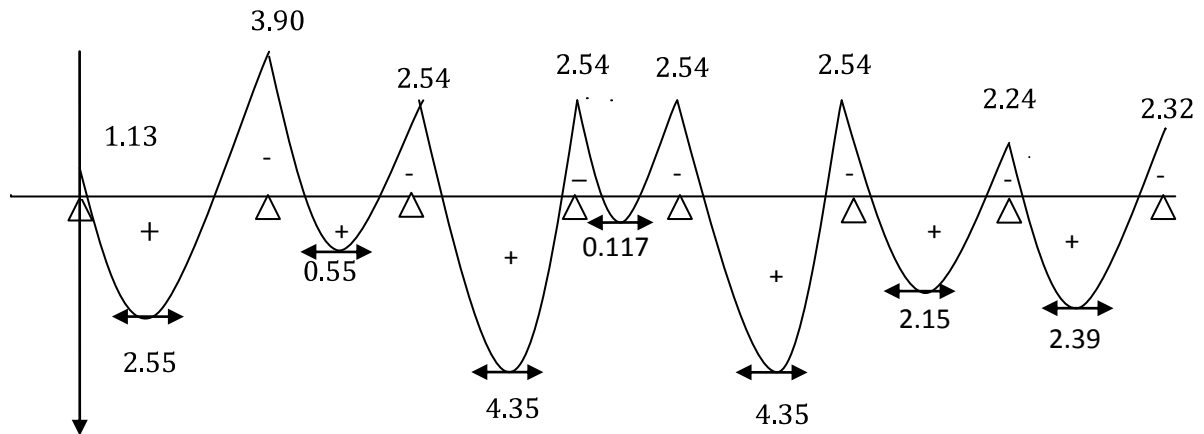


Figure III.1.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m).

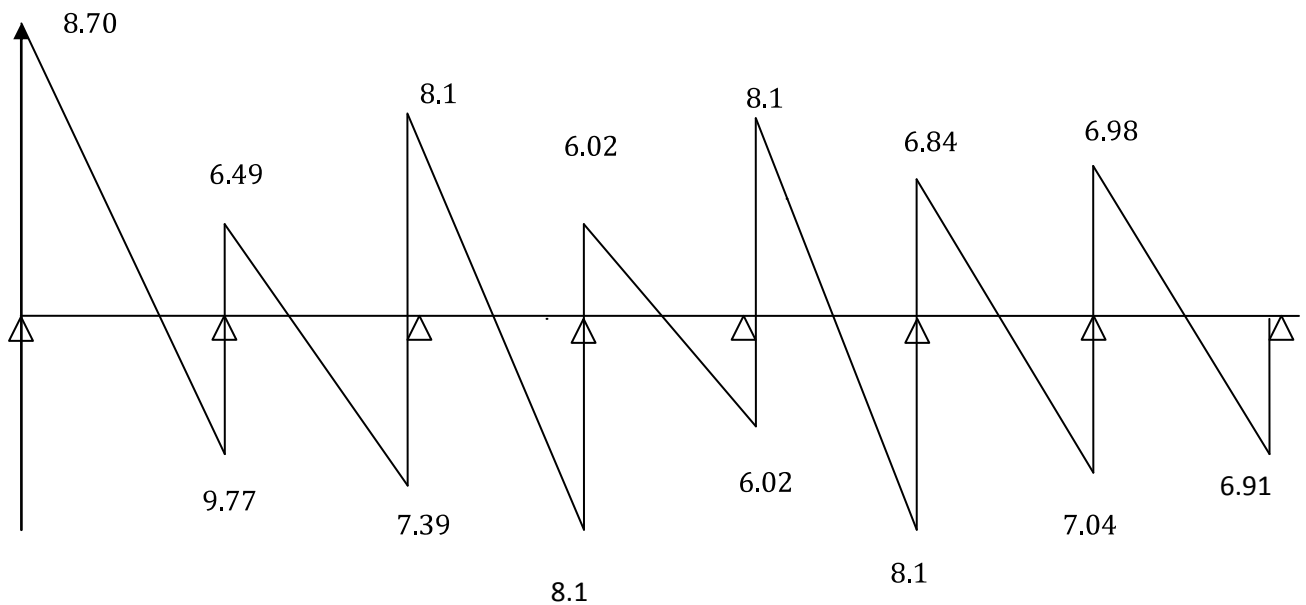


Figure III.1.9: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).

1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a = 3.90$

$$\sigma_s = \frac{3.90 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 107.65 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{107.65}{19.84} = 5.43 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.43 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{sh}}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{\text{sh}} = 4.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.35 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 120.07 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{120.07}{19.84} = 6.05 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 6.05 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

1) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

h : hauteur de la section droite.

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b_0 : longueur de la nervure.

M_0 : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

M_t : moment fléchissant maximum en travée.

Nous avons : $\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

4. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

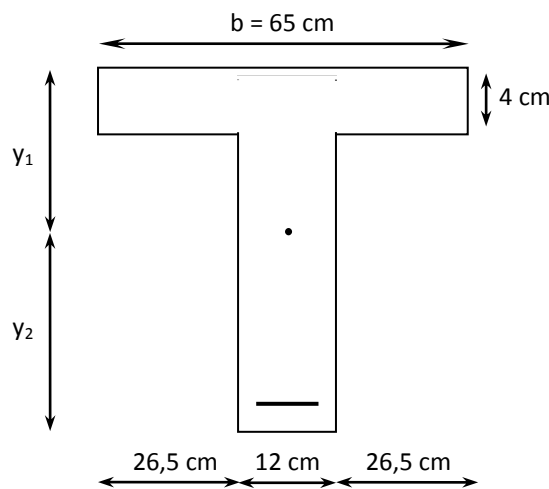
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right) ; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.



 **Calcul des paramètres :**

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b_0 - b_1) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b_0 - b_1) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b_0 - b_1) \times \frac{h_0^3}{12} + (b_0 - b_1) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.9815$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 104.77 \text{ MPa}$

 **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 104.77 + 2.1} ; 0 \right) = 0.45$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.50$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.45 \times 1.50)} = 13136.46 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.35 \times 10^6 \times \underbrace{500^2}}{10 \times 10818,865 \times 13136.46 \times 10^4} = 3.75 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

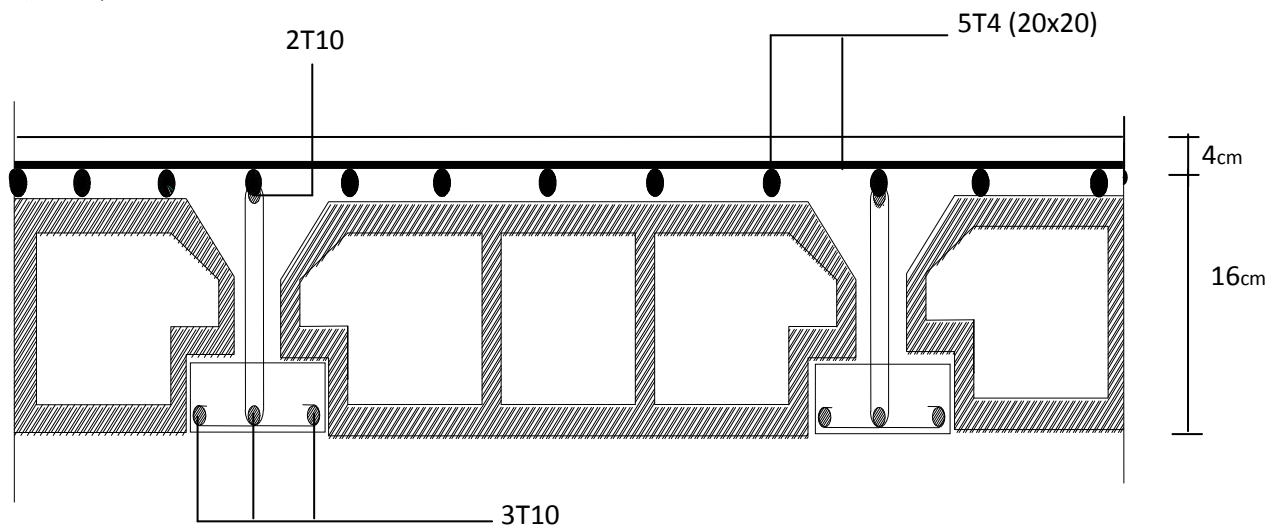


Figure III. 1.10 : Plan de ferrailage du plancher

III.2 Les escaliers

III.2.1 Introduction

Ce sous chapitre définit les différentes étapes de calcul d'un escalier qui sont :

- Le dimensionnement
- Calcul des efforts internes
- Le ferrailage à l'ELU
- Les vérifications à l'ELS et l'ELU

❖ Terminologie

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'étant pas exposé aux intempéries, la fissuration est considérée peu nuisible.

Notre projet présente un escalier à 2 volées et un palier intermédiaire :

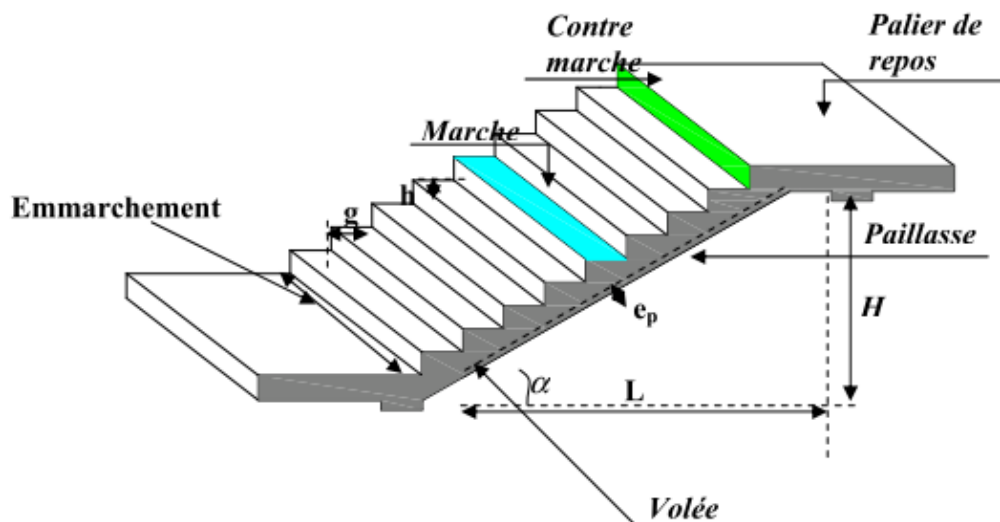


Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier.

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

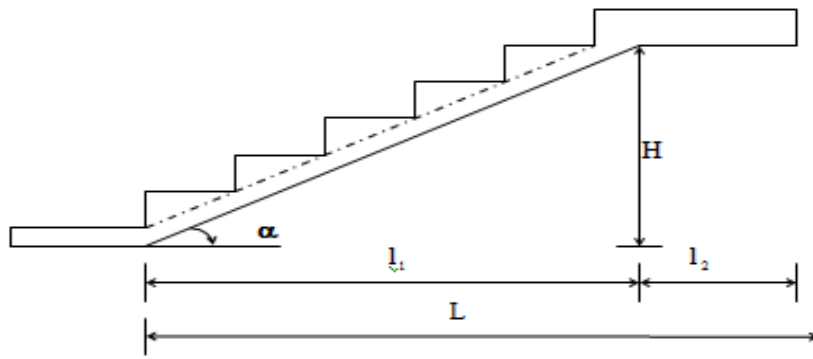


Figure III.2.2 : Coupe d'un escalier.

Du coté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.2.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

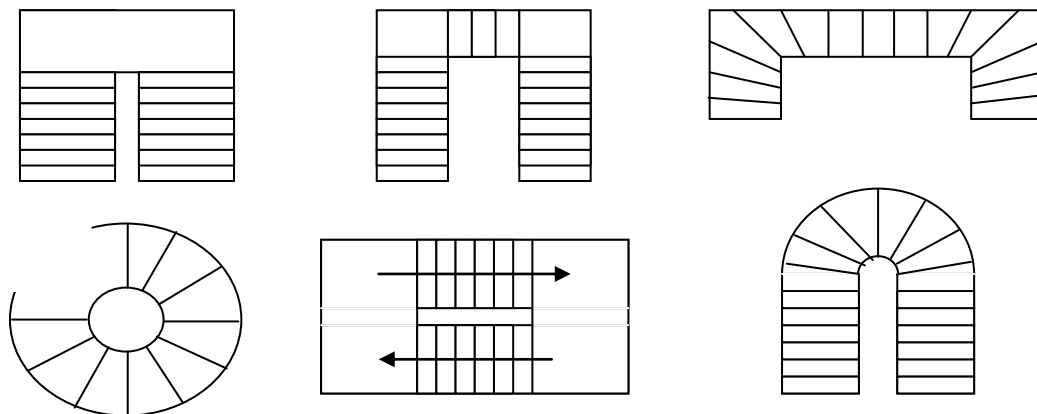


Fig.III.2.3

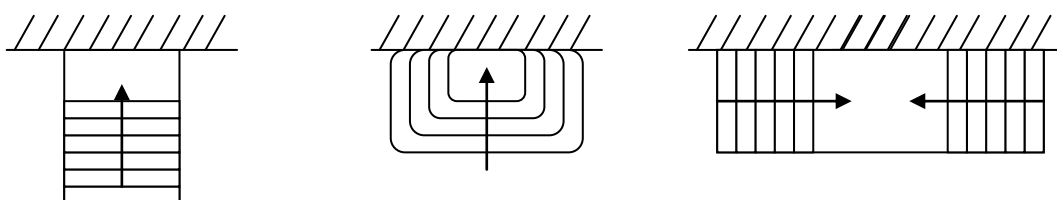
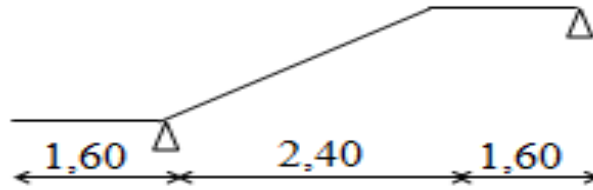


Fig.III.2.4

III.2.3. Dimensionnement



Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

❖ Hauteur de la contre marche

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend **$h = 17\text{ cm}$** .

❖ Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{On prend : } n = 9$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm} \quad \text{Donc } h = 17\text{ cm}$$

❖ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$\mathbf{m = 8\text{ marches}}$$

❖ Le giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{ cm}$$

* Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$$

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30\text{ cm} \\ h = 17\text{ cm} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

❖ **Etude de la volée**

* **Epaisseur de la paillasse ep :**

ep doit vérifiée la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

L' : La portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

Nous avons : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

$\cos \alpha = 0,843$

Donc : La portée $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$

$$\frac{(284,7+160)}{30} \leq ep \leq \frac{(284,7+160)}{20} \Rightarrow 14.82 \leq ep \leq 22.24$$

Soit : $ep = 15 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier

$e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$

III.2.4 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

A. Les charges permanentes

❖ **Palier**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G₁ = 5,3

Tableau III.2.1 : charge permanente du palier

❖ Volée

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4,45$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	$0,02 \times 10 = 0,2$
	G₂ = 8,345

Tableau III.2.2 : charge permanente de la volée

B. Les charges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

C. Les combinaison des charges et surcharges

❖ États limite ultime ELU

Palier : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.3 + 1.5 \times 2.5 = 10.91 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.345 + 1.5 \times 2.5 = 15.02 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_u = 1.35G = 1.35 \times 2.36 = 3.186 \text{ kN/ml}$

❖ États limite de service ELS

Palier : $q_s = G + Q = 5.3 + 2.5 = 7.8 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_s = G + Q = 8.345 + 2.5 = 10.85 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_s = G = 2.36 \text{ kN/ml}$

III.2.5 Calcul des efforts internes à l'ELU

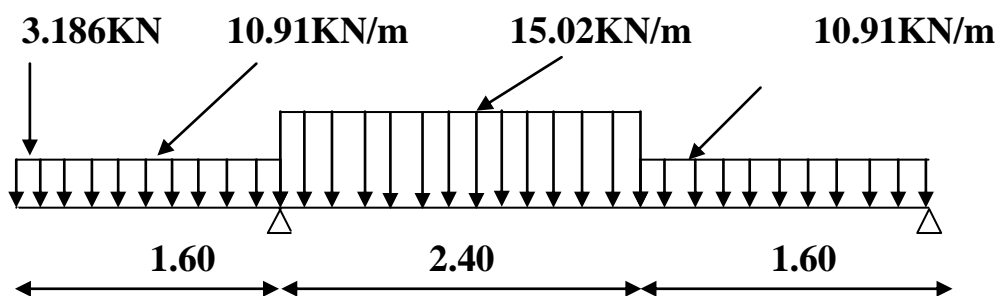


Figure III.2.5 : Schéma statique à l'ELU.

A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 2.36 + 10.91 \times 1.60 \times 2 + 15.02 \times 2.40 = 73.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 4 = 10.91 \frac{1.60^2}{2} + 15.02 \times 2.40 \times 2.8 + 10.91 \times 1.60 \times 4.8 + 2.36 \times 5.6$$

$$R_A = 37.48 \text{ KN}$$

$$R_B = 35.84 \text{ KN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,60	-10.91x - 3.186	0	-3.186
		1,60	-20.64
1.6 ≤ x ≤ 4	15.02x - 57.52	1.6	+33.48
		4	-2.56
0 ≤ x ≤ 1.60	+10.91x - 20.02	0	-20.02
		1.6	-2.56

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant

- Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 1.6	-3.186x - 10.91 x ² /2	0	0
		1.6	-19.06
1.6 ≤ x ≤ 4	-91.87 + 57.52x - 7.51x ²	1.6	-19.06
		4	+18.05
0 ≤ x ≤ 1.6	+20.02x - 10.91 x ² /2	0	0
		1.6	6.055

Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant

Le moment M_z(x) est maximal pour la valeur de x = 3.82m d'où M_z^{max} = 18.82KN.m.

Aux appuis : M_a = -0.3M_z^{max} = -5.646KN.m.

En travée : M_t = 0.85 M_z^{max} = 0.85 x 18.82 = 16KN.m.

III.2.6. Diagramme des efforts internes :

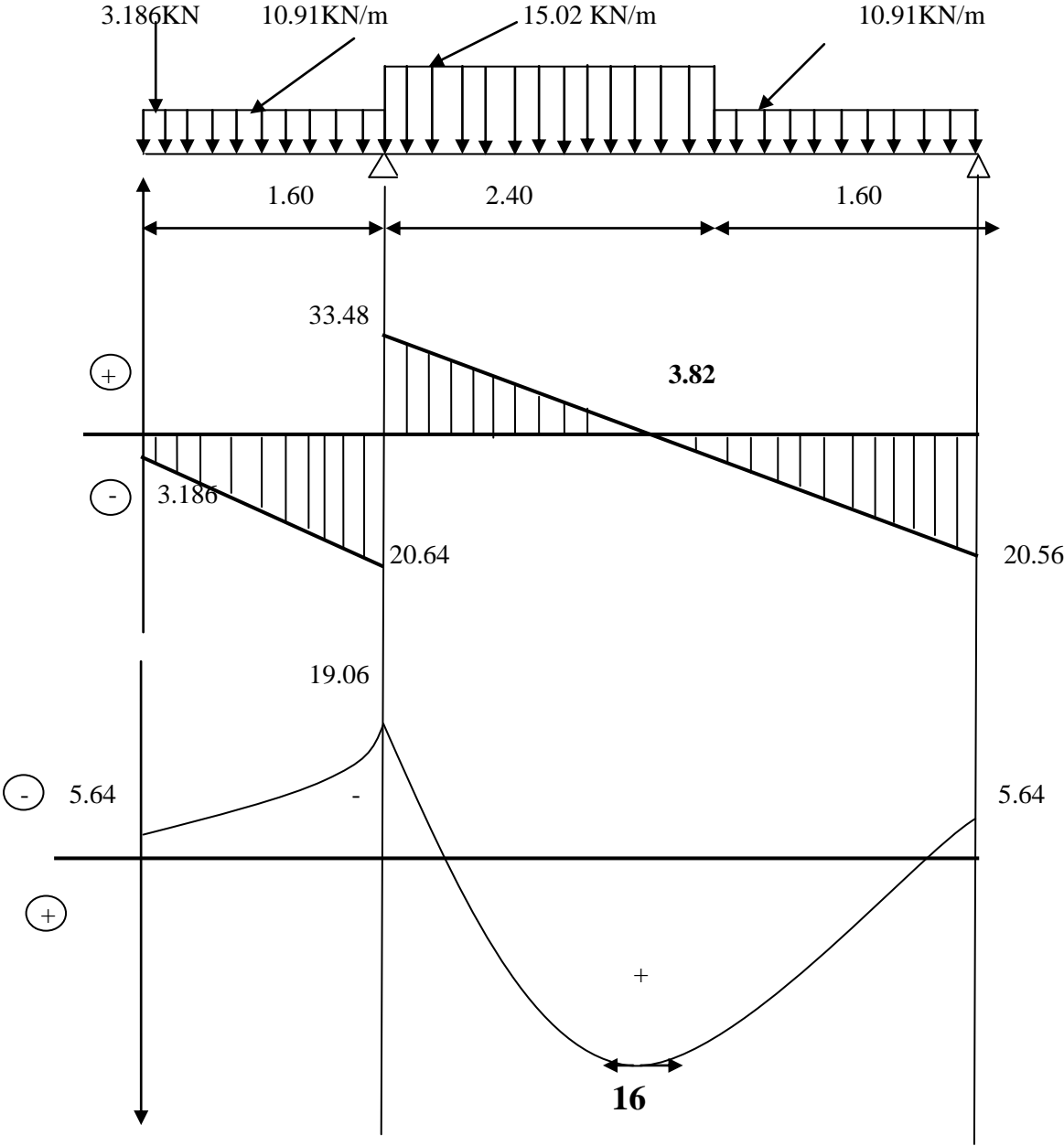


Figure III.2.6. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.2.7. Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

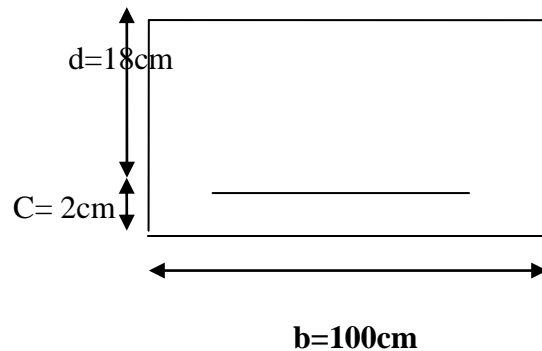
1. Armatures aux appuis :

Sur appuis A : $M_a = 19.06 \text{ KN.m}$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = \frac{19.06 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,041$$



$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{19.06 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit :} \quad A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad . \quad \text{Avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Sur appuis B : $M_b = 5.64 \text{ KN.m}$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.64 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.6 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0.899 \text{ [Cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 4HA8/ml ($A_a = 2.01\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20[\text{cm}]$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures aux travées :

Armatures principales :

$M_{ut} = 16\text{KN.m}$.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16 \times 10^6}{1000(180)^2 14,2} = 0,035.$$

$\mu_b = 0,035 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0,035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16 \times 10^3}{0,982 \times 180 \times 348} = 0.26\text{cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement de 20 [cm].

Armature de répartition :

$$\frac{3.14}{4} \leq A_r \leq \frac{3.14}{2}.$$

$A_{min} = 1,41[\text{cm}^2]$.

Soit : $5\text{HA}8 = 0.785\text{cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement de 20[cm].

III.2.8 Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 . \\ \text{En travée : } A_{\text{ut}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 . \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

B. Répartition des barres

- Armatures longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}]$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = 20 [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

A. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 Art 61.3)

$$\tau_{\text{se}} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{se}} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

Appui A :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{32,90 \times 10}{0,9 \times 18 \times 18,84} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{se}} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_{u\max} = 33.48 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ [cm].}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.48 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 2.056 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.2f_{cj}}{\delta b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \frac{33.48 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.186 \text{ [MPa]}$. $\tau < \bar{\tau} = 3.33 \text{ [MPa]} \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)

• **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 100 \times 0.9 \times 180}{1.5} \times 25 \times 0.1 = 600 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 33.48 \text{ KN} \leq 600 \text{ [KN].}$$

• **Influence sur les armatures**

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$\frac{1.15}{400} \times \left[33.48 \times 1000 + \frac{(-5.64 \times 1000)}{0.9 \times 0.18} \right] = -3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 2.01 > -3.84$$

D. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127)

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \max \left(4\Phi, 30\Phi, 40\Phi \right)$$

$$l_s = \max \left(4\Phi, 48, 35 \right)$$

Pour satisfaire les règlements de RPA on prend $l_s = 40\Phi \dots \dots l_s = 40 \text{ cm}$

I.3.8 Calcul à l'ELS :

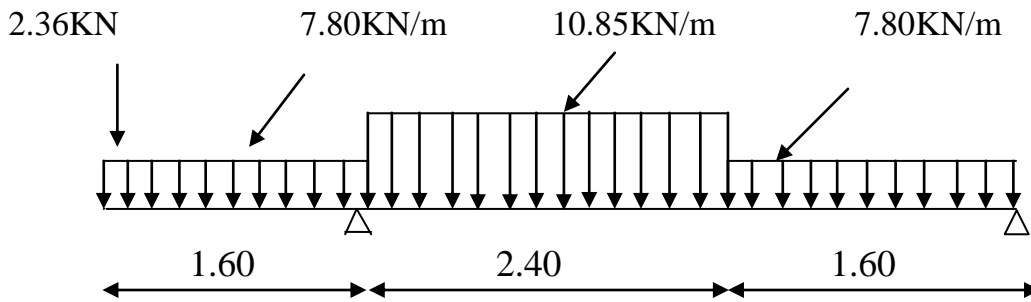


Figure III.2.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS

A. Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 53.36 \text{ [KN]}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 39 \text{ [KN]} \quad ; \quad R_B = 14.36 \text{ [KN]}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,60	-7.80x - 2.36	0	-2.36
		1,60	-14.84
1.6 ≤ x ≤ 4	-10.85x + 41.52	1.6	24.16
		4	-1.88
0 ≤ x ≤ 1.60	7.80x - 14.36	0	-14.36
		1.6	-1.88

Tableau III.2.5 : Calcul des efforts tranchant a L'ELS

- Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 1.6	-2.36x - 3.9 x ²	0	0
		1.6	-13.76
1.6 ≤ x ≤ 4	-66.32+41.54x-5.43x ²	1.6	-13.76
		4	12.96
0 ≤ x ≤ 1.6	14.36x - 3.9 x ²	0	0
		1.6	12.99

Tableau III.2.6 : Calcul des moments fléchissant a L'ELS

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 3.83\text{m}$ d'où $M_z^{\max} = 13.83\text{KN.m}$.

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a = - 0,3 \quad M_z = - 4.15[\text{ KN.m}]$
- en travées : $M_t = 0,85 \quad M_z = 11.76[\text{ KN.m}]$

III.2.9 Diagramme des efforts interne à l'ELS

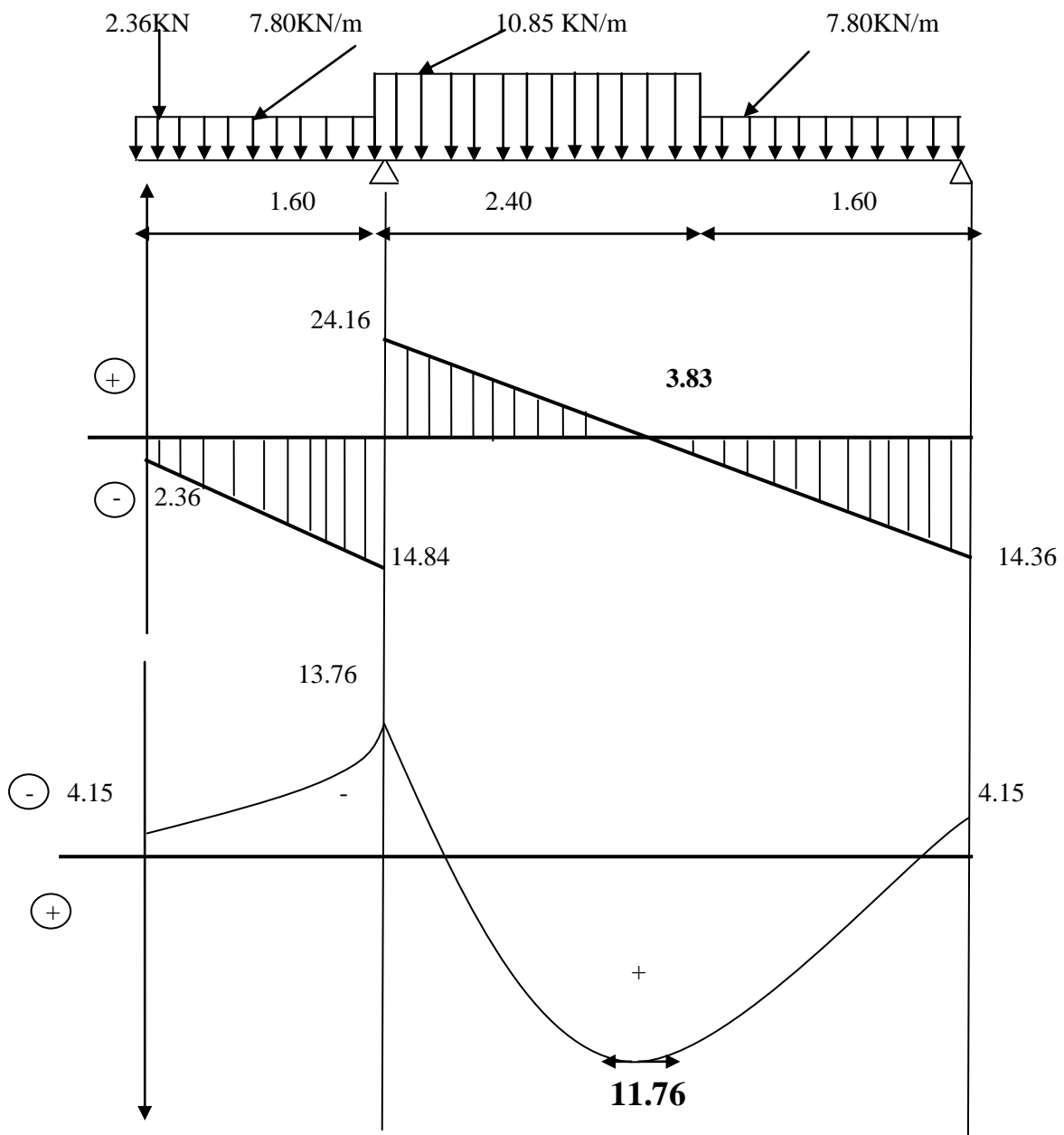


Figure III.2.8: Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.2.10 Vérification à l'ELS

A. État limite de résistance du béton à la compression BAEL 91 Art A.4.5, 2

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$ [MPa]

- **En travée**

$$A_t = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow \alpha_1 = 0,204 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,204 \Rightarrow K = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11,76 \times 10^3}{3,14 \times 0,932 \times 18} = 223,25 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,017 \times 223,25 = 3,80 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 3,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

$$A_a = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,1117$$

$$\rho = 0,1117 \Rightarrow \beta_1 = 0,944 \quad , \quad \alpha_1 = 0,168 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,168 \Rightarrow K = 0,01346$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,15 \times 10^3}{2,01 \times 0,944 \times 18} = 121,51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,01346 \times 121,51 = 1,64 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1.64 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{284.7} = 0,0702 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

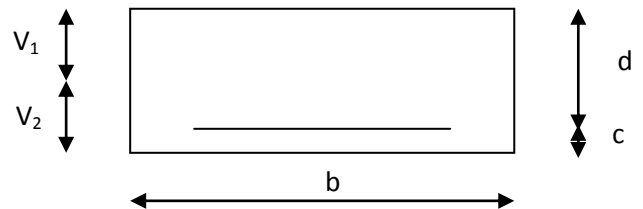
$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{284.7} = 0,0702 < \frac{11.76}{10 \times 13.83} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{0.26}{100 \times 18} = 0,0001 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

a-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot A_t \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec :

E_v : Module de la déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ [MPa]}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} \text{ : Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 \text{ : Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 3.14} = 10.18 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.18 = 9.82 \text{ [cm]}$$

D'où:

$$I = \frac{100}{3} \left(0.18^3 + 9.82^3 \right) + 15 \times 3.14 (9.82 - 2)^2$$

$$I = 69611.74 \text{ [cm}^4 \text{]}$$

$V \lambda$: coefficient de déformation.

μ : coefficient de frottement.

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0,0017 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta I d A t} = \frac{11.76 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 3.14} = 211.24 \text{ MPA}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0017 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 4.94$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right]$$

$$\mu = \max (-0.039 ; 0)$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{69611.74}{1 + 4.94 \times 0} = 69611.74 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 E v I_{fv}} = \frac{11.74 \times 1000 \times 560^2}{10 \times 10818,86 \times 1000 \times 69611.74} = 0.00048 \text{ m}$$

$$F = 0.048 \leq \frac{5600}{500} = 11.2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

III.3. Calcul de la poutre palière

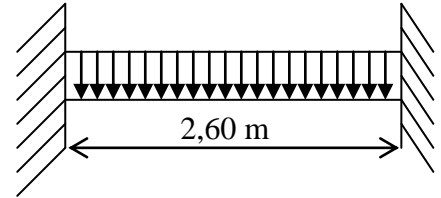
C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage aux étages courants.

1. Pré-dimensionnement

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 2,60 \text{ m} \implies 17.33 \leq h_t \leq 26$



Recommandation de RPA 99 Version 2003

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25 \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \implies \frac{h_t}{b} = 1.2 < 3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

2. Détermination des charges

- Poids propre : $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.88 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier :

$$\text{ELU} : R_A = 37.48 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A = 39 \text{ KN}$$

3. Calcul à l'état limite ultime

a) Combinaisons à considérées

$$q_u = 1,35 G + R_B = 1,35 \times 1.88 + 37.48$$

$$q_u = 40.02 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 1.88 + 39$$

$$q_s = 40.88 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{40.02 \times 2.6}{2} = 52.03 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 40.02 \times \frac{2.6^2}{8}$$

$$M_0 = 33.82 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 28.75 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

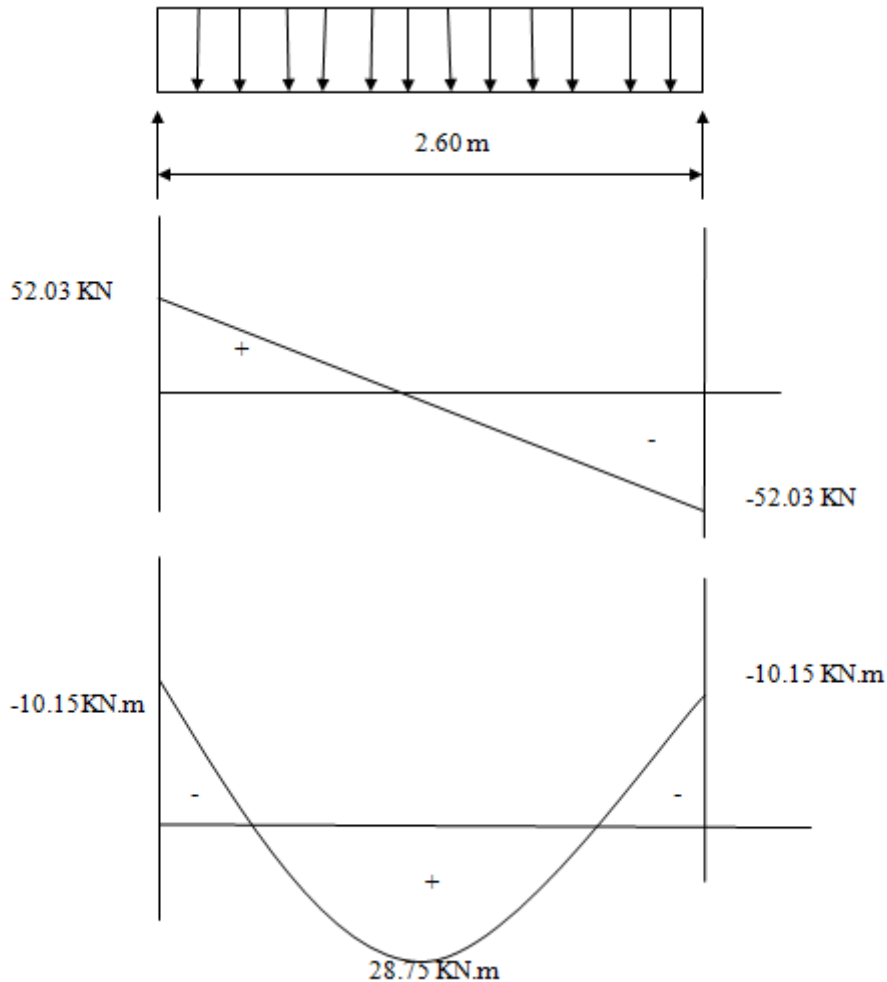


FIG III.3.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des armatures :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.15 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0.980$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st}=3HA12=3.39\text{cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.75 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.75 \times 10^3}{0.940 \times 27 \times 348} = 3.23\text{cm}^2$$

Soit : $A_{st}=3HA12=3.39\text{cm}^2$

5. Vérification à ELU

- Condition de non fragilité

$$A = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39\text{cm}^2 < A_{min} \\ A_t = 4.52\text{cm}^2 < A_{min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{max} = 52.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{52.03}{25 \times 27} \times 10 = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\sum u_i = 3,14 \times 3 \times 1 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{52.04 \times 10}{0.9 \times 27 \times 11.304}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

Diamètre

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 1,2 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement

$$S_{t_{\max}} \leq \min \left\{ 9.d, 40 \text{ cm} \right\} = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{3.39 \times 400}{0.4 \times 25} = 135.6 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \left(\mu_u - 0.3 \cdot f_{t28} \right)} = \frac{0.8 \times 3.39 \times 400}{25 \left(0.77 - 0.3 \times 2.1 \right)} = 309.94 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \left\{ S_{t1}, S_{t2}, S_{t3} \right\} = 25 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifiée :

Aux appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right) = \min \left(15, 14.4, 30 \right)$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

6. Vérification à l'ELS

$$q_s = 1.88 + 39 = 40.88 \text{ KN/ml}$$

• **Réaction aux appuis**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 53.14 \text{ KN}$$

• **Les moments**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 34.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times M_0 = -10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 29.36 \text{ KN.m}$$

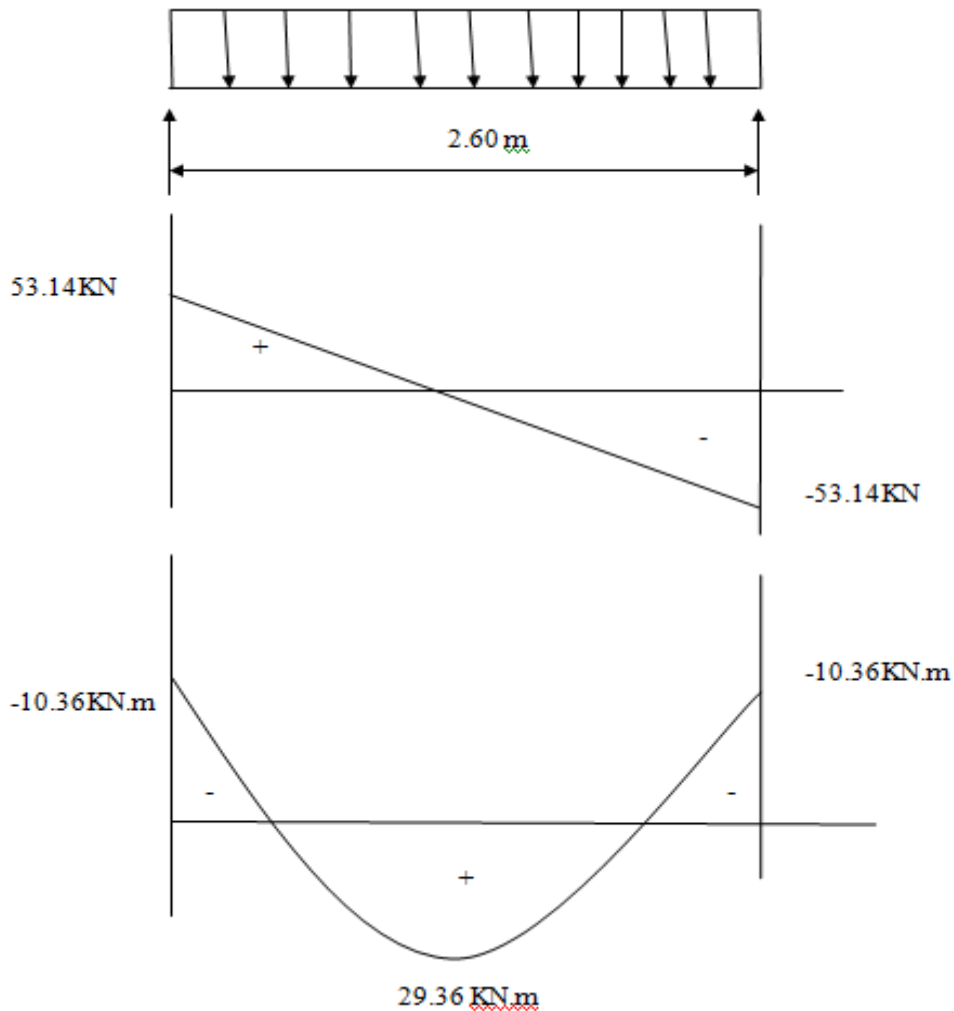


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

7. Vérifications à l'ELS

- État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0,12 > 0,0625$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,1 \times \frac{34.54}{29.36} = 0,12$$

$$- \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0,0050 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

⇒ **Condition vérifiée.**

III.4. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute et sera calculé comme une console encastree au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS, pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante, provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

III.4.1. Dimension de l'acrotère :

Largeur : 100 cm ; hauteur : 60 cm ; épaisseur : 10 cm

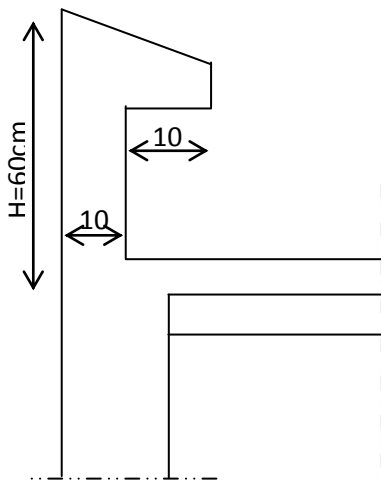


Figure III-4.1 : coupe verticale de l'acrotère

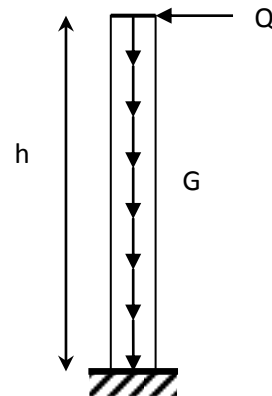


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.4.2. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S$.

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,1)] - (0,02 \times 0,2 / 2)$$

$$G = 1,7 \text{ KN /m}^2$$

- Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal : $N = 1,7 \text{ KN /ml}$

- Moment de renversement « M » dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

1. Combinaisons de charges

a) **E L U** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

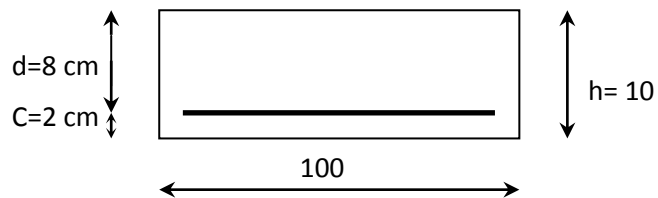
b) **E L S** : La combinaison est : $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = N_G + N_Q = 1,7 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement : $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

2. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

a) **Calcul à l'ELU :**



➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,295} = 0,392 \text{ m} = 39,2 \text{ cm}$$

39,2 cm > 3 cm

$$h / 2 - c = 10 / 2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

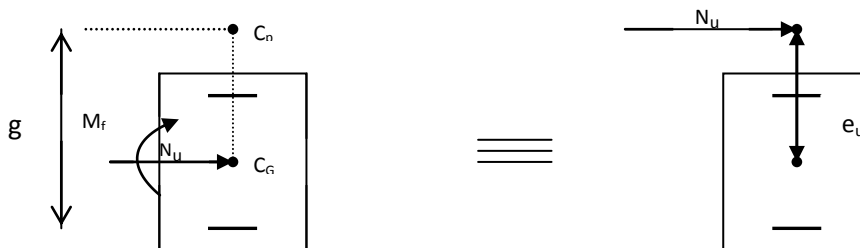


Figure III.4.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le centre de pression se trouve donc à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

○ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de pression **C** et le C.D.G des aciers tendus.

$$g = e_u + h/2 - c = 0,392 + 0,1/2 - 0,02 = 0,422 \text{ m}$$

$$D'où : M_f = 2,295 \times 0,422 = 0,978 \text{ KN.m}$$

○ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,978 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ S. S. A}$$

$$\mu = 0,0106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,995$$

○ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,0978 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section des armatures en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0,35 - \frac{2,295 \times 10}{348} = 0,284 \text{ cm}^2.$$

3. Vérifications à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)

Un élément est considéré comme non fragile si la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \cdot \frac{35.5 - 0.455 \times 8}{35.5 - 0.185 \times 8} = 0.820 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7} = 35.3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2 > A_s = 0.284 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left(h; 25 \text{ cm} \right) = 25 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

La fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right); \quad \text{avec : } \tau_U: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u : \text{effort tranchant} :$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée .}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement ; $\Psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 12,56} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_t = 25\text{cm} < \min \left\{ \frac{3}{4}h; 33\text{cm} \right\} \leq \left\{ \frac{\phi}{4} \times 10\text{cm}; 33\text{cm} \right\} = 30\text{cm}.$$

⇒ Condition vérifiée.

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 25\text{cm} < \min \left\{ \frac{4}{5}h; 45\text{cm} \right\} = 40\text{cm}.$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres verticales :**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s f_{t28} = 0.6 \times 0.5 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}.$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69\text{mm} = 28.17\text{cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30\text{cm}.$$

4. Vérification à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,920K = 47,89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,51} = 32,48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 66,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 32,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,024 \times 32,8 = 0,787 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,787 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$= \frac{32,48}{47,89} = 0,67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)**

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

A : coefficient d'accélération de zone. Soit : $A = 0,15$, en zone IIa, groupe d'usage 2

W_p : poids de l'acrotère. $W_p = 1,7 \text{ KN/ml}$;

C_p : facteur de force horizontal variant entre 0,3 et 0,8. Soit : $C_p = 0,8$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7 \times 0,8 = 0,816 < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

La condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique. Le calcul au séisme est donc inutile. On adopte le ferrailage choisi précédemment.

III-5 Calcul du balcon :

Le balcon à calculer est un balcon en dalle pleine qui a comme dimensions :

Largeur : 1,45m

Longueur : 3m

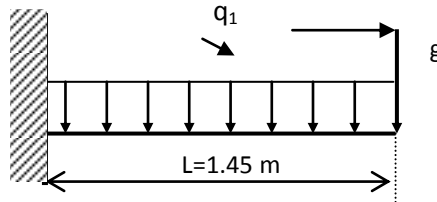


Figure III-5.1 : Schéma statique du balcon.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis avec un garde corps de hauteur h=1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5\text{cm}$$

Soit : e = 15 cm

1- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

Matériaux	Charges
Poids de revêtement (2cm)	0,44KN/m ²
Mortier de pose (2cm)	0, 6 KN/m ²
Couche de sable (2cm)	0,66 KN/m ²
poids propre de la dalle pleine (15cm)	25x0,15x1=3,75 KN/m ²
Enduit	0,20 KN/m ²
	G = 5,65 KN/m².

Tableau III.5.1 : Charges permanentes

b. Charge concentrée :

Matériaux	Charges
Brique	1KN/m ²
Enduit en ciment	15x0.02x2 = 0.6
	G = 1.72 KN/m².

Tableau III.5.2 : Charge concentrée

c- surcharge d'exploitation:.....Q =3,5 KN/ml. (DTR B.C.2.2).

2- Calcul à l'ELU :

Le balcon travaille en flexion simple.

1- Combinaison de charges:

- Dalle :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 3,5 = 12,87 \text{ KN/ml};$$

- Le garde-corps

$$g_u = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ kN/ml}$$

3- Calcul à l'ELS :

- Dalle :

$$q_s = 5,65 + 3,5 = 9,15 \text{ kN/ml}$$

- Le garde-corps

$$g_s = 1,72 \text{ kN/m}$$

4. Calcul du moment fléchissant :

- ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12,87 \times 1,45^2}{2} + 2,32 \times 1,45 = 16,88 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9,15 \times 1,45^2}{2} + 1,72 \times 1,45 = 12,10 \text{ KNm}$$

5. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,88 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_u = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.88 \times 10^3}{0.969 \times 12 \times 348} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

6- Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité: BAEL91 Art A4.2.1

$$A_{ad} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100) \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.87 \times 1.45 + 2.32 = 20.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{20.98 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 1.5 f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1, 3 BAEL 91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20.98 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

d)- Longueur de scellement : BAEL 91 Art A.6.1, 221

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm. (Art A.6.1, 253 BAEL 91)}$

Soit : $L_a = 17 \text{ cm.}$

e)- Ecartement des barres :

◆ Armatures principales:

$$S_t \leq (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

◆ Armatures de répartition:

$$S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

7- Vérification à l'ELS :

➤ Calcul du moment sollicitant :

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9.15 \times \frac{1.45^2}{2} + 1.72 \times 1.45$$

$$M_s = 12.10 \text{ KN.m}$$

a) contrainte dans le béton :

- vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 12} = 0,472 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \dots \text{ et } K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,10}{0,896 \times 12 \times 5,65} \times 10^3 = 199,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{199,20}{33,08} = 6,02$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Donc : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 199,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad .$$

Condition vérifiée

B. Vérification de la flèche

BAEL 91 Art B.6.5,1

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{145} = 0.103 \geq 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{Mt}{10M_0} = \frac{12.10}{10 \times 12.10} = 0.1 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad ; \quad \frac{At}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.004 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.6.1. Introduction :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur de caractéristiques identiques, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $(1.61 \times 1.63) \text{ m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III.6.2. Dimensionnement

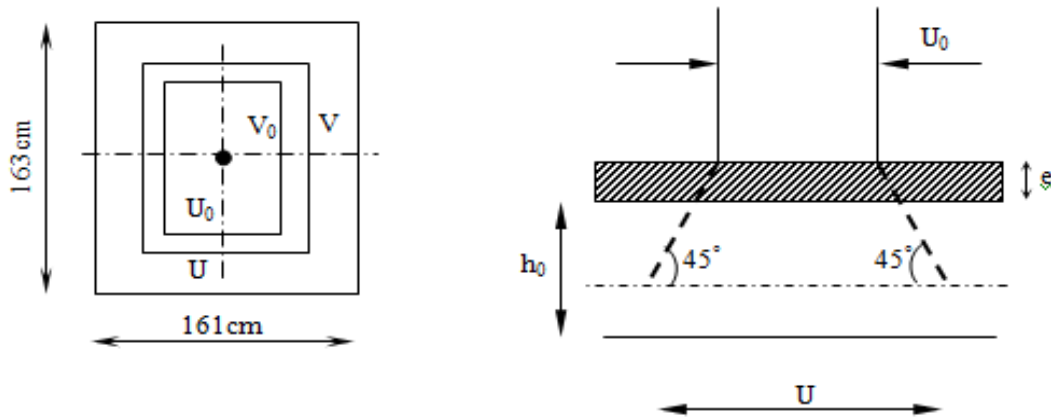


Figure III.6.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

- **Épaisseur de la dalle pleine h_t :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{163}{30} = 5.43 \text{ cm}$$

D'après le RPA99, version 2003, h_t doit être au moins égale à 12 cm.

Soit : $h_t = 15 \text{ cm}$.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + e.K + h_0 \\ V = V_0 + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

K : Coefficient dépendant de la nature du Revêtement

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.3. Calcul des moments à l'ELU

- Les moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{161}{163} = 0.99 \Rightarrow 1 \geq \rho \geq 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q \end{cases}$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{161} = 0,65 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{163} = 0,64 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,07 \text{ et } M_2 = 0,07$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1 \longrightarrow M_{x1} = 121,5 \times 0,07 = 8.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q M_2 \longrightarrow M_{y1} = 121,5 \times 0,07 = 8.51 \text{ KN.m}$$

III.6.4. ELU $\nu = 0$

Les moments $M_{x2}; M_{y2}$ dus aux poids propre de la dalle pleine et surcharge :

$$1 \geq \rho = 1 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \Rightarrow \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow \text{Dans le sens de la grande portée.}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids d'exploitation } Q = 1.00 \text{ Kn/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,563 \times 1,63^2 = 0,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,64 = 0,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2}/M_{y2} = 1 > 0,25 \text{ condition vérifiée.}$$

Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,15 \text{ KN.m}$$

Correction des moments:

En travée:

$$M_x^t = 0,75M_x = 6,86 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0,75M_y = 6,86 \text{ KNm}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,5M_x = -4,58 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = -0,5M_y = -4,58 \text{ KNm}$$

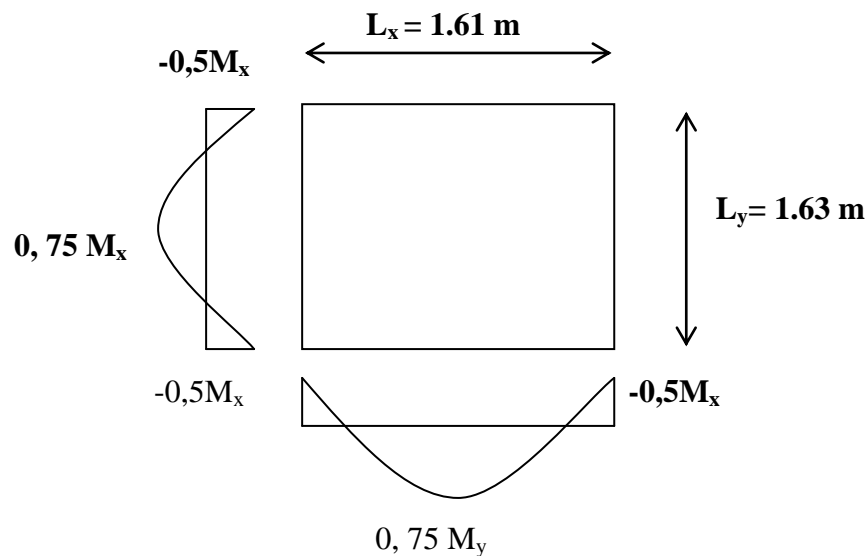


Figure III.6.2: Correction des moments.

• Ferrailage :

A. Sens x-x :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.58 \cdot 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{6.86 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{6.86 \cdot 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

B. Sens y-y :

- **Aux appuis :**

On adopte le même ferrailage que celui du sens x-x, soit **4HA10** avec : **St = 25 cm**.

- **En travée :**

On adopte le même ferrailage que le sens x-x soit **4HA10** avec **St = 25 cm**. On adopte le même ferrailage dans les deux sens car : $l_x = l_y$.

III.6.5. Vérifications

1. Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91 modifié 99):

Sens x-x :

$$W_x \geq \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho)$$

Avec :

W_0 : Pourcentage minimal d'acier réglementaire.

$W_0 = 0.8\%$ Pour les aciers FeE400 ($\rho_0 = 0.0008$)

W_x : taux au pourcentage d'acier.

$$w_x \geq \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) = \frac{0.0008}{2} (3 - 1) = 8 \times 10^{-4}$$

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{S_{bet}}$$

$$\frac{A_{min}}{S_{bet}} \geq 8 \times 10^{-4} \Rightarrow A_{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times S_{bet}$$

$$A_{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adp} = 3.14 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$A_{adp}=3,14 \text{ [Cm}^2] > A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2. Poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL91 modifié 99) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire, si la condition de non poinçonnement suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 U_C \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge à L'ELU.

U_C : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit dans le plan du feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$U_C = 2(U+V) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$0.045 \times 4.20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} 10^3 = 472.5 \text{ KN} > q_u = 121,5 \text{ KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

Donc, aucune armature transversale n'est nécessaire.

3. Diamètres des barres :

$$Q \leq \frac{h_t}{10}$$

Q : diamètre des armatures longitudinales

$$Q=10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

4. Espacement des barres : (Art A:A8.2.42 / BAEL 91 modifié 99) :

L'écartement des barres d'une nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à :

• **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min (2h_t, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (30, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On a } S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

• **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min (3h_t, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (45, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On a } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

5. Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4}$$

$$\frac{A_x}{4} = 3,14/4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_d} \leq 0.07 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

▪ Au milieu de u :

$$T = \frac{P}{2U+V}$$

$$T = 121,5/3.15 = 38.57 \text{ KN}$$

▪ Au milieu de v:

$$T = \frac{P}{3U}$$

$$T = 121,5/3.15 = 38.57 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_{max} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (38.57 \cdot 10^3)/(130.1000) = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6. ELS $\nu = 0.2$

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0.2M_2) = 90.(0.07 + 0.2 \times 0.07)$$

$$M_{x1} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0.2M_1)$$

$$M_{y1} = 7.56 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2.$$

$$q_s = (0.15 \times 25 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0442.$$

$$\mu_y = 1.$$

$$M_{x2} = 0.0442 \cdot 4.75 \cdot (1.63)^2 = 0.558$$

$$M_{x2} = 0.558 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$M_{y2} = 0.558$$

Moments globaux :

$$M_x = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8.12 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

En travées (0.85) :

$$M_x^t = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 6.90 \text{ KN.m}$$

Aux appuis (-0.3) :

$$M_x^a = -2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -2.44 \text{ KN.m}$$

III.6.7. Vérification à l'ELS

A. Vérification de la flèche : BAEL 91 Art B.7.5

On peut se dispenser du calcul de la flèche, dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses cotés, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle.

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x.

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x, pour une bande de 1 m.

A_x : Section d'armature/ml.

b : Largeur de la bande égale à 1 m.

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{161} = 0.09$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{6.90}{20 \times 8.12} = 0.042$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.09 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.042$$

Condition vérifiée

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Condition vérifiée

B. Vérification des contraintes

Sens x-x

❖ **Aux appuis**

$$M_{ua} = 2.44 \text{ kN.m}$$

✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A_s} = \frac{2.44 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 64.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 64.90 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{64.90}{48.29} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En travée**

$$M_{ut} = 6.90 \text{ kN.m}$$

✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A_s} = \frac{6.90 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 183.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183.53 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{183.53}{48.29} = 3.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Sens y-y :

C'est vérifié, puisqu'on a les mêmes moments et les mêmes sections d'armatures qu'au sens xx.

C. État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 Art B.6.3

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.



CHAPITRE IV

Présentation du logiciel ETABS

IV-1 Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

IV-2 Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les Champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Elément : élément Restraints : degrés de liberté (DDL). Uniformed loads : point d'application de la charge. Define : définir. Material : matériaux. Concrete : béton Steel : acier. Frame section : coffrage.	Loads : charge. Grid line : ligne de grille Joints : nœuds. Frame : portique (cadre). Shell : voile. Column : poteau. Beam : poutre.
--	--

IV-3 Manuel d'utilisation du l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0. Pour choisir l'application



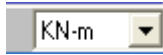
ETABS on ouvre l'ETABS.

Etapes de modélisation :**❖ PREMIERE ETAPE :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

A) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



B) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** \implies **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

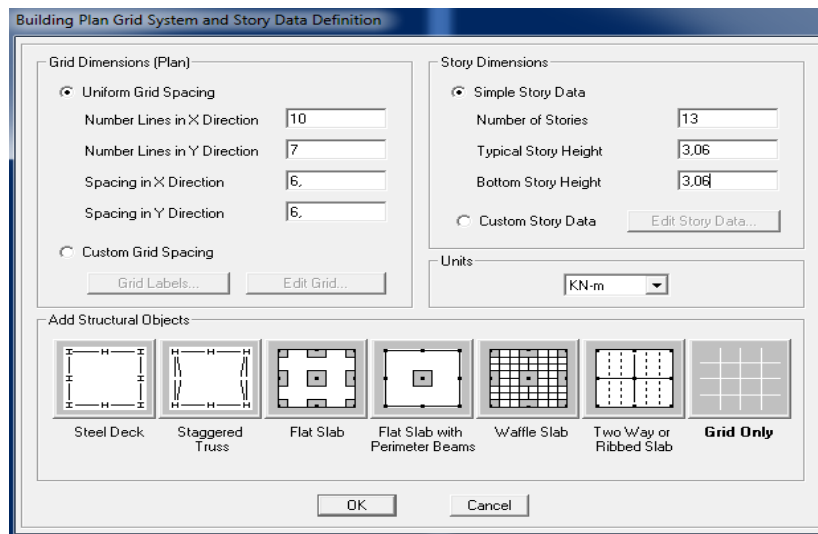


Figure IV.1 : géométrie de base dans l'ETABS

Pour une construction en **Auto-Stable** .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X \implies (**Number lines in X direction**).
- Le nombre des lignes dans la direction Y \implies (**Number lines in Y direction**).
- Hauteur d'étage \implies (**story High**).
- Longueur de travée dans le sens X \implies (**Spacing in X direction**) (Entre axes).
- Longueur de travée dans le sens Y \implies (**Spacing in Y direction**) (Entre axes).
- Le nombre d'étage \implies (**Number of stories**).
- la hauteur d'étage courant \implies (**typical story High**).
- La hauteur d'étage en bas (RDC) \implies (**bottom story hight**).

C) modification de la géométrie de base :

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étages :

On clique sur le bouton droit de la souris, on introduit les distances cumulées, on clique sur **ok**

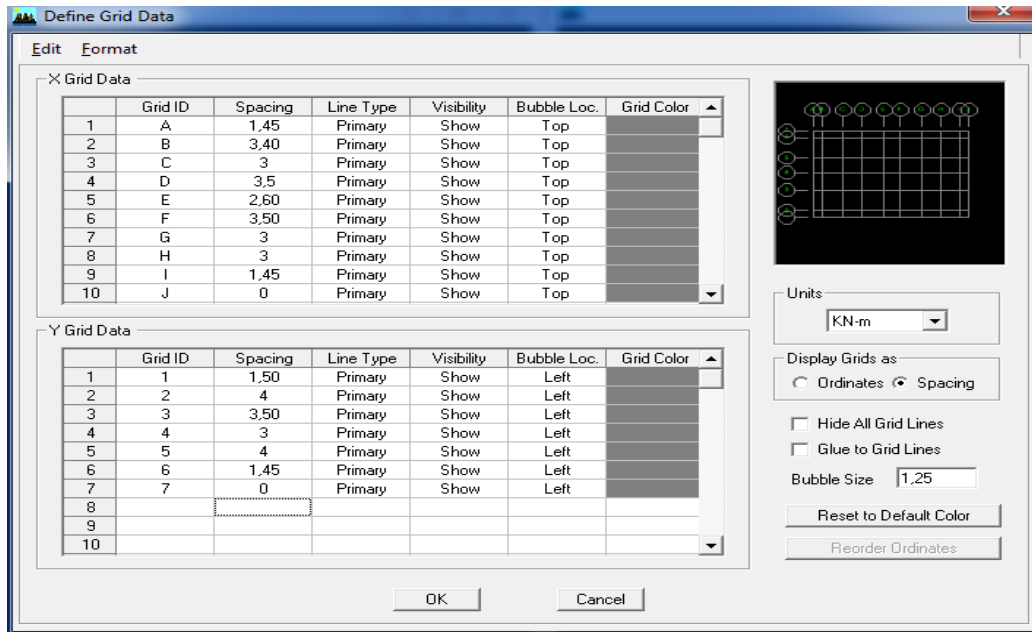


Figure IV.2 : modification de la géométrie de base

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**

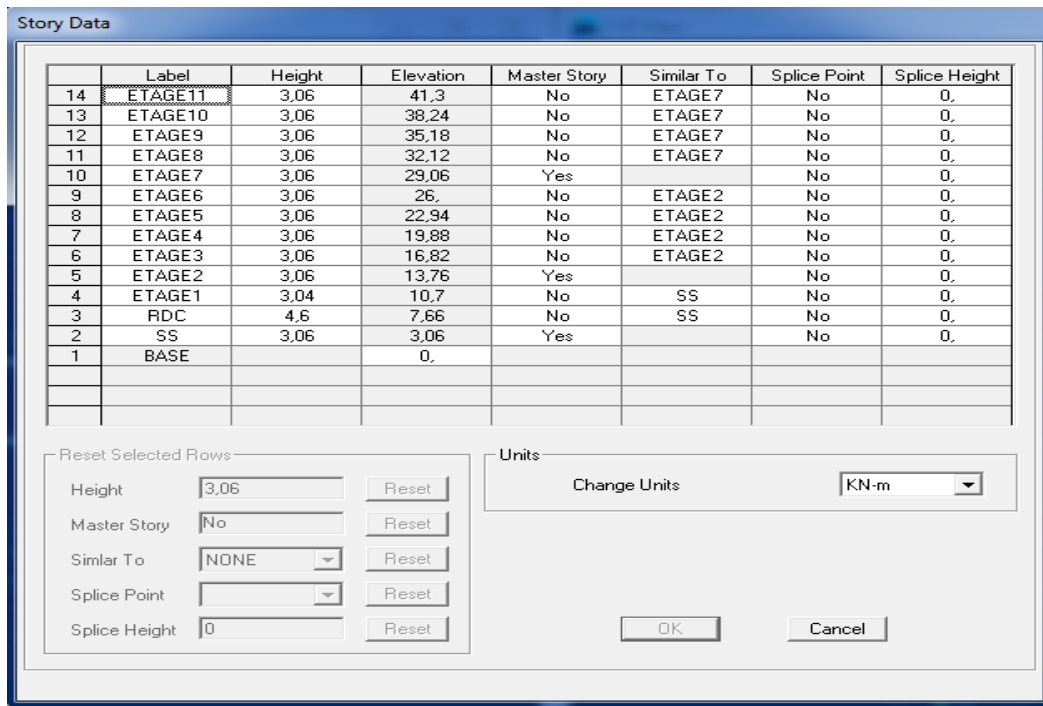


Figure IV.3 : modification des étages

❖ DEUXIEME ETAPE :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define \implies Material property.

- ⇒ On sélectionne le matériau **CONC.**
- ⇒ **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure.

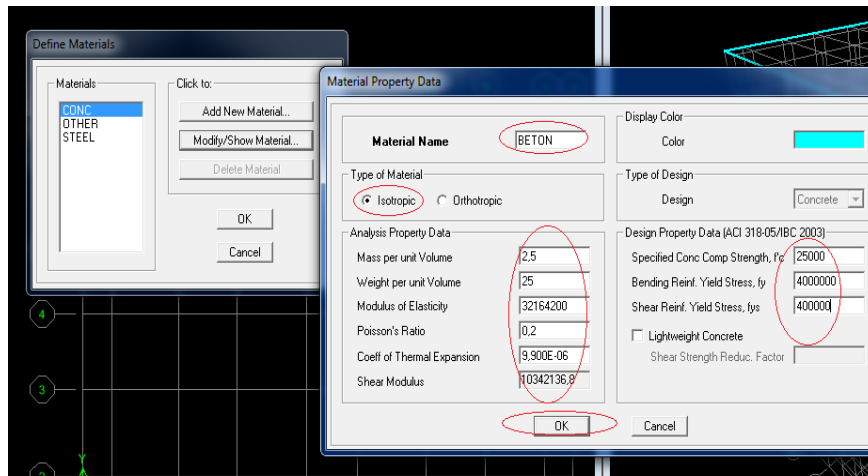


Figure IV.4 : définition des propriétés mécanique des matériaux dans le béton et l'acier

❖ **TROISIEME ETAPE :**

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, consoles, voiles.....)

1) **Définitions des différents éléments :**

- **Les éléments barres**

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame section** .

Icône **properties** on sélectionne tout ⇒ **delete property**

Click to → on clique sur **Add Rectangular** "ajout de sections "

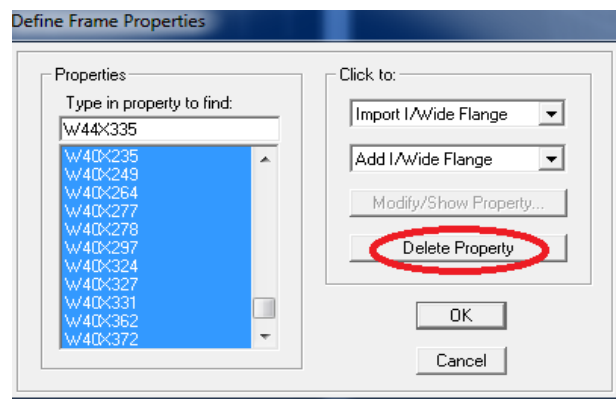


Figure IV.5 : introduction des éléments barres

A) Les poteaux :

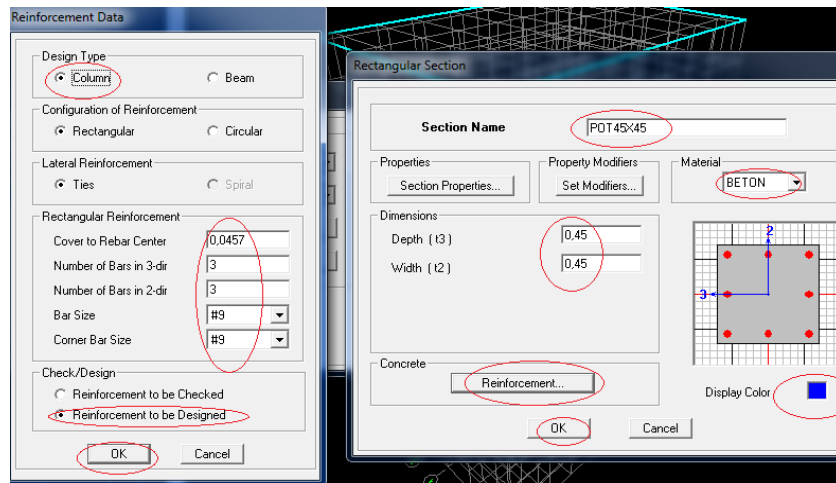


Figure IV.6 : introduction des sections des poteaux

B) Les poutres :

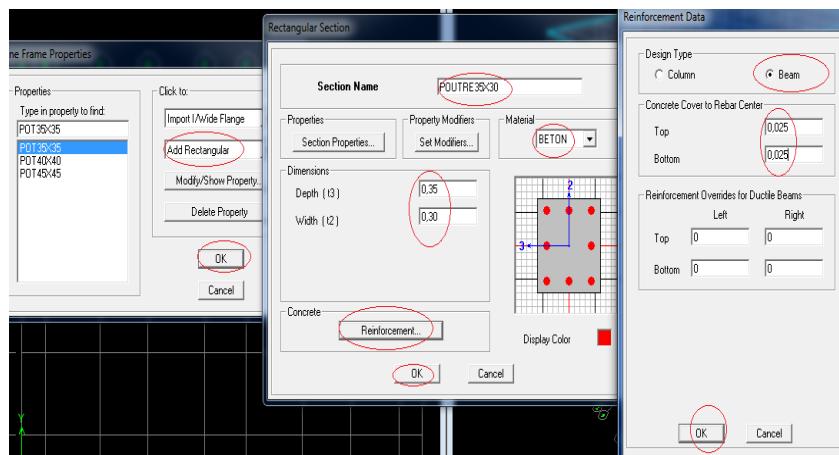


Figure IV.7 : introduction des sections des poutres

C) Les planchers (avec poutrelles) :

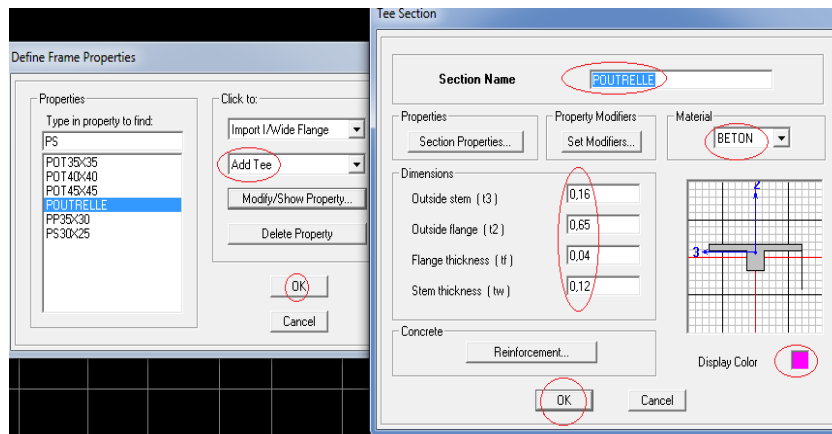


Figure IV. 8: introduction des sections du plancher avec poutrelles

D) Les voiles :

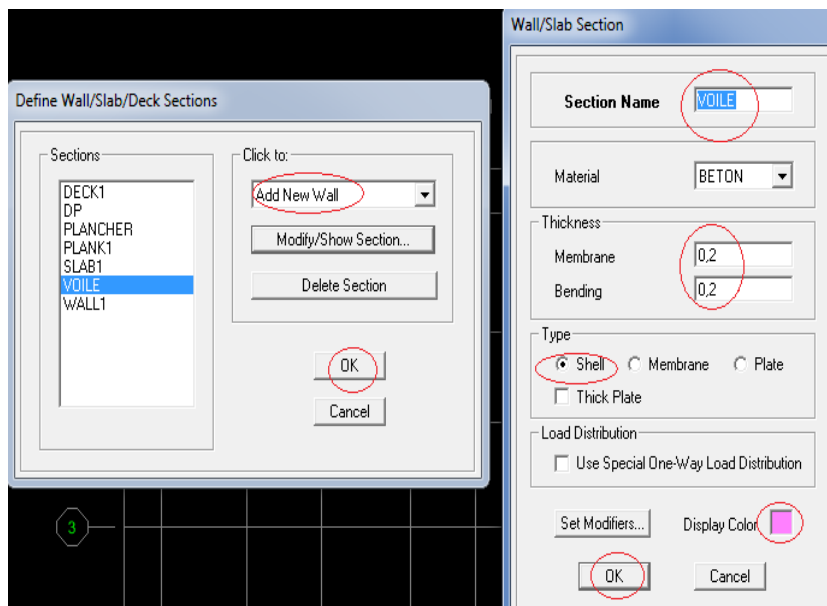


Figure IV.9 : introduction des sections des voiles

E) Dalles pleines :

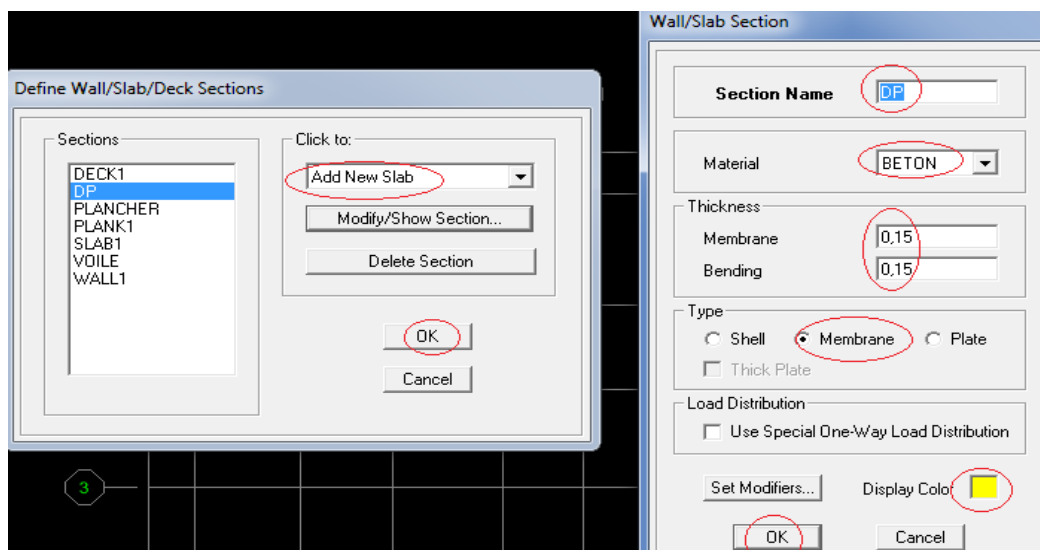


Figure IV.10: introduction de la section pour la dalle pleine

2) Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

- Pour les poteaux :

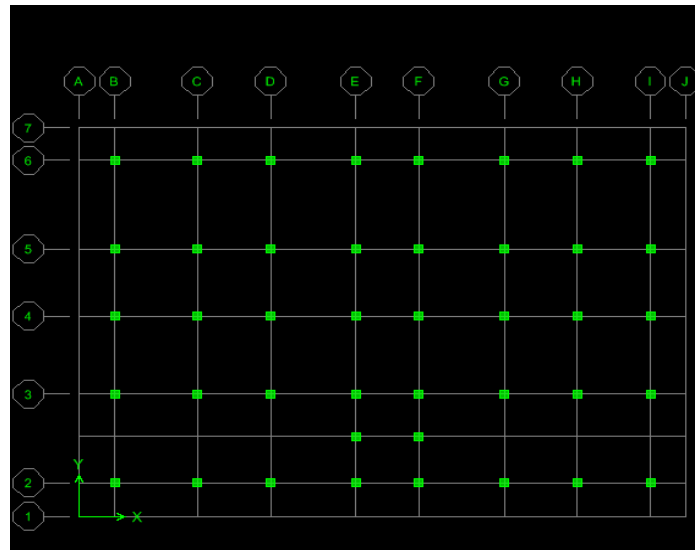


Figure IV.11: Affectation des poteaux

- Pour les poutres principales et secondaires :

1* Les Poutres principales :

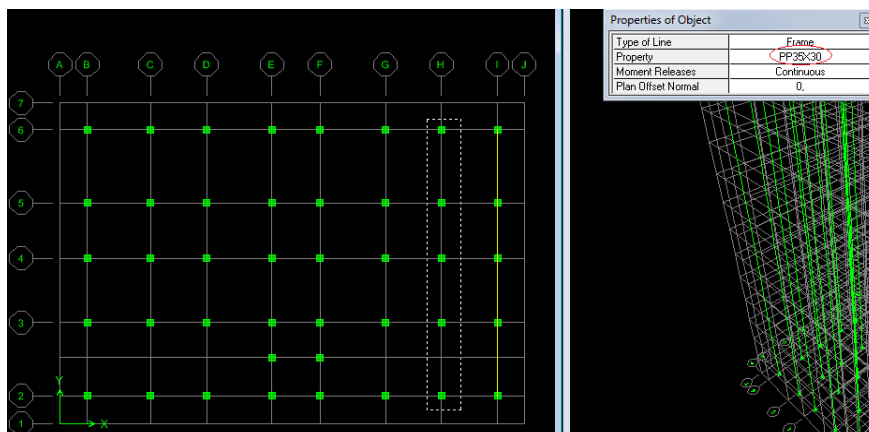


Figure IV.12: Affectation des poutres principale

2* Les poutres secondaires :

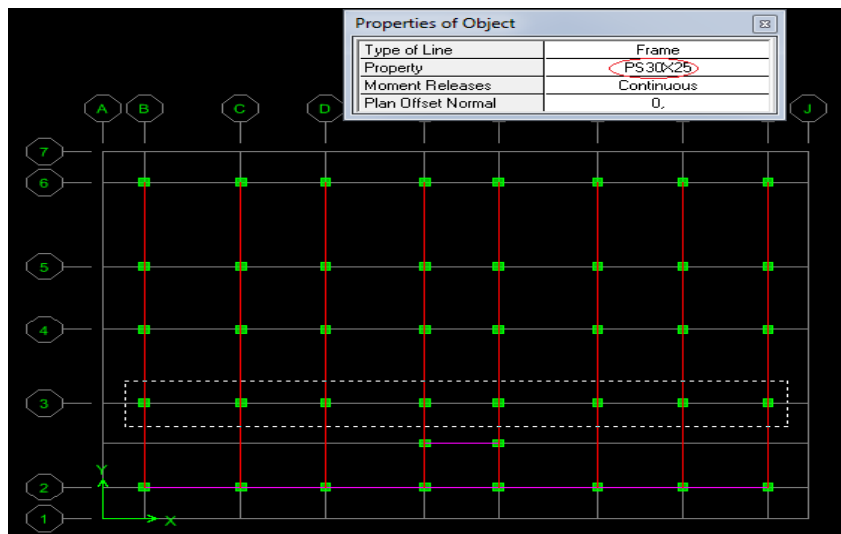


Figure IV.13: Affectation des poutres secondaires

- Pour les planchers :

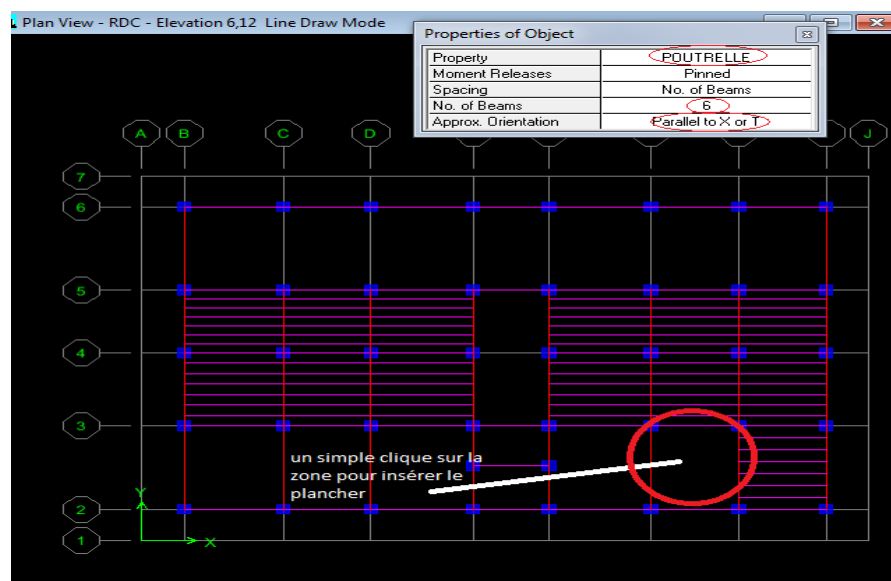


Figure IV.14: Affectation des planchers

- Pour les voiles

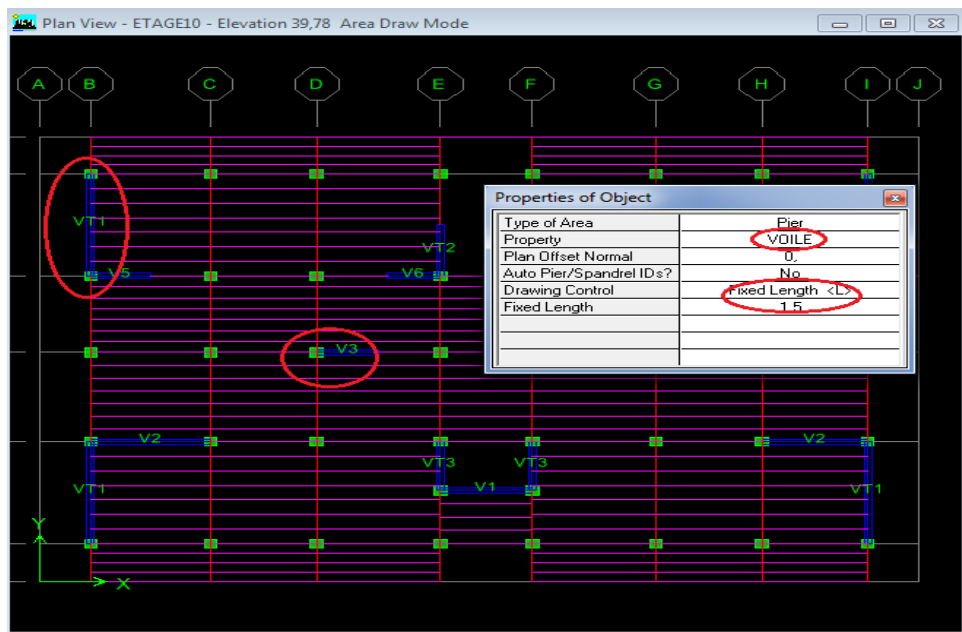


Figure IV.15: Affectation des voiles

- Pour la dalle pleine

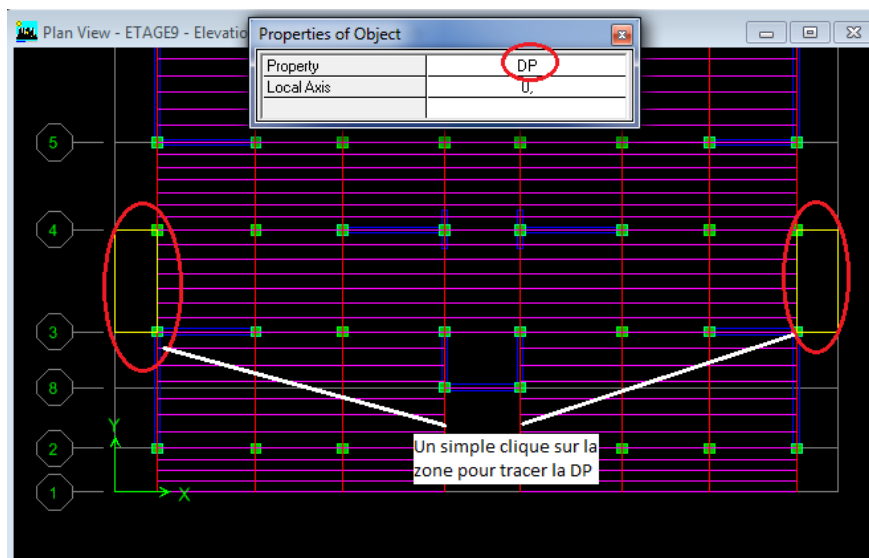


Figure IV.16: Affectation des dalles pleines

❖ QUATRIEME ETAPE

Les charges statiques :



Figure IV.17: définition des charges

*Affectation des charges :

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poteaux, poutres).

Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitations (**chapitre II**)

Charges permanentes (KN/m ²)	La Charge G a introduire (KN/m ²)	Charges d'exploitations (KN/m ²)
G _{balcon} = 5.65	G _b = 5.65 - 3.75 = 1.90	Q _{balcon} = 3,50
G _{E.courant} = 5,66	G _c = 5.66 - 2.80 = 2.86	Q _T = 1,5
G _{Terrasse} = 5,83	G _t = 5.83 - 2.8 = 3.03	Q _{e.c} = 1,00
		Q _{ss} = Q _{RDC} = Q _{E.S} = 2.5

Tableau IV .1 : tableau des charges

✚ Pour les planchers :

La charge G :

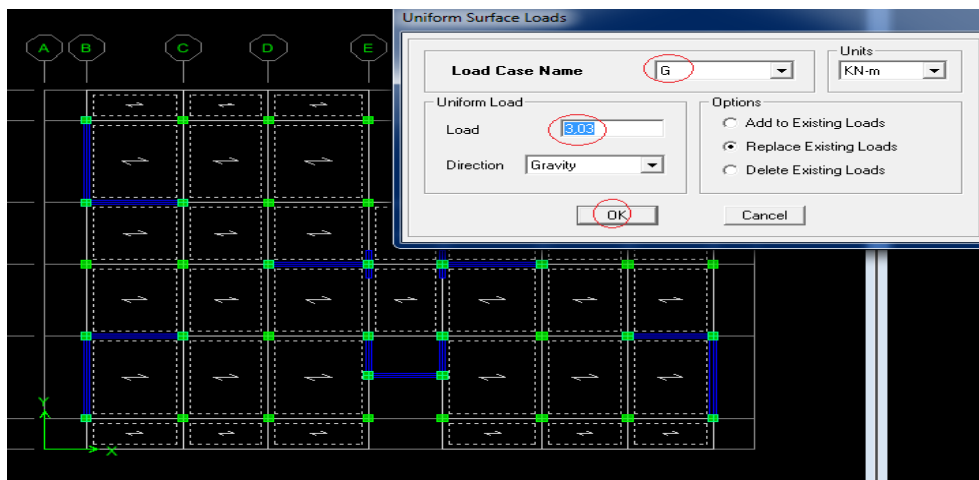


Figure IV.18: affectation de la charge G pour les planchers

La charge Q :

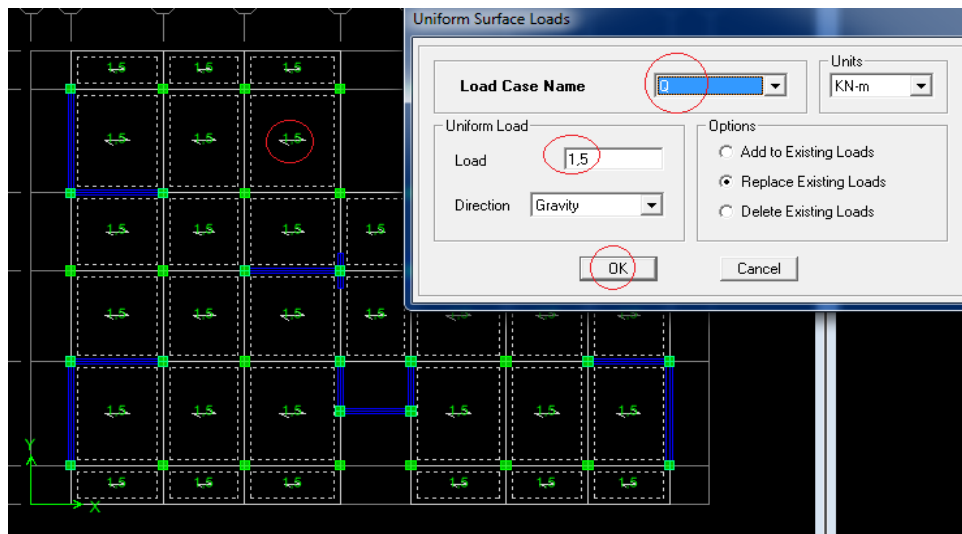


Figure IV.19: affectation de la charge Q pour les planchers

La dalle pleine :

La charge G :

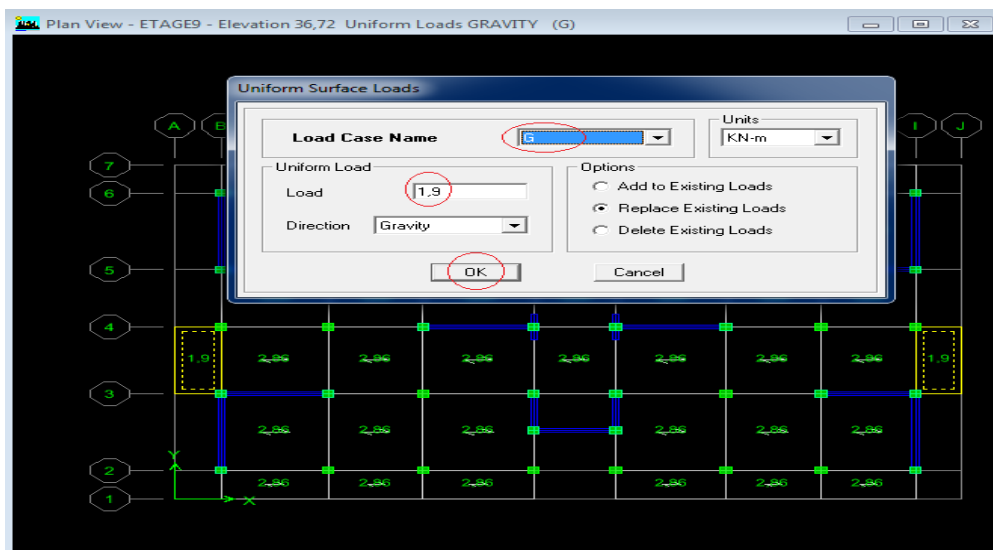


Figure IV.20: affectation de la charge G pour la dalle pleine

La charge Q :

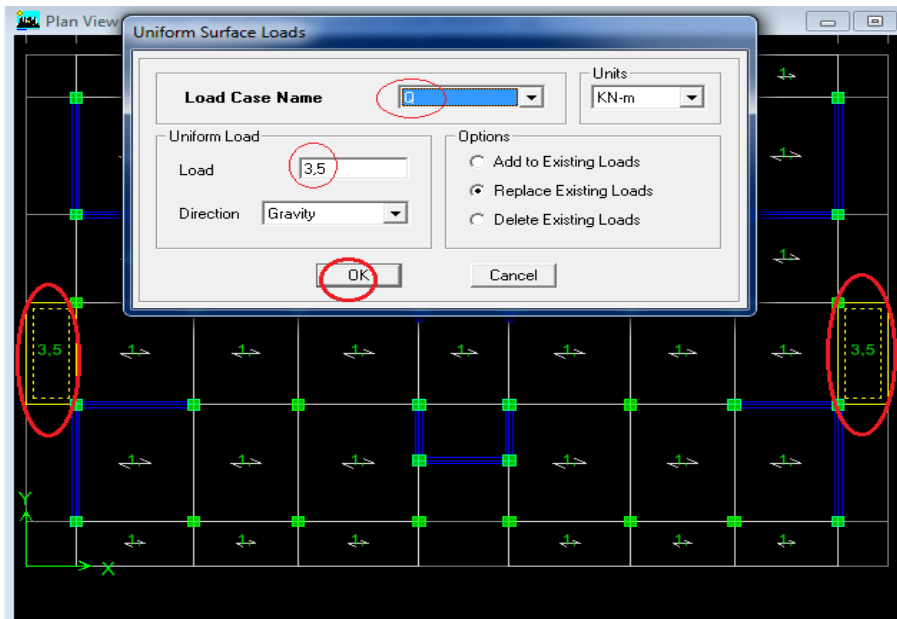


Figure IV.21: affectation de la charge Q pour la dalle pleine

❖ CINQUIEME ETAPE : définition de la charge dynamique (E) :

✚ Donnée a introduire dans le logiciel : RPA

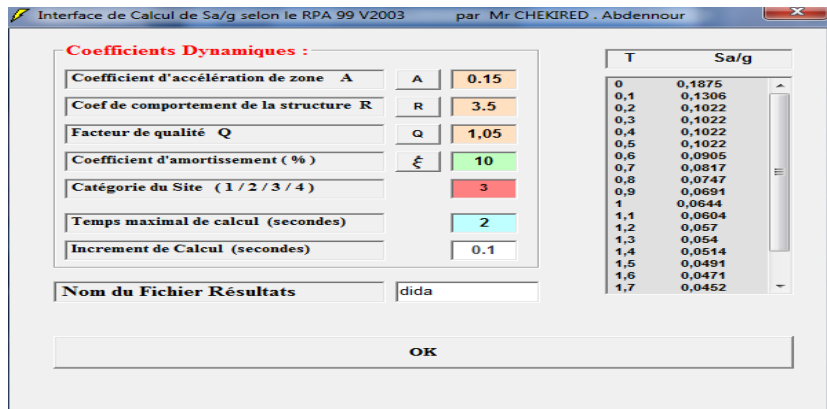


Figure IV.22: affectation des données dans le logiciel RPA

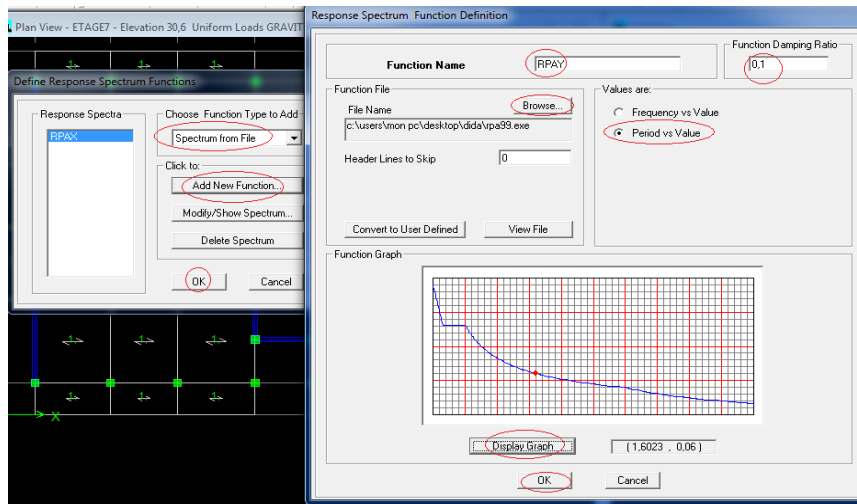


Figure IV.23: affectation des données du RPA dans l'ETABS selon X

❖ SIXIEME ETAPE : introduction des combinaisons d'actions

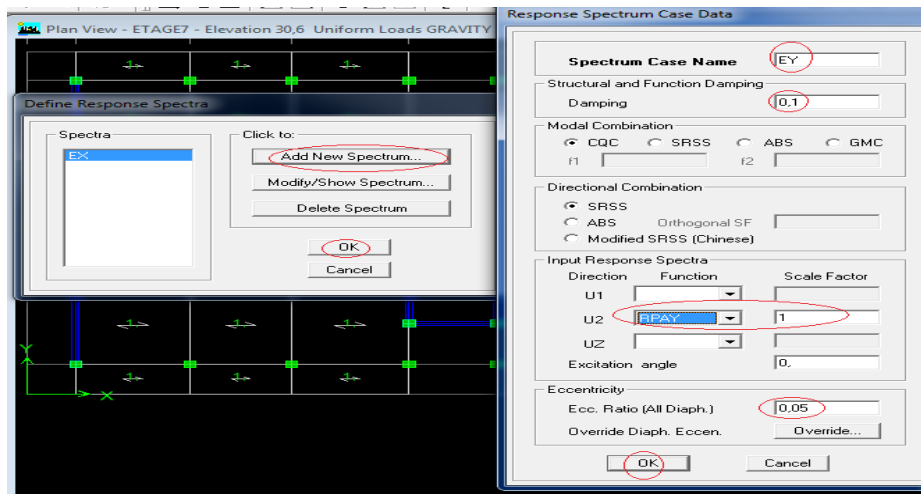


Figure IV.24: affectation des données du RPA dans l'ETABS selon Y

❖ SEPTIEME ETAPE : définir l'action sismique

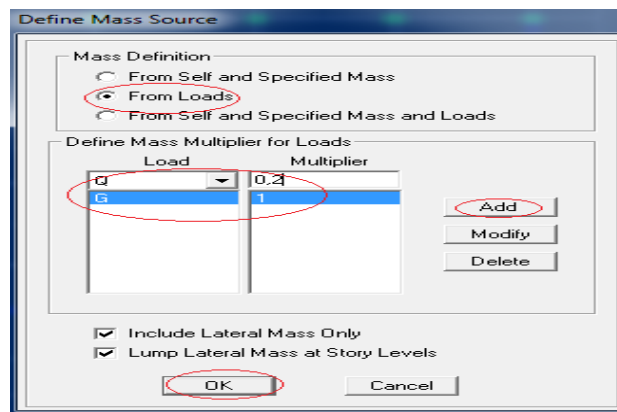


Figure IV.25: définir l'action sismique

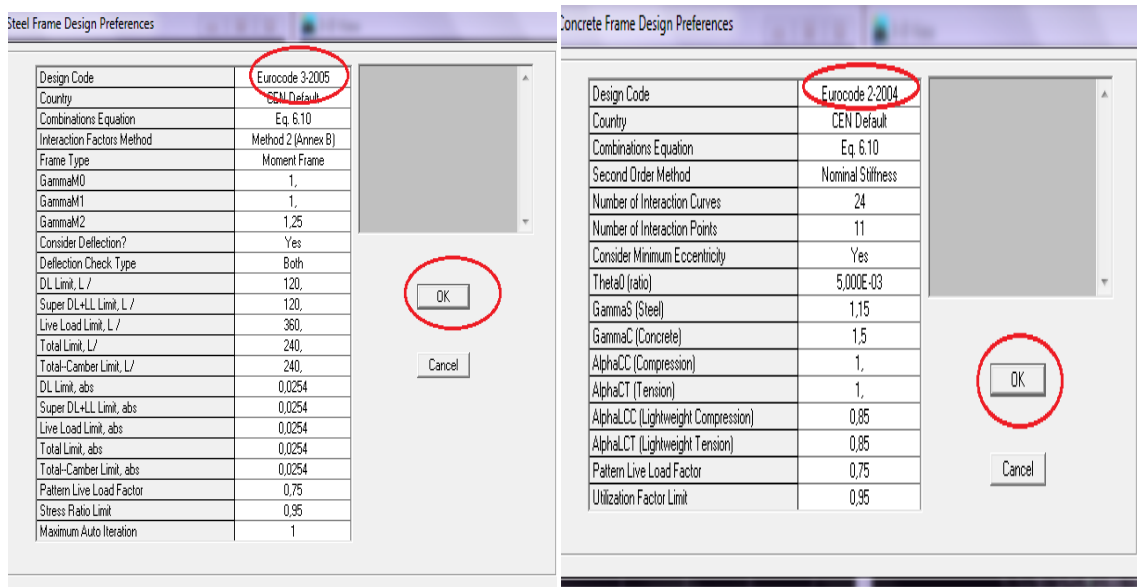


Figure IV.26: définir des eurocode pour le béton et l'acier

❖ **HUITIEME ETAPE** : cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser

➤ **Appuis** :

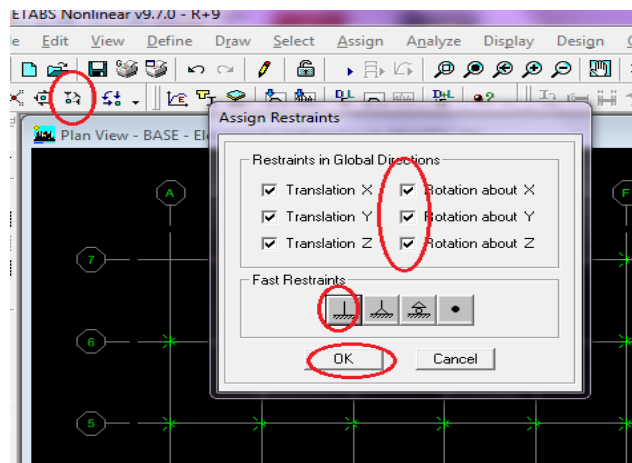


Figure IV.27: définir le type d'appui de la structure

➤ Les diaphragmes :

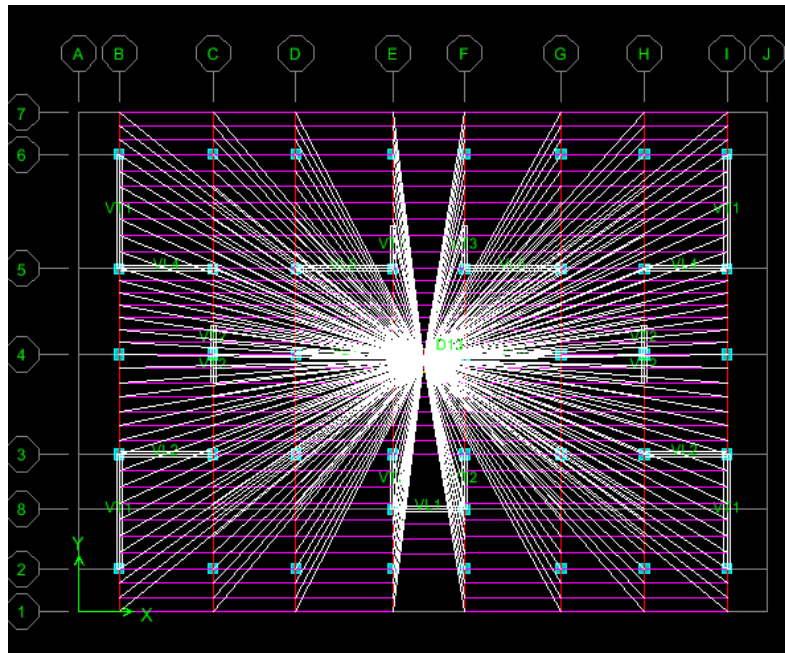


Figure IV.28: application du diaphragmes

NEUVIEME ETAPE : Analyse dynamique.

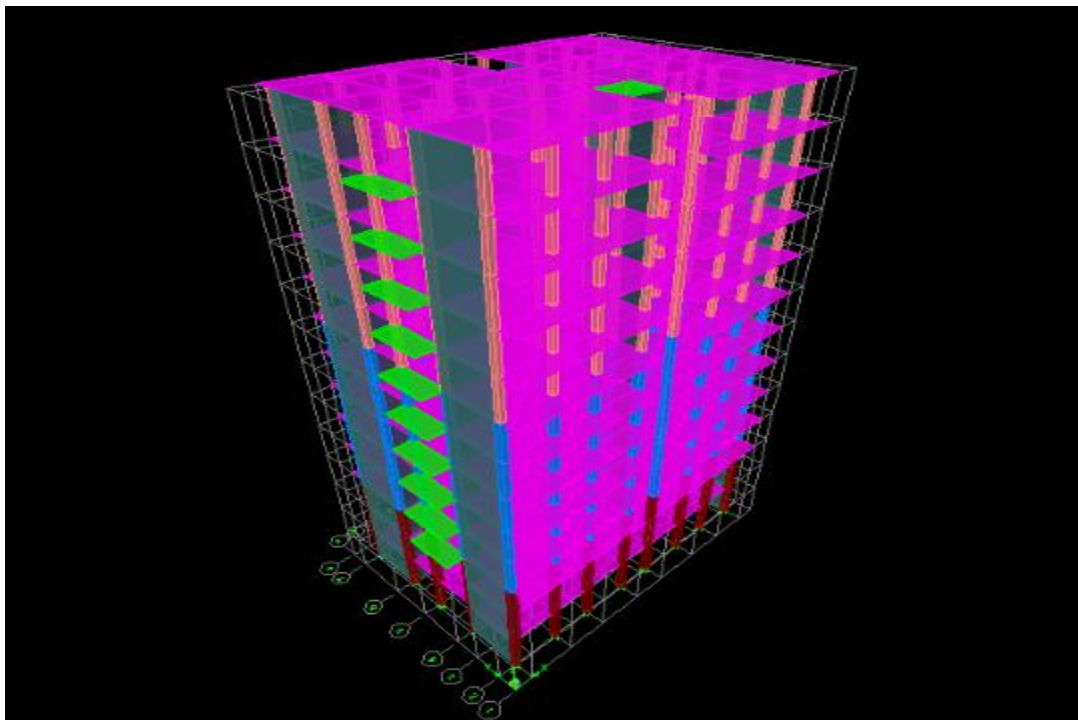


Figure IV.29: Vue en 3D de la structure

❖ DIXIEME ETAPE : visualisation des différents résultats :

➤ Mode 1 :

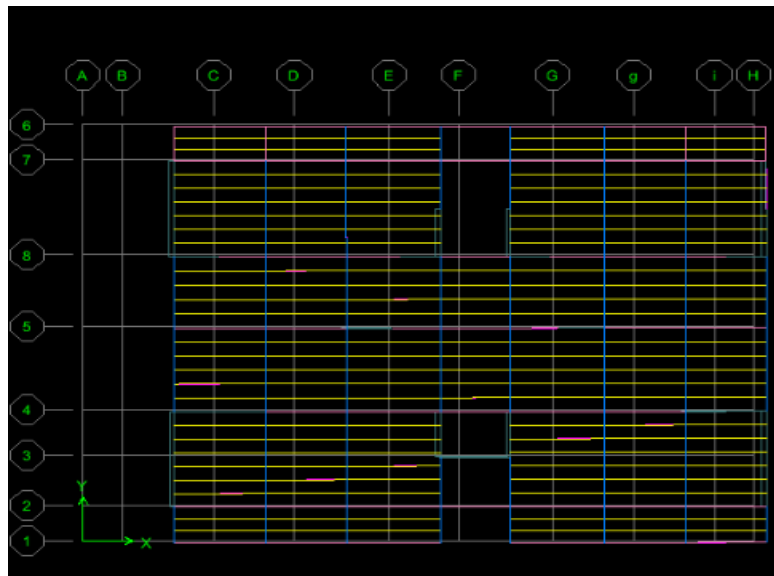


Figure IV.30: visualisation de la structure en MODE 1

➤ Mode 2 :

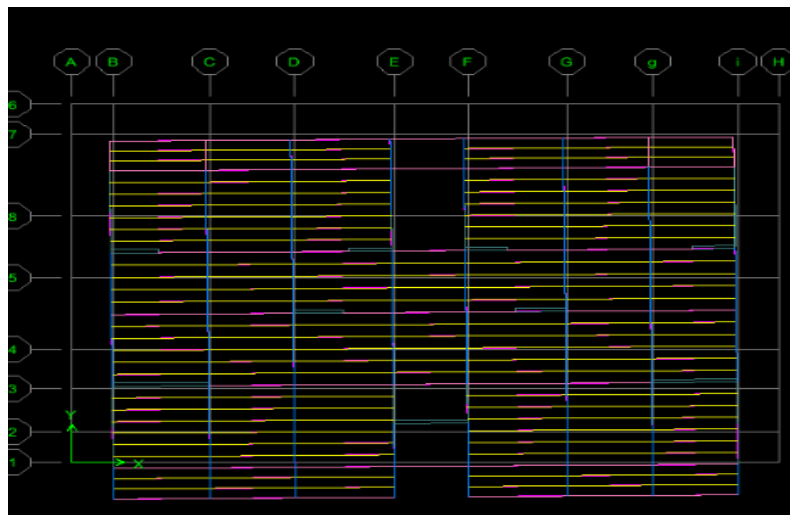


Figure IV.31: visualisation de la structure en MODE 2

➤ Mode 3 :

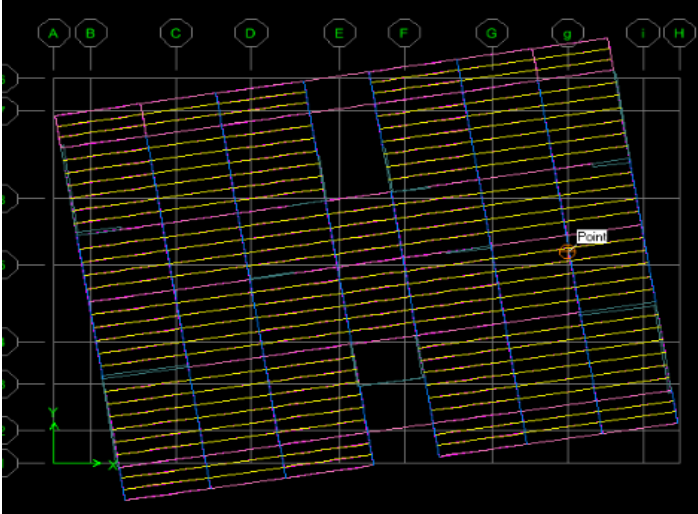


Figure IV.32: visualisation de la structure en MODE 3



CHAPITRE V

Modélisation et vérification des exigences du RPA

V.1-Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Système de contreventement.
- Nombre de modes à considérer
- Résultante des forces sismiques de calcul
- L'excentricité
- Les déplacements inter-étage.
- L'effet du second ordre

V.2-Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

V.3- Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4-Nombre de modes à considérer :

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.

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,983088	69,0340	0,4881	0,0000	69,0340	0,4881	0,0000	0,692
	2	0,916972	0,5871	68,9525	0,0000	69,6211	69,4406	0,0000	97,565
	3	0,831106	1,0218	0,2905	0,0000	70,6429	69,7311	0,0000	0,403
	4	0,246434	15,9574	0,0292	0,0000	86,6003	69,7604	0,0000	0,002
	5	0,221814	0,0296	16,8531	0,0000	86,6299	86,6134	0,0000	1,018
	6	0,194973	0,0113	0,0021	0,0000	86,6412	86,6156	0,0000	0,000
	7	0,107127	5,3068	0,0033	0,0000	91,9480	86,6188	0,0000	0,000
▶	8	0,094814	0,0025	5,4769	0,0000	91,9506	92,0957	0,0000	0,245
	9	0,081919	0,0101	0,0001	0,0000	91,9607	92,0958	0,0000	0,000
	10	0,061410	2,4020	0,0003	0,0000	94,3627	92,0961	0,0000	0,000
	11	0,054379	0,0001	2,4667	0,0000	94,3628	94,5628	0,0000	0,037
	12	0,046577	0,0339	0,0001	0,0000	94,3968	94,5629	0,0000	0,000
	13	0,041472	1,4731	0,0000	0,0000	95,8698	94,5629	0,0000	0,000

Tableau V.1 : les modes des étages de la structure

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

V.5- Caractéristiques géométriques de la Structure :

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7) :

Le RPA dicte que :

$$e_x = 0.05 \times L_x = 1.115 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \times L_y = 0.7395 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_x - CR_x \rightarrow E_x = -0.024 \text{ m} < 1.115\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_y - CR_y \rightarrow E_y = 0.227 \text{ m} < 0.7395\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

STORY	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05Lx	0.05Ly
STORY 1	12,475	8,712	12,517	8,485	-0.042	0.227	1.115	0.7395
STORY2	12,478	7,814	12,516	8,282	-0.038	-0.468		
STORY3	12,468	8,746	12,525	8,275	-0.057	0.471		
STORY4	12,466	8,665	12,54	8,319	-0.074	-0.276		
STORY5	12,466	8,665	12,552	8,377	-0.086	0.288		
STORY6	12,466	8,665	12,564	8,437	-0.098	0.228		
STORY7	12,466	8,665	12,576	8,496	-0.11	0.169		
STORY8	12,463	8,667	12,586	8,552	-0.123	0.115		
STORY9	12,461	8,669	12,596	8,603	-0.135	-0.142		
STORY10	12,458	8,695	12,606	8,65	-0.148	0.066		
STORY11	12,461	8,669	12,613	8,691	-0.152	-0.022		
STORY12	12,461	8,669	12,62	8,724	-0.159	-0.055		
STORY13	12,468	8,768	12,624	8,749	-0.156	0.019		

Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

V.6- Caractéristiques dynamiques du bâtiment :

Mode	Période	Ux	Uy	Cummul Ux	Cummul Uy	Direction
1	0,983088	69,034	0,4881	69,034	0,4881	Translation suivant xx
2	0,916972	0,5871	68,9525	69,6211	69,4406	Translation suivant yy
3	0,831106	1,0218	0,2905	70,6429	69,7311	Torsion autour de zz
4	0,246434	15,9574	0,0292	86,6003	69,7604	Translation suivant xx
5	0,221814	0,0296	16,8531	86,6299	86,6134	Translation suivant yy
6	0,194973	0,0113	0,0021	86,6412	86,6156	
7	0,107127	5,3068	0,0033	91,948	86,6188	
8	0,094814	0,0025	5,4769	91,9506	92,0957	
9	0,081919	0,0101	0,0001	91,9607	92,0958	
10	0,06141	2,402	0,0003	94,3627	92,0961	
11	0,054379	0,0001	2,4667	94,3628	94,5628	
12	0,046577	0,0339	0,0001	94,3968	94,5629	
13	0,041472	1,4731	0	95,8698	94,5629	

Tableau V.3 : Périodes et participation massiques.

- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)
- La période donné par l'ETABS est : $T=0,983s$

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0,05 \times 38,24^{0,75} = 0,7688$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,7688 = 0,999s > 0,983s \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.7- Système de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

- Dans notre cas le système de contreventement peut être :
 - système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
 - système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
 - système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (Système 4.b).

✓ Justification du système de contreventement

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

- Charges verticales repris par les voiles :

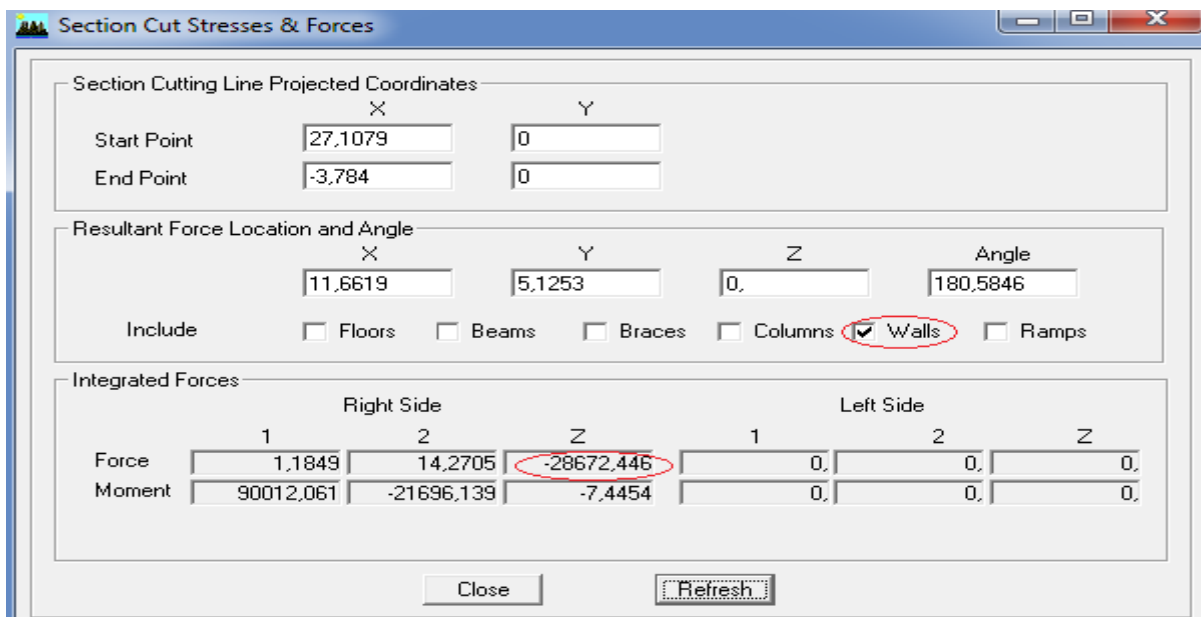


Figure V.1 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles.

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Charge reprise par les voiles : 28672.446 kN (40.67 %).

- Charges verticales repris par les portiques :

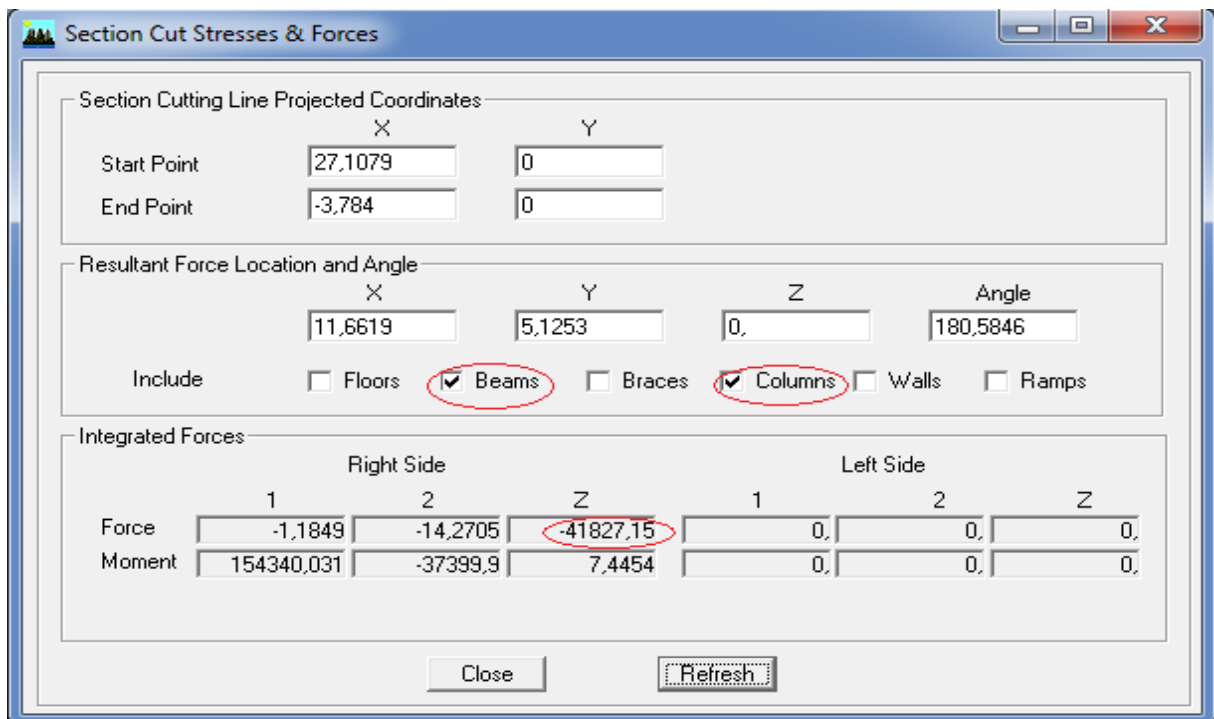


Figure V.2 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques

Charge reprise par les portiques : 41827.15 kN (59.32%).

- Charges sismiques repris par les portiques :

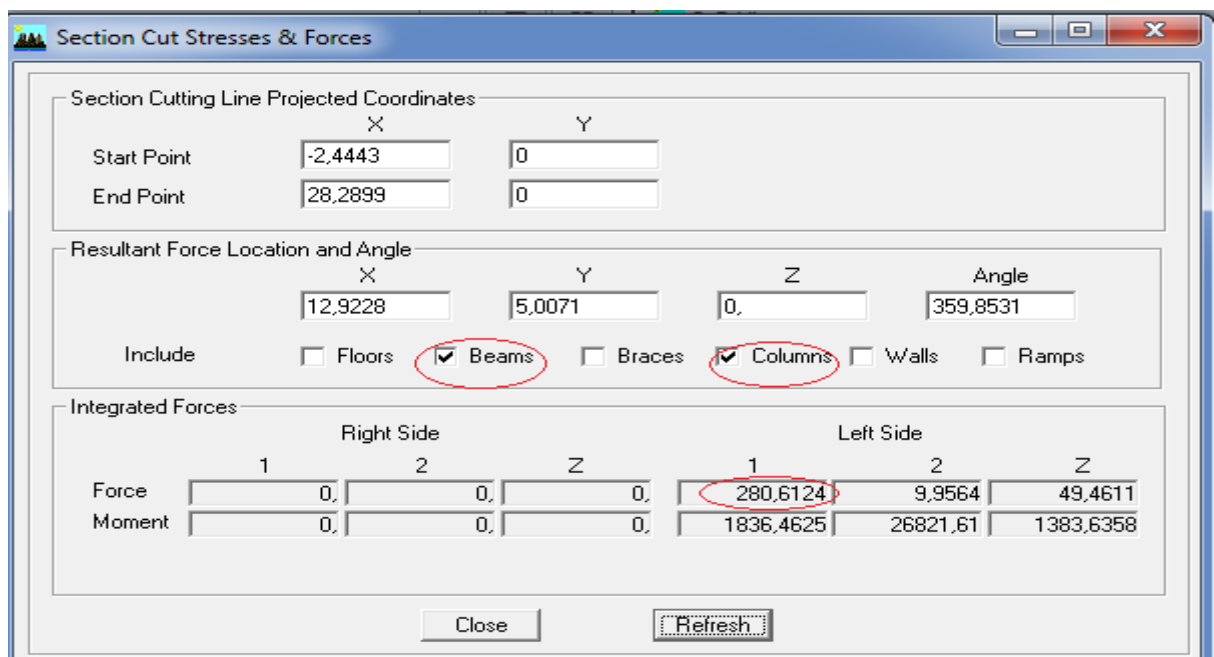


Figure V.3: La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon xx.

- Charges sismiques repris par les portiques

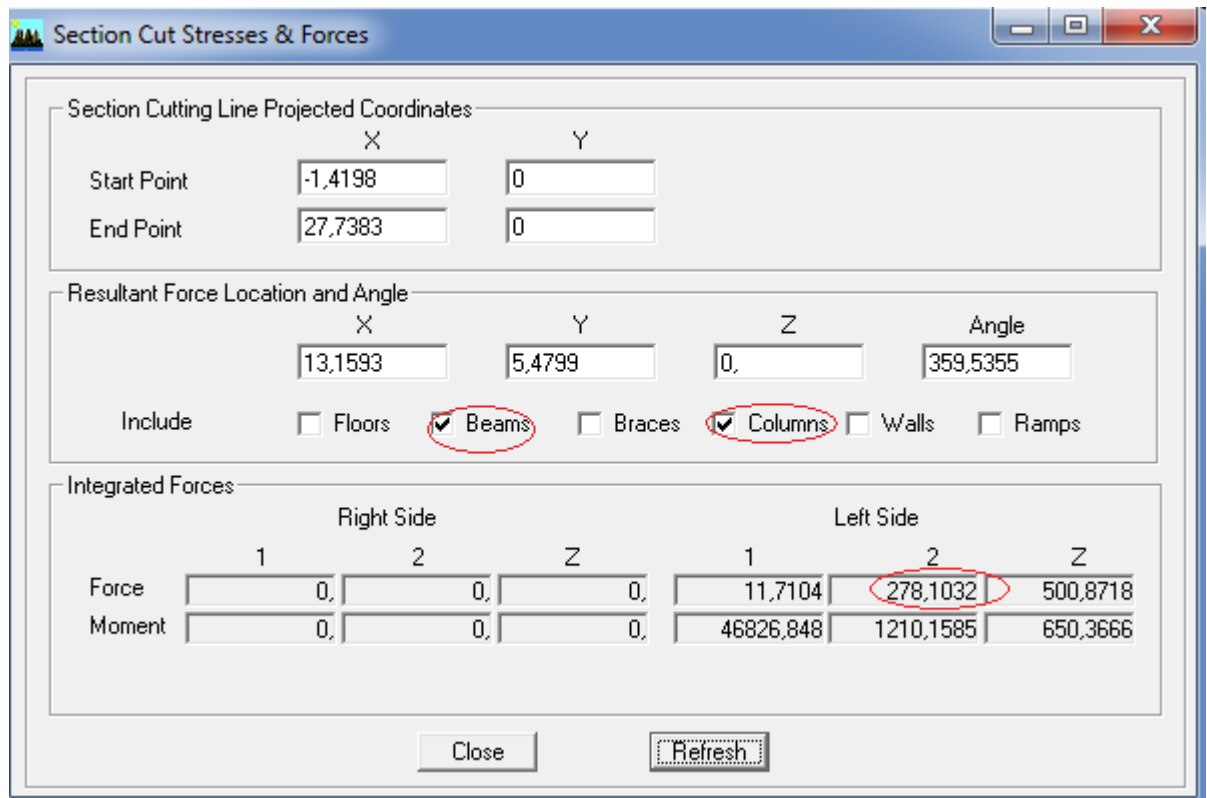


Figure V.4 : La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon yy

Sens xx : 280.624 kN (11.136%)

Sens yy : 278.1032 kN (10.613%)

- Charges sismiques repris par les voiles

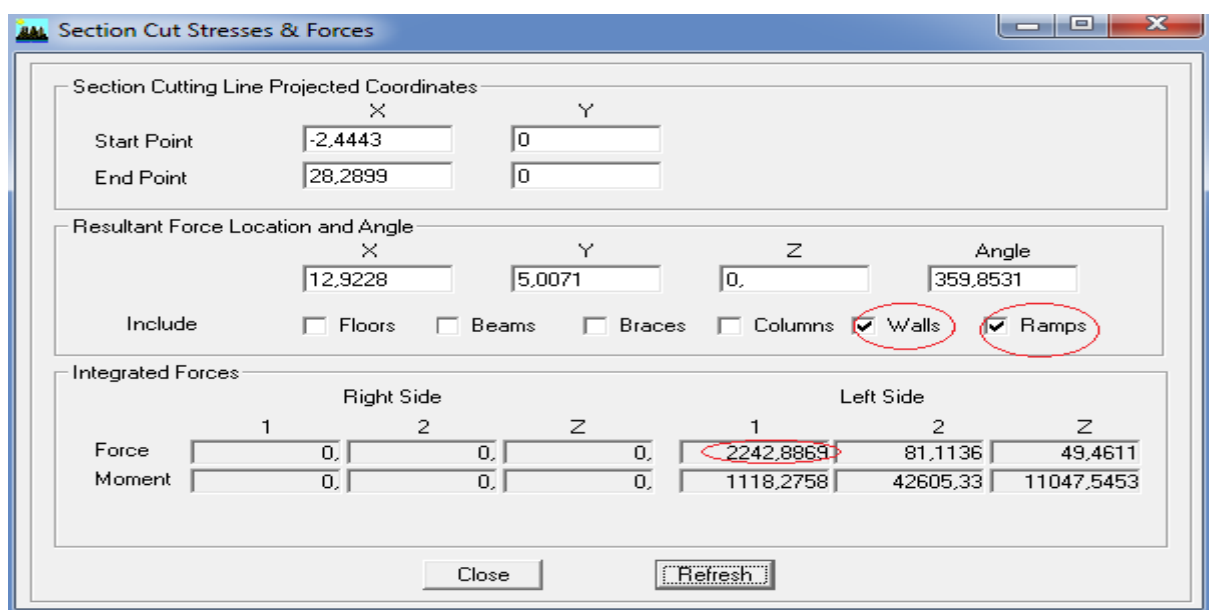


Figure V.5 : Effort sismique repris par les voiles selon xx.

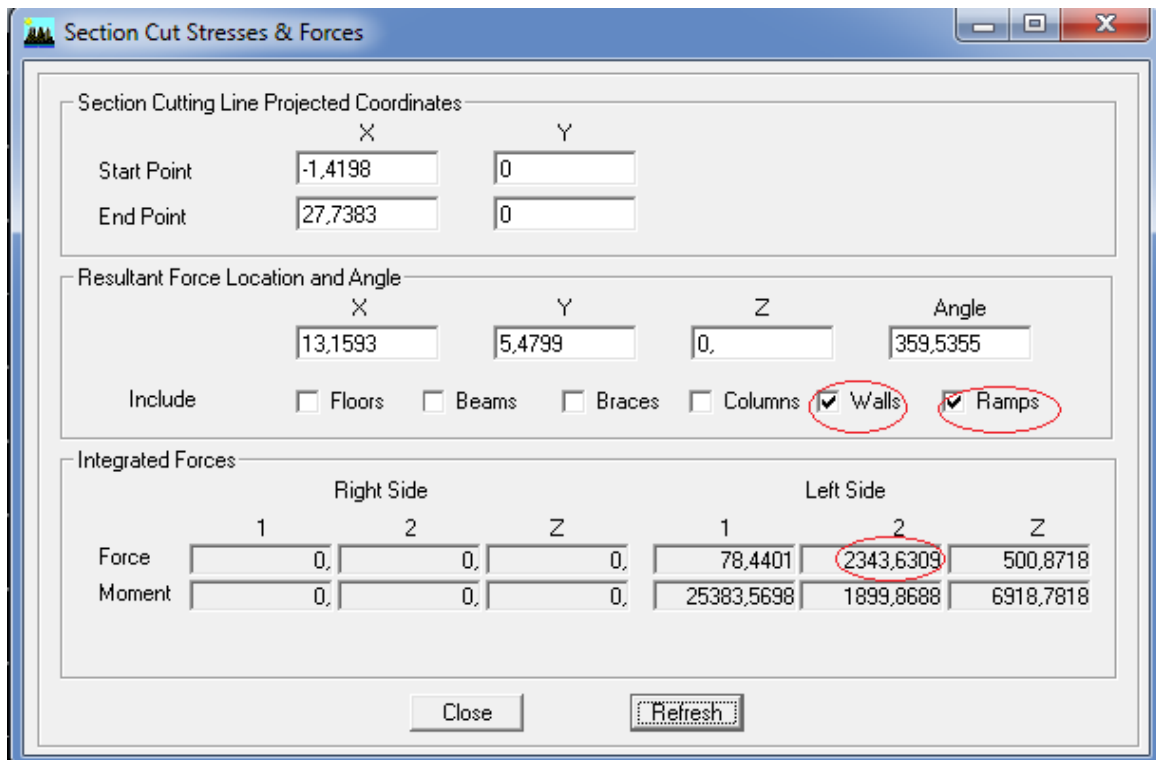


Figure V.6 : Effort sismique repris par les voiles selon yy.

Sens xx : 2242.8869 kN (93.97%)

Sens yy : 2343.6309 kN (92.28%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la majorité des charges horizontales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

V.8-Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ‘Vt’ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**. La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 4-1})$$

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment : A= 0.15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4 - 2})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4 - 3})$$

η : Facteur de correction d'amortissement :

$\eta = 0,7637$

$\xi = 10 \%$

$R = 3.5$ (4.3 RPA 99)

$D = 1.306$

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Voir le (Tableau 4-7.RPA 2003)

Q : facteur de qualité de la structure.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

1) Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :condition vérifiée.

Sens y-y :condition vérifiée.

2) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.....
Condition vérifiée.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension..... **Condition vérifiée.**
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante**Condition non vérifiée.**

La régularité en élévation n'est pas vérifiée_ $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Condition non vérifiée dans sens xx. $P_{x3} = 0.00$.

Condition vérifiée dans le sens yy. $P_{y3} = 0.00$.

4) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : **Condition vérifiée** $P_{4x} = 0.00$

Suivant y-y : **Condition vérifiée** $P_{4y} = 0.00$

Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P_q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q=1.05	Q=1.05

Tableau V.4: Tableau donnant les critères de qualités

$$W = G + \beta Q$$

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

$$\left. \begin{array}{l} G = 47407,39 \text{ KN} \\ Q = 5744,34 \text{ KN} \end{array} \right\} W = 48556.258 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0,15 \times 1.306 \times 1,05}{3.5} \times 48556.258 \Rightarrow V = 2853.65 [\text{kn}]$$

$$0.8 \times 2853.65 = 2282.92 \text{ KN}$$

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente Vmax** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (**Vt > 0.80 V**).

Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/Vt.

- **Application numérique :**

Forces sismiques (KN)				Vérification	
MSE	MSE	ETABS (Vt)		Vt / V	
V/xx	V/yy	Ex	Ey	X	Y
2282.92	2282.92	2519,80	2620,06	>0.80 vérifié	>0.80 vérifié

Tableau V.5: vérification de la force sismique

Conclusion : Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.9- Vérification des déplacements : Art 5.10 RPA 99 version 2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau <<i>> de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R=3.5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \Delta_k = 1\% h_e$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Story	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Hauteur	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1%H	obs
STORY13	0,0159	0,0158	3.06	0.0013	0.0013	0.0306	vérifié
STORY12	0,0146	0,0145	3.06	0.0014	0.0013	0.0306	vérifié
STORY11	0,0132	0,0132	3,06	0.0015	0.0014	0.0306	vérifié
STORY10	0,0117	0,0118	3,06	0.0014	0.0014	0.0306	vérifié
STORY9	0,0103	0,0104	3,06	0.0015	0.0015	0.0306	vérifié
STORY8	0,0088	0,0089	3,06	0.0015	0.0014	0.0306	vérifié
STORY7	0,0073	0,0075	3,06	0.0014	0.0014	0.0306	vérifié
STORY6	0,0059	0,0061	3,06	0.0014	0.0014	0.0306	vérifié
STORY5	0,0045	0,0047	3,06	0.0013	0.0002	0.0306	vérifié
STORY4	0,0032	0,0045	3,06	0.0011	0.0022	0.0306	vérifié
STORY3	0,0021	0,0023	3,04	0.0009	0.001	0.0304	vérifié
STORY2	0,0012	0,0013	4.60	0.001	0.001	0,0460	vérifié
STORY1	0,0002	0,0003	3.06	0.0002	0.003	0.0306	vérifié

Tableau V.6 : Vérification les déplacements relatifs

V.10- Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

D'où : $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$$0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } 1/(1 - \theta_k)$$

$$\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.}$$

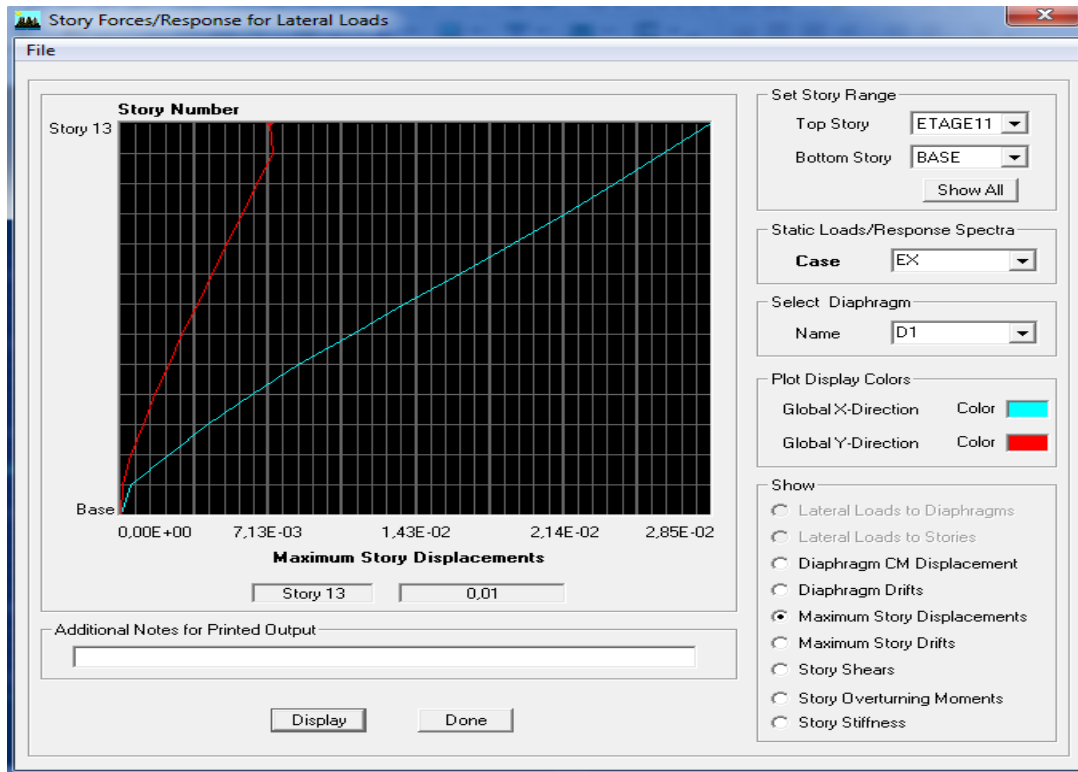


Figure V.7 : Les déplacements maximaux selon xx

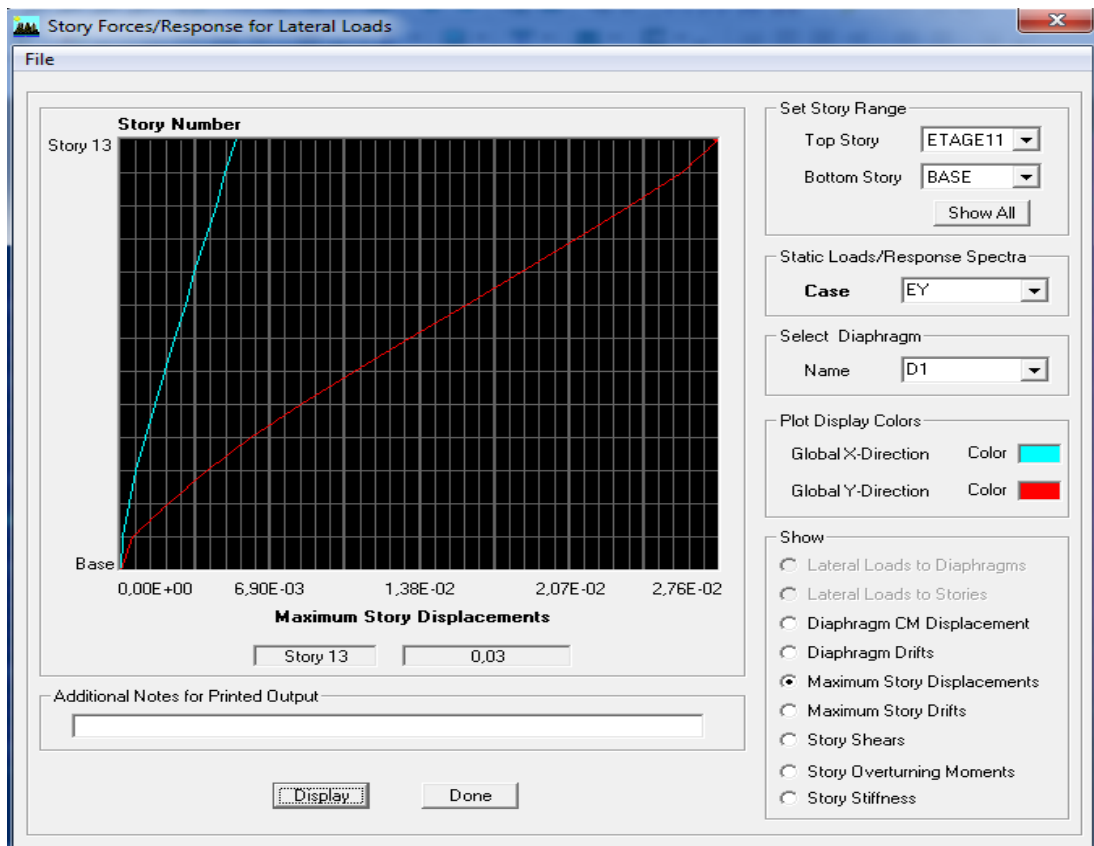


Figure V.8: Les déplacements maximaux selon yy.

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δ _k (cm)	V _k ×H _k	θ _x	Δ _k (cm)	V _k ×H _k	θ _y
13	3130,5424	0.0013	1293,79	0.0031	0.0013	1354,63	0.003
12	3660,4878	0.0014	2414,7	0.0021	0.0013	2527,62	0.0018
11	3660,4878	0.0015	3305,16	0.0016	0.0014	3457,49	0.0014
10	3590,9351	0.0014	4034,48	0.0012	0.0014	4218,88	0.0011
9	3660,4878	0.0015	4675,15	0.0011	0.0015	4887,98	0.0011
8	3720,6738	0.0015	5249,67	0.0010	0.0014	5487,43	0.0009
7	3790,636	0.0014	5773,36	0.0009	0.0014	6031,44	0.0008
6	3790,636	0.0014	6244,81	0.0008	0.0014	6517,55	0.0008
5	3790,636	0.0013	6665,84	0.0007	0.0002	6948,46	0.0001
4	3790,636	0.0011	7033,77	0.00059	0.0022	7323,3	0.0011
3	3880,0039	0.0009	7522,6	0.00046	0.001	7597,416	0.0005
2	3390,0308	0.001	11380,49	0.00029	0.001	11834,098	0.0002
1	3980,1117	0.0002	7710,58	0.0001	0.003	8017,38	0.0014

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P_ Δ

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.



CHAPITRE VI

Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Ferrailage des poutres

VI.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.1.2.Recommandations du RPA99 :

VI.1.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$
 (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$
. (en zone de recouvrement).
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.1.3 Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

- Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.4. FERRAILAGE DES POUTRES A L'ELU :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- A_s : section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

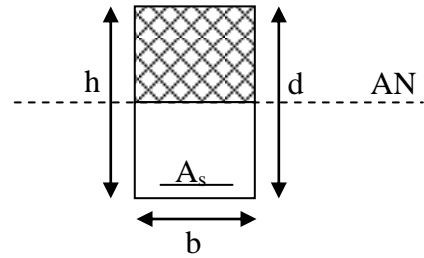
$$\text{On calcul le moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

- ✳ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



* Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

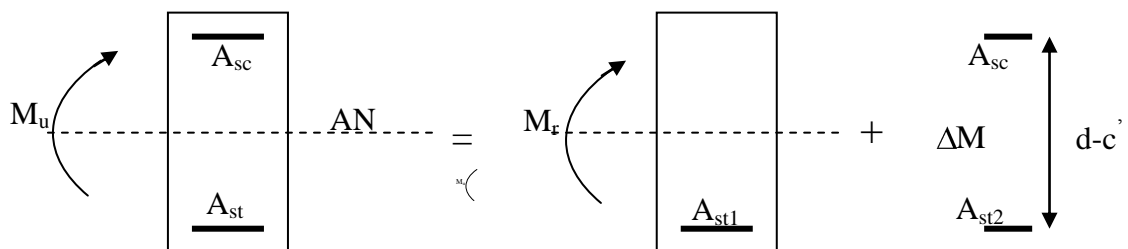
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(-c' \sigma_s)}$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(-c' \sigma_s)}$



- Etudes des poutres principales :
 - ✓ Aux appuis :

étage	Section (cm ²)	Comb	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
SS	30x35	Acci	41,713	3,85	0,5% x 30 x 35=5.25	11.5	6HA14+2HA12
RDC		Acci	67,315	6,45		11.5	6HA14+2HA12
1 ^{ER}		Acci	77,758	7,41		11.5	6HA14+2HA12
2eme		Acci	87,014	8,4		11.5	6HA14+2HA12
3eme		Acci	94,282	9,22		11.5	6HA14+2HA12
4eme		Acci	98,535	9,71		11.5	6HA14+2HA12
5eme		Acci	100,754	9,98		11.5	6HA14+2HA12
6eme		Acci	99,907	9,87		11.5	6HA14+2HA12
7eme		Acci	97,441	9,57		11.5	6HA14+2HA12
8eme		Acci	92,256	8,85		11.5	6HA14+2HA12
9eme		Acci	92,201	8,95		11.5	6HA14+2HA12
10eme		Acci	91,089	8,83		11.5	6HA14+2HA12
11eme	Acci	79,352	7,55	11.5	6HA14+2HA12		

Tableau VI.1.1: Ferrailage des poutres principales aux appuis .

✓ En travée :

étage	Section (cm ²)	Comb	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
SS	30x35	Acci	26,502	2,44	0,5% x 350x 35=5.25	9,24	6HA14
RDC		Acci	50,328	4		9,24	6HA14
1 ^{ER}		Acci	64,022	5,36		9,24	6HA14
2eme		Acci	74,161	6,43		9,24	6HA14
3eme		Acci	81,897	7,28		9,24	6HA14
4eme		Acci	86,742	7,83		9,24	6HA14
5eme		Acci	89,372	8,14		9,24	6HA14
6eme		Acci	89,46	8,56		9,24	6HA14
7eme		Acci	87,793	7,98		9,24	6HA14
8eme		Acci	87,868	8,05		9,24	6HA14
9eme		Acci	83,23	7,46		9,24	6HA14
10eme		Acci	81,686	7,28		9,24	6HA14
11eme	Acci	72,51	6,34	9,24	6HA14		

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres principales en travées

➤ Etudes des poutres secondaires :

✓ Aux appuis :

étage	Section (cm ²)	Comb	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
SS	30x30	Acci	32,918	3,09	0,5% x 30 x 30=4.5	9,86	6HA12+2HA14
RDC		Acci	51,113	5,13		9,86	6HA12+2HA14
1 ^{ER}		Acci	57,896	5,97		9,86	6HA12+2HA14
2eme		Acci	63,073	6,65		9,86	6HA12+2HA14
3eme		Acci	66,887	7,84		9,86	6HA12+2HA14
4eme		Acci	70,723	8,42		9,86	6HA12+2HA14
5eme		Acci	73,104	8,37		9,86	6HA12+2HA14
6eme		Acci	73,101	8,38		9,86	6HA12+2HA14
7eme		Acci	72,374	8,28		9,86	6HA12+2HA14
8eme		Acci	72,057	8,23		9,86	6HA12+2HA14
9eme		Acci	70,656	8,03		9,86	6HA12+2HA14
10eme		Acci	70,197	7,96		9,86	6HA12+2HA14
11eme	Acci	63,046	7,55	9,86	6HA12+2HA14		

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

✓ En travée :

étage	Section (cm ²)	Comb	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
SS	30x30	Acci	31,945	3	0,5% x 30 x 30=4.5	6.77	6HA12
RDC		Acci	50,241	5,07		6.77	6HA12
1 ^{ER}		Acci	57,248	5,96		6.77	6HA12
2eme		Acci	62,068	6,6		6.77	6HA12
3eme		Acci	63,854	6,66		6.77	6HA12
4eme		Acci	63,578	6,64		6.77	6HA12
5eme		Acci	61,509	6,58		6.77	6HA12
6eme		Acci	60,479	6,57		6.77	6HA12
7eme		Acci	60,347	6,56		6.77	6HA12
8eme		Acci	58,029	6,26		6.77	6HA12
9eme		Acci	55,333	5,91		6.77	6HA12
10eme		Acci	52,707	5,58		6.77	6HA12
11eme	Acci	50,666	5,33	6.77	6HA12		

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.

La section totale des poutres doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d. $\implies (A_{appuis} + A_{travées}) \geq A_{min}$

VI.1.5.Vérifications à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres transversales :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s \succ A_{\text{min}}$$

- Pour les poutres longitudinales :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s \succ A_{\text{min}}$$

⇒ **La condition vérifiée.**

2) Vérification de l'effort tranchant

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

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$.

Pour les poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{9.86 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.027 \text{ MPa}$

Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{7.91 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.097 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art.A.5.1, BAEL91)

Lorsque, au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égal à : $(T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

Donc la section d'armatures inférieures : $A \geq (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$

Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 9.86 - \frac{72.51}{0.9 \times 0.32} = -241.91 < 0$

Pour la poutre secondaire: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 7.91 - \frac{50.66}{0.9 \times 0.27} = -192.32 < 0$

Aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier - béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} \quad \text{Avec} \quad \sum u : \text{le périmètre des aciers.}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{9.86 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 0.78 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{7.91 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.28 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : l_s = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles du (BAEL 91.Art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A.

$$\text{Pour } \phi 14 : l_a = 19.75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : l_a = 16.92 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales (**BAEL 91/ A.7.2.12**) est :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} \geq \min \{ 8 ; 9.14 ; 12 \text{mm} \}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{mm}$

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier. $A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$.

Espacement minimal entre les cadres :(BAEL 91/A.5.1.22)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{b}{4} ; 40 \text{cm} \right\} \geq \min \{ 8 ; 40 \text{cm} \} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm.}$$

• **Condition de non fragilité ;** (Art A.5.3/BAEL 91)

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{30 \times 30} = 0.89 \text{MPa} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right\} = 0.4 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.6.Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

Etat limite de résistance du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de β_1 et K.

$$\text{La contrainte dans l'acier est} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec **A**: armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	$M_{s_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
11	17,821	9,24	0.962	0.862	0.045	69.92	3.14	15MPa	Vérifiées
10	17,357	9,24	0.962	0.862	0.045	68.10	3.06		
9	16,912	9,24	0.962	0.862	0.045	66.35	2.98		
8	16,721	9,24	0.962	0.862	0.045	65.60	2.95		
7	16,29	9,24	0.962	0.862	0.045	63.91	2.87		
6	16,153	9,24	0.962	0.862	0.045	63.37	2.85		
5	15,989	9,24	0.962	0.862	0.045	62.73	2.82		
4	15,752	9,24	0.962	0.862	0.045	61.80	2.78		
3	15,444	9,24	0.962	0.862	0.045	60.59	2.72		
2	15,282	9,24	0.962	0.862	0.045	59.95	2.69		
1	14,845	9,24	0.962	0.862	0.045	58.24	2.62		
RDC	18,498	9,24	0.962	0.862	0.045	72.05	3.24		
SS	18,986	9,24	0.962	0.862	0.045	73.35	3.30		

Tableau. VI.1.5.Vérification du ferrailage des poutres principale en travées à l'ELS

Niveau	$M_{s_{max}}$	As l'ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
11	38,54	11.50	1.419	0.842	0.040	147.414	5.248	15MPa	Vérifiée
10	40,21	11.50	1.419	0.842	0.040	153.802	6.142		
9	38,99	11.50	1.419	0.842	0.040	149.13	5.961		
8	37,87	11.50	1.419	0.842	0.040	144.851	5.796		
7	36,93	11.50	1.419	0.842	0.040	141.256	5.653		
6	34,76	11.50	1.419	0.842	0.040	132.955	5.318		
5	33,85	11.50	1.419	0.842	0.040	129.475	5.179		
4	32,22	11.50	1.419	0.842	0.040	123.240	4.929		
3	30,41	11.50	1.419	0.842	0.040	116.317	4.652		
2	28,38	11.50	1.419	0.842	0.040	108.566	4.342		
1	24,72	11.50	1.419	0.842	0.04	94.553	3.782		
RDC	28,06	11.50	1.419	0.842	0.040	107.328	4.293		
SS	24,66	11.50	1.419	0.842	0.040	94.323	3.772		

Tableau .VI.1.6.Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS

Niveau	Ms _{max}	As l'ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
11	27,885	9,86	1.217	0.852	0.053	122.355	6.484	15Mpa	Vérifiée
10	29,991	9,86	1.217	0.852	0.053	132.612	7.028		
9	28,626	9,86	1.217	0.852	0.053	126.015	6.678		
8	27,326	9,86	1.217	0.852	0.053	120.535	6.388		
7	25,862	9,86	1.217	0.852	0.053	113.633	6.022		
6	24,046	9,86	1.217	0.852	0.053	105.213	5.576		
5	22,647	9,86	1.217	0.852	0.053	99.416	5.269		
4	21,088	9,86	1.217	0.852	0.053	92.609	4.906		
3	21,005	9,86	1.217	0.852	0.053	92.090	4.880		
2	20,907	9,86	1.217	0.852	0.053	92.031	4.877		
1	20,268	9,86	1.217	0.852	0.053	89.455	4.741		
RDC	8,793	9,86	1.217	0.852	0.053	38.294	2.029		
SS	4,441	9,86	1.217	0.852	0.053	19.927	1.056		

Tableau.VI.1.7. Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

Niveau	Ms _{max}	As l'ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
11	18,787	6.77	0,835	0,870	0,047	118,157	5,448	15Mpa	Vérifiée
10	21,571	6.77	0,835	0,870	0,047	129,481	6,085		
9	20,357	6.77	0,835	0,870	0,047	127,932	6,010		
8	19,577	6.77	0,835	0,870	0,047	123,119	5,786		
7	18,251	6.77	0,835	0,870	0,047	114,171	6.366		
6	16,726	6.77	0,835	0,870	0,047	105,794	4.972		
5	15,859	6.77	0,835	0,870	0,047	99,742	4.687		
4	14,26	6.77	0,835	0,870	0,047	89,964	4.228		
3	12,433	6.77	0,835	0,870	0,047	78,661	3.697		
2	10,175	6.77	0,835	0,870	0,047	63,610	2.989		
1	9,051	6.77	0,835	0,870	0,047	56,972	2.677		
RDC	5,501	6.77	0,835	0,870	0,047	35.597	1.673		
SS	2,334	6.77	0,835	0,870	0,047	14.679	0.699		

Tableau .VI.1.8.Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travées à l'ELS

Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7\text{mm}$$

$$\text{Sens transversale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8\text{mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Calcul de la flèche :(les flèches sont tirées directement du logiciel SOCOTEC)

$$\text{Sens transversale : } f = 7.776 \leq 8 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens longitudinale : } f = 6.411 \leq 7 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.2 Ferrailage des poteaux

VI.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment maximal et l'effort normal correspondant

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q \pm E$
- $0,8G\pm E$

VI.2.2 Recommandation du RPA (zone IIa)

VI.2.2.1 Armature longitudinales

Art : 7.4.2.1 RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets

◆ Leur pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,9\% \times b \times h$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$$

◆ Leur pourcentage maximal

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

- ◆ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- ◆ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- ◆ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$
- ◆ Les jonctions par **recouvrements** doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

VI.2.3.1 Section entièrement tendue

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'effort «N » : est un effort de traction} \\ e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c : \text{Centre de pression entre les armatures} \end{array} \right.$$

$$A_{st\sup} = \frac{N \times \alpha}{\sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{st\inf} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st\sup}$$

VI.2.3.2 Section partiellement comprimée

Une section est partiellement comprimée si :

$$1^{\text{er}} \text{ cas} \quad \left\{ \begin{array}{l} C : \text{centre de pression est en dehors des armatures} \\ N : \text{est un effort de traction ou de compression} \end{array} \right.$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas} \quad \left\{ \begin{array}{l} C : \text{entre les armatures} \\ N : \text{est un effort de compression} \\ \text{Et la condition suivante sera vérifiée} \\ N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Nu : est efforts de compression}$$

$$A_{st} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Nu : est un efforts de traction}$$

VI.2.3.3 Section entièrement comprimée

$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{effort de compression} \\ C : \text{entre les armatures} \end{array} \right.$

Cas 1 :

$$N_u \leq (c - c') - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (c - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (c - c')}$$

Et

$$A_{sc2} = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

Cas 2 :

$$(0.337h - 0.81c) \sigma_b \cdot h b \leq (0.5h - c) b h \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_s} \quad A_{sc2} = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (c - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2.1 Ferraillage des poteaux transversaux :

Ni	P _{max}	M _{corr}	Sect. (cm ²)	obs	A _{st sup} cm ²	A _{st inf} cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
SS-1	P _{max} = 1234,72	M _{cor} =3,786	50	SET	14	14.4	20	28.64	4HA20+8HA16
	P _{min} = -2048,89	M _{cor} = -24,546	X	SEC	0.04	0.00		28.64	
	P _{cor} = -637,62	M _{max} = 59,442	50	SPC	0.00	1.31		28.64	
2-6	P _{max} = 444,68	M _{cor} = 2,336	45	SET	6.387	6.391	16.2	20.60	4HA20+4HA16
	P _{min} = -1276,23	M _{cor} = -3,173	X	SPC	0.00	1.97		20.60	
	P _{cor} = -303,15	M _{max} = 73,578	45	SPC	0.00	9.60		20.60	
7-11	P _{max} = 65,32	M _{cor} = 0,014	40	SET	3.93	2.947	12.8	14.20	4HA14+4HA16
	P _{min} = -621,97	M _{cor} = -7,05	X	SPC	0.00	9.5		14.20	
	P _{cor} = -25,63	M _{max} = 66,4	40	SPC	0.00	5.7		14.20	

Tableau VI.2.2 Ferrailage des poteaux longitudinaux :

Ni	P_{max}	M_{corr}	Sect. (cm ²)	obs	$A_{st\ sup}$ cm ²	$A_{st\ inf}$ cm ²	A_{min} cm ²	A_{adopt} (cm ²)	Choix des barres
SS-1	$P_{max} = 1234,72$	$M_{cor}=3,172$	50	SET	14.03	14.37	20	28.64	4HA20+8HA16
	$P_{min} = -2048,89$	$M_{cor} = -4,802$	X	SPC	0.00	3.38		28.64	
	$P_{cor} = -548,99$	$M_{max} = 44,961$	50	SPC	0.00	4.754		28.64	
2-6	$P_{max} = 444,68$	$M_{cor} = 8,004$	45	SET	5.83	6.948	16.2	20.60	4HA20+4HA16
	$P_{min} = -1276,23$	$M_{cor} = 1,204$	X	SPC	0.00	1.95		20.60	
	$P_{cor} = -287,29$	$M_{max} = 52,275$	45	SPC	0.00	7.59		20.60	
7-11	$P_{max} = 65,32$	$M_{cor} = 1,729$	40	SET	4.794	2.083	12.8	14.20	4HA14+4HA16
	$P_{min} = -621,97$	$M_{cor} = 2,394$	X	SPC	0.00	9.08		14.20	
	$P_{cor} = -47,36$	$M_{max} = 51,024$	40	SPC	0.00	4.779		14.20	

VI.2.3 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.2.3.1 Diamètre des armatures transversales BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Φ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.666\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA 8
Donc $At = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.2.3.2 Espacement des armatures transversales

♦ Selon le BAEL 91 Art A.8.1.3

$$St \leq \min \{ 15\phi^{l^{\min}} ; 40\text{cm}; (a + 10)m \}$$

$$St \leq \min \{ 15 \times 1.4; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm} \}$$

$$St \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } St = 20\text{cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (0,4\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min (0 \times 1,4; 15\text{cm}) = 14\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 21\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

VI.2.3.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA

$$\lambda_g = \frac{0,7L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 4,56 = 3,192\text{m.}$$

(tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

L_0 : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,4} = 7,98 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2.$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

Longueur de recouvrement

* Zone I : $L_R = 40\Phi_{\min} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Délimitation de la zone nodale

h : hauteur de la poutre

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nu des poutres

$$h' = \max (h_e / 6 , b1 , h1 , 60\text{cm}).$$

On aura:

$$h' = \max (360/6 , 50 , 50 , 60\text{ cm}) = 60\text{cm}$$

VI.2.4 Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

1. État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

3. Vérification des contraintes

➤ La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 A_s \cdot c' + A'_s \cdot d \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_1 - c')^2 + A'_s (V_2 - c)^2$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s (y - y')^2 + A'_s (y - c)^2$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} \left(-c' \right) + \frac{90A_s}{b} \left(-c \right)$$

$$q = -2^3 - \frac{90A_s'}{b} \left(-c' \right) + \frac{90A_s}{b} \left(-c \right)$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Tableau VI .2.3 Vérification dans le sens transversal

Niv	N (KN .m)	M (KN .m)	Sect (cm ²)	es (m)	$\frac{h}{6}$	nature	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MP)	Obs
SS-1	$N_{\max} = 364,41$	$M_{\text{cor}} = 0,036$	50	9.8710^{-05}	0.083	SEC	1.25	15	1.24	348	vérifiée
	$N_{\min} = -1144,01$	$M_{\text{cor}} = 9,558$	X	0.0083	0.083	SEC	5.03		4.12		
	$N_{\text{cor}} = -1024,67$	$M_{\max} = 15,156$	50	0.015	0.083	SPC	4.84		3.35		
2-6	$N_{\max} = -173,03$	$M_{\text{cor}} = -0,32$	45	0.0018	0.075	SEC	0.8	15	0.76	348	vérifiée
	$N_{\min} = -933,91$	$M_{\text{cor}} = -2,42$	X	0.0025	0.075	SEC	4.87		4.23		
	$N_{\text{cor}} = -422,97$	$M_{\max} = 14,226$	45	0.033	0.075	SPC	3.14		0.89		
7-11	$N_{\max} = -10,86$	$M_{\text{cor}} = 0,339$	40	0.031	0.06	SEC	0.1	15	1.39	348	vérifiée
	$N_{\min} = -454,81$	$M_{\text{cor}} = -5,223$	X	0.011	0.06	SEC	2.7		40.4		
	$N_{\text{cor}} = -49,95$	$M_{\max} = 19,866$	40	0.397	0.06	SP	2.31		145.3		

Tableau VI.2.4 Vérification dans le sens longitudinal

Niv	N (KN .m)	M (KN .m)	Sect (cm ²)	es (m)	$\frac{h}{6}$	nature	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
SS-1	$N_{max} = -364,41$	$M_{cor} = -0,57$	50 X 50	0.0015	0.083	SEC	1.23	15	18.5	348	vérifiée
	$N_{min} = -1144,01$	$M_{cor} = 0,018$		0.0015×10^{-2}	0.083	SEC	4.72		64.3		
	$N_{cor} = -638,12$	$M_{max} = 5,228$		0.008	0.083	SEC	2.9		31.9		
p2-6	$N_{max} = -173,03$	$M_{cor} = -0,558$	45 X 45	0.003	0.075	SEC	0.76	15	11.9	348	vérifiée
	$N_{min} = -933,91$	$M_{cor} = 0,868$		0.0009	0.075	SEC	4.75		65.6		
	$N_{cor} = -334,32$	$M_{max} = 12,329$		0.036	0.075	SPC	2.53		12		
7-11	$N_{max} = -10,86$	$M_{max} = -0,384$	40 X 40	0.035	0.066	SEC	0.1	15	1.45	348	vérifiée
	$N_{min} = -454,81$	$M_{cor} = 1,734$		0.00381	0.066	SPC	3.29		32		
	$N_{cor} = -85,34$	$M_{cor} = 16,912$		0.19	0.066	SPC	2.66		36.6		

VI.2.4 Condition de non fragilité Art 4.2.1 BAEL 91

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Avec :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1 \text{ MPa}$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} \text{ [MPa}^{-1} \text{]}$
- $d = h - c$

• Sens transversal des poteaux :

Section	NS (KN)	Ms (KN.m)	es(m)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	OBS
50X50	364,41	0,036	9.8710^{-05}	6.83	28.64	C.V
	1144,01	9,558	0.0083	7.25		
	-1024,67	15.156	0.015	7.66		
45x45	-173,03	-0,32	0.0018	5.56	20.60	C.V
	-933,91	-2,42	0.0025	5.60		
	-422,97	14.226	0.033	7.86		
40x40	10,86	0,339	0.031	6.38	14.20	C.V
	-454,81	-5,223	0.011	4.78		
	-49,95	19,866	0.397	1.26		

Tableau VI.2.5 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens transversal

• Sens longitudinal des poteaux :

Section	NS (KN)	Ms (KN.m)	es(m)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	OBS
50x50	-364,41	-0,57	$9.87X10^{-05}$	6.82	28.64	C.V
	-1144,01	0,018	0.0083	7.25		
	-638,12	5,228	0.015	7.66		
45x45	-173,03	-0,558	0.0018	5.57	20.60	C.V
	-933,91	0,868	0.0025	5.60		
	-334,32	12,329	0.033	7.86		
40x40	-10,86	-0,384	0.031	6.38	14.20	C.V
	-454,81	1,734	0.00381	4.45		
	-85,34	16,912	0.198	4.60		

Tableau VI.2.6 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens longitudinal

VI.3 Ferrailage des voiles

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend huit (8) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1 : SS.RDC.1^{er} étage
- Zone2 : 2.3.4.5 et 6^{eme} étage
- Zone3 :7, 8.9 et 10^{eme} étage

➤ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

2. Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

2.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

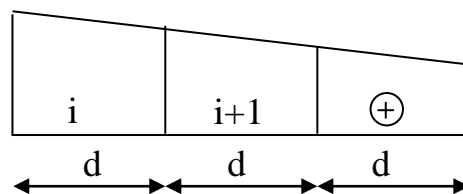
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

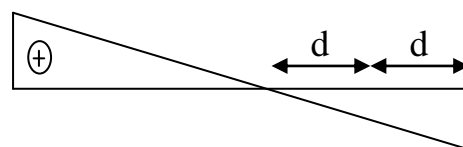
Avec : « e » épaisseur du voile



• **Section partiellement comprimée**

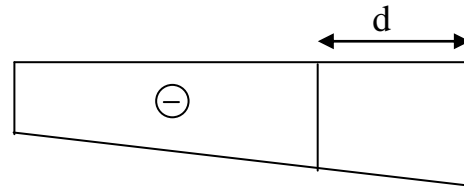
$$N_i = \frac{\sigma_{\text{MIN}} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



1. Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

• **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

• **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

2. Armatures minimales :

• **Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

1. Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91})$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

2. Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

a. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

c. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

e. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm .

f. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $0,10$ de l'épaisseur du voile.

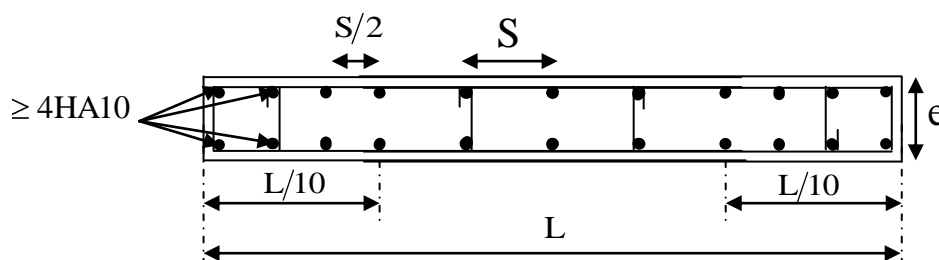


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

3. Vérification :**3.1 Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I :

$$L = 2,1 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 1637.14 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5067.531 \text{ t/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \longrightarrow L_c = \frac{1637.14}{1637.14 + 5067.531} \cdot 2.1 = 0.51$$

$$L_c = 0.51 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c \longrightarrow L_t = 2.1 - 0.51 = 1.59$$

$$L_t = 1.59 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.795 \text{ m.}$$

Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-5067.53 \times (1.59 - 0.794)}{1.59} = 2533.765 \text{ KN/cm}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \longrightarrow N_1 = \frac{-5067.53 + 2533.765}{2} \times 0.794 \times 0.20 = 603.54 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \longrightarrow N_2 = \frac{2533.765}{2} \times (1.59 - 0.794) \times 0.20 = 201.68 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{40} = 15.088 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = \frac{N}{40} = 5.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4LV_u}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 446.44 \times 10}{400} = 17.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$$

$$A_{\min} = 8.34 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 2X5HA16 = 20.10 cm²/d₁ soit: 5HA16 /nappe avec espacement de 15 cm

2^{ème} bande : 2x3HA16 = 12.05cm²/d₂ soit: 3HA16/nappe avec espacement de 26 cm

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 5.02 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 4.76 \text{ cm}^2$

Soit : 5 HA12 = 5.65 cm²/ nappe ; avec : St = 20cm

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des contraintes :**

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{446.44 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2100} = 1,181 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 446,44 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2100} = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,65 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1053,53 \times 10^3}{200 \times 2100 + 15 \times 32,14 \times 10^2} = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3.1. Ferrailage de voile (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,15	2,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,42	0,43	0,44	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1637,14	264,73	87,78	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5067,53	-3081,07	-1313,98	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	446,44	367,64	175,1	
	L _t (m)	1,59	1,98	2,06	
	L _c (m)	0,51	0,17	0,14	
	d (m)	0,794	0,990	1,031	
	σ_1 [KN/m ²]	2533,765	1540,535	656,990	
	N (kN)	N ₁	603,25	457,51	203,23
		N ₂	201,083	152,504	67,743
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,08	11,44	5,08
		A _{v2}	5,03	3,81	1,69
	A _{vi} (cm ²)		17,19	14,15	6,74
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19,38	14,98	6,77
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,03	7,35	3,38
	A _{min} (cm ²)		8,33	10,39	10,83
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	20,09	15,4	12,32
Bonde 2		12,05	12,32	12,32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 5HA16	2 x 5HA14	2 x 4HA14
		Bonde 2	2 x 3HA16	2 x 4HA14	2 x 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	20 cm	25 cm
		Bonde 2	26 cm	24 cm	25 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,76	5,94	1,26
	A _H /nappe (cm ²)		5,02	3,85	3,08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	6HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=5,65cm²)	(A=6,78cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,181	0,950	0,442
		τ_b (MPa)	1,653	1,330	0,619
	ELS	N _s (kN)	1053,59	860,51	483,1
		σ_b (MPa)	2,25	1,82	1,01

Tableau VI.3.2. Ferrailage de voile (VL2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,55	2,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,5	0,51	0,56	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2740,09	947,31	2410,91	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7012,9	-4181	-3446,54	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	420,68	312,91	162,62	
	L _t (m)	1,80	2,08	1,65	
	L _c (m)	0,70	0,47	1,15	
	d (m)	0,899	1,039	0,824	
	σ_1 [KN/m ²]	3506,450	2090,500	1723,270	
	N (kN)	N ₁	945,49	651,91	425,87
		N ₂	315,165	217,303	141,957
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,64	16,30	10,65
		A _{v2}	7,88	5,43	3,55
	A _{vi} (cm ²)		16,20	12,05	6,26
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27,69	19,31	12,21
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,88	8,44	5,11
	A _{min} (cm ²)		9,44	10,91	8,65
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	28,13	20,09	12,32
Bonde 2		12,32	12,32	9,03	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 7HA16	2 x 5HA16	2 x 4HA14
		Bonde 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	22 cm	25 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,39	6,24	1,32
	A _H /nappe (cm ²)		7,03	5,02	3,08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	6HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=7,90cm²)	(A=6,77cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,935	0,682	0,323
		τ_b (MPa)	1,309	0,954	0,452
	ELS	N _s (kN)	1405,98	1155,36	615,34
σ_b (MPa)		2,51	2,07	1,04	

Tableau VI.3.3. Ferrailage de voile (VL3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3,05	3,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,6	0,61	0,62	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3158,71	1024,33	3217,37	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7362,96	-4381,46	-3042,5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1362,34	1003,17	590,38	
	L _t (m)	2,10	2,47	1,51	
	L _c (m)	0,90	0,58	1,59	
	d (m)	1,050	1,236	0,753	
	σ_1 [KN/m ²]	3681,480	2190,730	1521,250	
	N (kN)	N ₁	1159,32	812,34	343,81
		N ₂	386,439	270,781	114,603
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28,98	20,31	8,60
		A _{v2}	9,66	6,77	2,87
	A _{vi} (cm ²)		52,45	38,62	22,73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	42,10	29,96	14,28
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,66	16,43	8,55
	A _{min} (cm ²)		11,02	12,98	7,91
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	44,22	32,14	16,07
Bonde 2		18,48	18,48	9,24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x11HA16	2 x 8HA16	2 x 4HA16
		Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	15 cm	18 cm
		Bonde 2	15 cm	20 cm	25 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,30	7,42	1,32
	A _H /nappe (cm ²)		11,06	8,04	4,02
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA16/nappe	4HA16/nappe	4HA12/nappe
ep =20cm		(A=12,05cm ²)	(A=8,03cm ²)	(A=4,51cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,523	1,827	1,058
		τ_b (MPa)	3,532	2,558	1,481
	ELS	N _s (kN)	5368,94	4377,22	2346,23
σ_b (MPa)		7,74	6,38	3,57	

Tableau VI.3.4. Ferrailage de voile (VL4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,95	0,975	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,19	0,195	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2143,06	375,75	731,78	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5392,19	-3001,83	-1411,13	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	61,79	41,8	35,95	
	L _t (m)	0,68	0,87	0,66	
	L _c (m)	0,27	0,11	0,34	
	d (m)	0,340	0,433	0,329	
	σ_1 [KN/m ²]	2696,095	1500,915	705,565	
	N (kN)	N ₁	274,93	195,09	69,69
		N ₂	91,642	65,030	23,231
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,87	4,88	1,74
		A _{v2}	2,29	1,63	0,58
	A _{vi} (cm ²)		2,38	1,61	1,38
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	7,47	5,28	2,09
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,29	2,03	0,93
	A _{min} (cm ²)		3,57	4,55	3,46
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	9,24	6,77	4,51
Bonde 2		4,51	4,51	4,51	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x3HA12	2x2HA12
		Bonde 2	2x2HA12	2x2HA12	2x 2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	11 cm	14 cm	16 cm
		Bonde 2	17 cm	20 cm	16 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,04	2,60	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	1,69	1,13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	6HA12/nappe
ep =20cm		(A=3.14cm²)	(A=3,14cm²)	(A=6,77cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,361	0,238	0,200
		τ_b (MPa)	0,506	0,333	0,280
	ELS	N _s (kN)	455,44	370,82	202,54
σ_b (MPa)		2,16	1,75	0,95	

Tableau VI.3.5. Ferrailage de voile (VL5, VL6 , VL7)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,75	0,775	0,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,15	0,155	0,16	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2602,5	518,53	2416,05	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5786,41	-4141,54	-3261,25	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	102,55	115,21	108,1	
	L _t (m)	0,52	0,69	0,46	
	L _c (m)	0,23	0,09	0,34	
	d (m)	0,259	0,344	0,230	
	σ_1 [KN/m ²]	2893,205	2070,770	1630,625	
	N (kN)	N ₁	224,51	213,94	112,40
		N ₂	74,837	71,314	37,468
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,61	5,35	2,81
		A _{v2}	1,87	1,78	0,94
	A _{vi} (cm ²)		3,95	4,44	4,16
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	6,60	6,46	3,85
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1,87	2,89	1,98
	A _{min} (cm ²)		2,72	3,62	2,41
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	6,76	6,76	4,5
Bonde 2		4,5	4,5	3,14	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA12	2x 3HA12	2x 2HA12
		Bonde 2	2x 2HA12	2x 2HA12	2 x 2HA10
	S _t (cm)	Bonde1	8 cm	11 cm	11 cm
		Bonde 2	12 cm	17 cm	11 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,55	3,91	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		1,69	1,69	1,13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=3,14cm²)	(A=4,51cm²)	(A=3,14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,760	0,826	0,751
		τ_b (MPa)	1,063	1,156	1,051
	ELS	N _s (kN)	1246,73	1049,62	583,16
σ_b (MPa)		7,47	6,11	3,40	

Tableau VI.3.6. Ferrailage de voile (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,55	3,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,71	0,72	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5206,98	2630,61	1305,06	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8552,32	-5111,26	-2115,19	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	2064,69	1596,59	835,02	
	L _t (m)	2,18	2,34	2,23	
	L _c (m)	1,32	1,21	1,37	
	d (m)	1,088	1,172	1,113	
	σ_1 [KN/m ²]	4276,160	2555,630	1057,595	
	N (kN)	N ₁	1395,41	898,46	353,19
		N ₂	465,136	299,487	117,729
	A _v (cm ²)	A _{v1}	34,89	22,46	8,83
		A _{v2}	11,63	7,49	2,94
	A _{vi} (cm ²)		79,49	61,47	32,15
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	54,76	37,83	16,87
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11,63	22,85	10,98
	A _{min} (cm ²)		11,42	12,30	11,69
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	56,52	40,18	18,48
Bonde 2		24,11	24,11	12,32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA20	2 x 10HA16	2 x 6HA14
		Bonde 2	2x 6HA16	2 x 6HA16	2 x 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	11 cm	18 cm
		Bonde 2	18 cm	20 cm	27 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,53	7,03	3,25
	A _H /nappe (cm ²)		14,13	10,05	4,62
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=16,07cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3,277	2,499	1,289
		τ_b (MPa)	4,588	3,498	1,804
	ELS	N _s (kN)	6687,16	5581,56	2997,89
σ_b (MPa)		8,15	6,92	3,91	

Tableau VI.3.7. Ferrailage de voile (VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,75	0,775	0,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,15	0,155	0,16	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	850,07	183,88	1803,15	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5719,04	-3498,23	-2689,36	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	184,91	197,4	201,3	
	L _t (m)	0,65	0,74	0,48	
	L _c (m)	0,10	0,04	0,32	
	d (m)	0,326	0,368	0,239	
	σ_1 [KN/m ²]	2859,520	1749,115	1344,680	
	N (kN)	N ₁	280,07	193,18	96,60
		N ₂	93,356	64,393	32,199
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,00	4,83	2,41
		A _{v2}	2,33	1,61	0,80
	A _{vi} (cm ²)		7,12	7,60	7,75
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	8,78	6,73	4,35
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,33	3,51	2,74
	A _{min} (cm ²)		3,43	3,87	2,51
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	9,02	6,76	4,51
Bonde 2		4,51	4,51	4,51	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA12	2 x 3HA12	2 x 2HA12
		Bonde 2	2 x2HA12	2 x 2HA12	2 x 2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	8 cm	12 cm	11 cm
		Bonde 2	16 cm	18 cm	11cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,96	2,21	3,25
	A _H /nappe (cm ²)		2,26	1,69	1,13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=3,14cm²)	(A=3,14cm²)	(A=5.65cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,370	1,415	1,398
		τ_b (MPa)	1,918	1,981	1,957
	ELS	N _s (kN)	2302,34	1829,56	971,2
σ_b (MPa)		13,52	10,64	5,60	

Tableau VI.3.8. Ferrailage de voile (VT3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,46	1,51		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,28	0,292	0,302		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2067,96	654,44	1318,87		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5510,83	-3620,23	-2156,33		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	322,41	200,81	142,75		
	L _t (m)	1,02	1,24	0,94		
	L _c (m)	0,38	0,22	0,57		
	d (m)	0,509	0,618	0,468		
	σ_1 [KN/m ²]	2755,415	1810,115	1078,165		
	N (kN)	N ₁	420,75	335,73	151,53	
		N ₂	140,250	111,908	50,509	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,52	8,39	3,79	
		A _{v2}	3,51	2,80	1,26	
	A _{vi} (cm ²)		12,41	7,73	5,50	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	13,62	10,33	5,16	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,51	4,73	2,64	
	A _{min} (cm ²)		5,34	6,49	4,92	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	15,4	11,3	6,49	
		Bonde 2	6,76	6,49	6,49	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 3HA12
			Bonde 2	2x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	12 cm	15 cm	
		Bonde 2	16 cm	20 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3,05	3,71	3,25	
A _H /nappe (cm ²)			3,85	2,83	1,62	
Choix des barres/nappe (cm ²)			5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,279	0,764	0,525	
		τ_b (MPa)	1,791	1,070	0,735	
	ELS	N _s (kN)	1621,87	1343,73	747,92	
		σ_b (MPa)	5,18	4,22	2,33	



CHAPITRE VII

Étude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la super structure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- * **Un effort normal:** charge et surcharge verticale centrée dont la connaissance de leurs valeurs extrême est nécessaire.
- * **Une force horizontale:** résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- * **Un moment:** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, et qui sont :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante. Les principaux types de ces dernières sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

a) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est conditionné par des facteurs qui sont cités ci-après.

Ce choix est défini par :

- La nature du sol et sa résistance;
- L'importance de l'ouvrage ;
- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- La facilité d'exécution (coffrage) ;
- L'économie.

b) Dimensionnement des semelles:

1- Semelles continues :

1.1. Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{S} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1.1.1. Surface de semelles continues sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q[KN]	L[m]	B[m]	SSv =B.L [m ²]	Nº voiles	S =n.B.L [m ²]
VL1	958,72	2,60	1.84	4,78	1	4,78
VL2	1257,59	3,00	2,09	6,27	1	6,27
VL3	1595,94	3,50	2,27	7,94	3	23,83
VL4	420,15	1,20	1.75	2,10	1	2,10
VL5	553,72	1,00	2,76	2,76	2	5,53
VL6	551,68	1,00	2,75	2,75	2	5,51
VL7	347,27	1,00	1,73	1,73	1	1,73
						Somme : 49,75

Tableau VII.1 : Surface de semelles continues sous voiles sens longitudinal

1.1.2. Surface de semelles continues sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q[KN]	L[m]	B[m]	SSv =B.L [m ²]	N ^o voiles	S =n.B.L [m ²]
VT1	1520,23	4	1,90	7,60	4	30,40
VT2	508,13	1	2,54	2,54	4	10,16
VT3	734,75	1,91	1,92	3,67	2	7,34
						Somme : 47,90

Tableau VII.2 : Surface de semelles continues sous voiles sens transversal

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : 97,65 m²

1.2 Semelles continues sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b)Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{1}{9} \leq h_t \leq \frac{1}{6}$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux effort tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

c)Exemple de calcul :

1. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 1014.51 \text{ KN}$$

2. Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum N_s e_i + \sum M_i}{\sum N_s} \quad e = 0$$

3. Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0 < \frac{L}{6} = \frac{22}{6} = 3.66 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{1014.51}{22} = 46.11 \text{ KN / m}$$

4. détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46.11}{25} = 1.84 \text{ m} \Rightarrow B = 1.90 \text{ m}$$

Soit B=2.00 m

On aura la surface de la semelle sous poteau : $S = B \times L = 2 \times 22 = 44 \text{ m}^2$

Donc : la surface totale des semelles continues : $S_t = S_{sp} \times n$

$$S_t = 44 \times 8 = 352 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré (sens longitudinale).

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p = 191,84 + 352 = 543,84 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 14,50 \times 22 = 319 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est

$$\text{de : } \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{543,84}{319} = 1.70$$

Conclusion :

Vu que la surface totale des semelles représentent 170 % de la surface du bâtiment, pour cela on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VII.3. Étude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

- Les caractéristiques du radier sont:
- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A. Pré dimensionnement du radier :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires:

Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 4,00 \text{ m} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs

Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,19}} = 0,53 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

Hauteur des nervures : $h_n = 90 \text{ cm}$

Largeur des nervures : $b_n = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$.

B. Détermination des efforts

$$N_u = 72616,17 \text{ KN}$$

$$N_s = 53151,73 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{72616,17}{2 \times 200} = 181,23 \text{ m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53151,73}{200} = 265,50 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 319 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 265,50 \text{ m}^2$$

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

$$\text{Donc la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 355,50 \text{ m}^2$$

Calcul du Poids de radier

$$G_{\text{radier}} = ep \times Sr \times \rho + b \times h_t \times \rho \times L \times n$$

$$\text{Poids du radier} = 355.5 \times 25 \times 0,40 + 0,90 \times 0,55 \times 25 \times 167 = 5621.625 \text{ KN}$$

Donc les combinaisons sont :

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 15663,5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 10964,34 \text{ KN}$$

VII.3.1 Vérifications :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{15663,5 \times 1}{355,5} \times \frac{4}{2} = 88,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{480,03}{1 \times 0,36} = 0,284 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,47 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,61 \text{ m}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14,5 \times 22^3}{12} = 12866,3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{22 \times 14,5^3}{12} = 5589,14 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous radier qui est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal due aux charges verticales

M : Moment de renversement à la base de la structure

$$M = M_o + \tau_o \times h$$

Avec :

τ_o : Effort tranchant sismique à la base de la structure.

h: profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

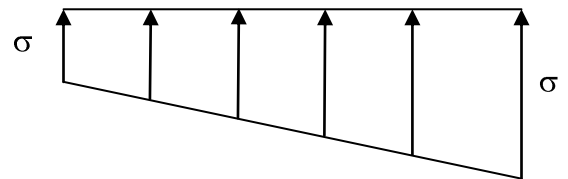


Diagramme des contraintes sous radier

On doit vérifier que :

A L'E L U : $\sigma_m \leq 2 \sigma_{sol}$

A L'E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$, $2 \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$

-Calcul les moments :

$M_{X-X} = 69132,86 + 2519,82 \times 0,7 = 70896,46 \text{ KN.m}$

$M_{Y-Y} = 64642,85 + 2620,80 \times 0,7 = 66477,27 \text{ KN.m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	391,25	225,11	349,91	213,54	189,01	207,40	verifier
Y-Y	248.88	198.74	236.35	188.42	138.27	175.88	verifier

Tab.VII-3: Vérification de la stabilité du radier

- Vérification au poinçonnement :(Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l' E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

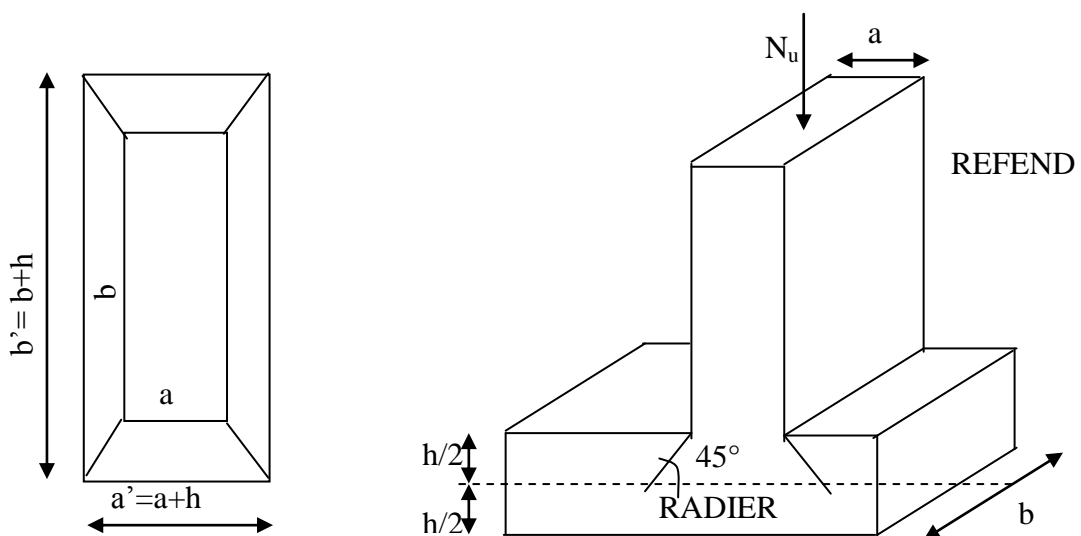


Figure VII-1 Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

N_u : charge de poteau à LELU égale à 1563,83KN

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1563,83 \leq 0,045 \times 5,6 \times 25000 = 6300 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de largeur $b = 1\text{m}$

Il faut vérifier que : $N_u = 0,045 \times U_i \times f_{c28}$

Avec : $N_u = 179,15 \text{ t}$; $e = 25 \text{ cm}$;

$U_i = (0,2+1+2 \times 0,7) \times 2 = 5,2 \text{ m}$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile le plus sollicité vaut 1004.61KN

Donc ; $0,045 \times 5,2 \times 52000 = 5850 \text{ KN}$

$1004,61 \text{ KN} \leq 5850 \text{ KN} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

VII.4. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

VII.4.1. Les contraintes prise en compte dans les calcules :

- A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m \text{ (ELU)} \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 236,35 - \frac{5220}{355,50} = 221,66 \text{ KN / m}^2$$

- A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m \text{ (ELS)} \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 175,88 - \frac{5220}{355,50} = 161,17 \text{ KN / m}^2$$

VII.4.2. Pour le ferrailage de la dalle :

Etant donné que les panneaux sont soumis à des chargements pratiquement égaux, donc nous n'avons qu'à considérer pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII.4.3. Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité est défini comme suit :

$L_x = 3.25 \text{ m}$

$L_y = 3.75 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{3,50} = 0,85$$

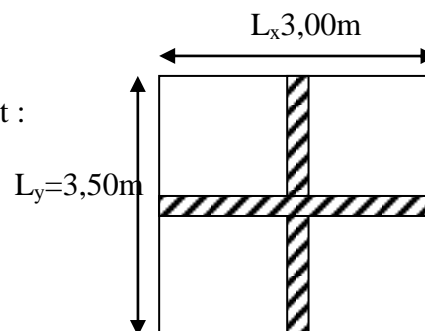


Fig. VII.2. Schémas du panneau

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Calcul a' L ELU :

$$q_u = 221,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,85 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0,047 \\ u_y = 0,755 \end{cases}$$

Calcul des moments MX et MY :

$$\begin{cases} M_x = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,047 \times 221,66 \times (3,25)^2 = 110,04 \text{ KNm} \\ M_y = u_y \cdot M_x = 0,755 \times 110,04 = 83,08 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) et (0.85) en travées intermédiaire et de rive respectivement.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous.

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{si non} \Rightarrow \text{SDA}, \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Sens x-x :

$$M_s^a = 0,5 \times 110,04 = 55,02 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0,75 \times 110,04 = 82,53 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0,85 \times 110,04 = 93,53 \text{ KNm}$$

Sens y-y :

$$M_s^a = 0,5 \times 83,08 = 41,54 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0,75 \times 83,08 = 62,31 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0,85 \times 83,08 = 70,61 \text{ KNm}$$

Tableau VII.4: Ferrailage du panneau de rive le plus sollicité

sens	Zone	M (KNm)	μ	Obs	β	Au (cm2)	Amin (cm2)	Au adoptée	Ferrailage	S _t
X-X	Travée	93,53	0.046	SSA	0.997	3,929	3,424	10.04	5HA16	20
	Appuis	55,02	0.034	SSA	0.984	2,295	3,424	10.04	5HA16	20
Y-Y	Travée	70,61	0.040	SSA	0.982	2,951	3,424	10.04	5HA16	20
	Appuis	41,54	0.023	SSA	0.984	1,732	3,424	10.04	5HA16	20

Tableau VII.5: Ferrailage du panneau intermédiaire le plus sollicité

sens	Zone	M (KNm)	μ	Obs	β	Au (cm2)	Amin (cm2)	Au adoptée	Ferrailage	S _t
X-X	Travée	82,53	0.040	SSA	0.970	3,492	3,424	10.04	5HA16	20
	Appuis	55,02	0.034	SSA	0.984	3,821	3,424	10.04	5HA16	20
Y-Y	Travée	62,31	0.039	SSA	0.980	2,610	3,424	10.04	5HA16	20
	Appuis	41,54	0.023	SSA	0.984	2,885	3,424	10.04	5HA16	20

VII.6.Vérification :

6-1) vérification de la condition de non fragilité du béton :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.86}{2} = 3,424 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens xx :

$$A_s^a = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,424\text{cm}^2$$

$$A_s^t = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,424\text{cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,424\text{cm}^2$$

$$A_s^t = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,424\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$St=20 \text{ cm} \leq \min \left\{ \frac{h}{25}; 25 \text{ cm} \right\} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.2)Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = q.l/2$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{221,66 \times 4 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 370} = 1,19 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.7. Ferrailage des nervures :

Calcul des moments dans le sens longitudinal :

$q_u = 221,66 \text{ KN/ml}$

$q_s = 161,17 \text{ KN/ml}$

Schéma statique de la nervure:

Sens xx :

1) Détermination des efforts :

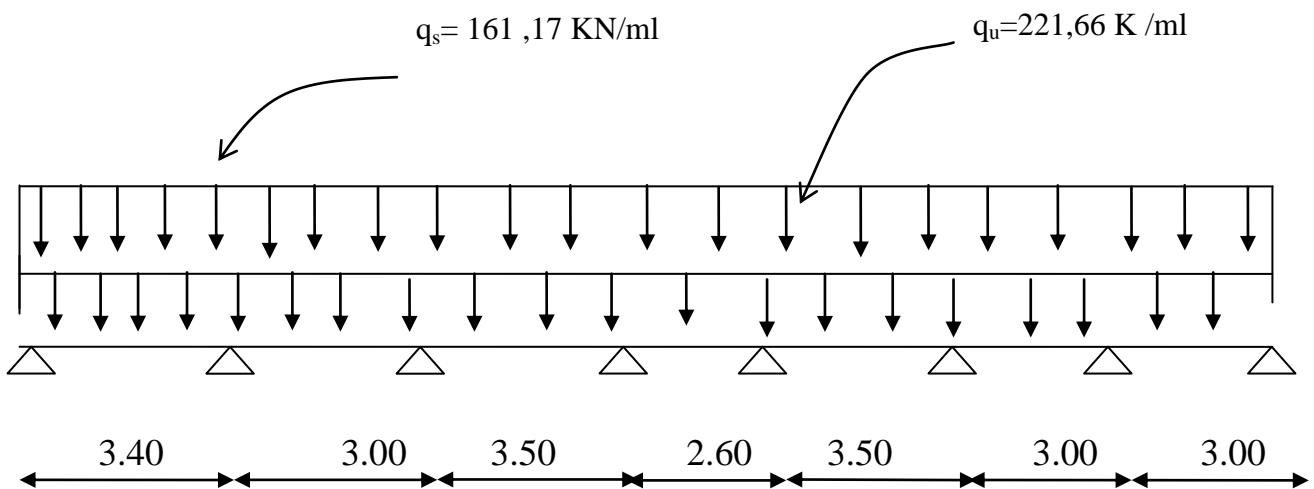
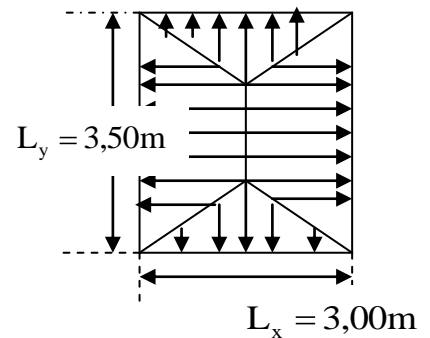


Fig.VII.3 :Schéma statique de la nervure

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments

NB : La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées ; pour cela, on réduit les moments sur appuis de 1/3 de la valeur trouvée ainsi qu'on augmente, en travées, de 1/3 des valeurs trouvées.

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

Les résultats obtenus :

VII.6. Tableau donnant les moments aux appuis(KN.m) :

Aux appuis	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
ELU	202,12	178,97	220,83	213,45	154,35	219,05	178,97	173,88
ELS	122,43	119,75	130,56	115,20	98,43	130,56	122,75	119,75

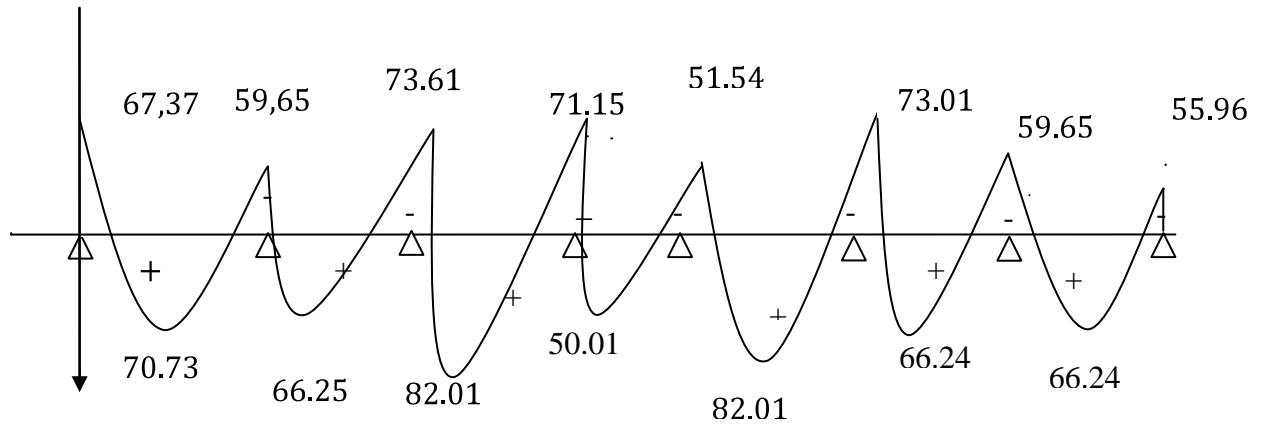
VII.7. Tableau donnant les moments en travée et efforts tranchants A L'ELU (KN) :

ELU	L	G	Mi	Mi+1	Mt	Tw	Te
1-2	3,4	221,66	-154,120	-178,972	212,19	299,45	-296,46
2-3	3,00	221,66	-178,972	-220,837	198,75	300,66	-319,76
3-4	3,50	221,66	-220,837	-202,351	246,05	319,98	-311,01
4-5	2,60	221,66	-202,351	-202,351	150,30	298,62	-298,62
5-6	3,50	221,66	-202,351	-220,837	246,05	311,01	-319,98
6-7	3,00	221,66	-220,837	-178,972	198,75	319,76	-300,66
7-8	3,00	221,66	-178,972	-154,120	198,75	296,46	-299,45

VII.8. Tableau donnant les moments en travée et efforts tranchants a l'ELS (KN) :

ELS	L	G	Mi	Mi+1	Mt	Tw	Te
1-2	3,4	161,17	-98,43	-122,750	149,17	100,63	-78,45
2-3	3,00	161,17	-122,75	-130,560	155,32	87,30	-87,30
3-4	3,50	161,17	-130,56	-115,203	165,10	98,78	-98,78
4-5	2,60	161,17	-115,20	-115,203	107,36	77,09	-77,09
5-6	3,50	161,17	-115,20	-130,560	165,10	98,78	-98,78
6-7	3,00	161,17	-130,56	-122,750	155,32	87,30	-87,30
7-8	3,00	161,17	-122,75	-98,432	156,72	78,45	-100,63

- Diagrammes des moments fléchissant (KN.m) :
- Sens longitudinal :
- à l'ELU :



FigVII.4 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).

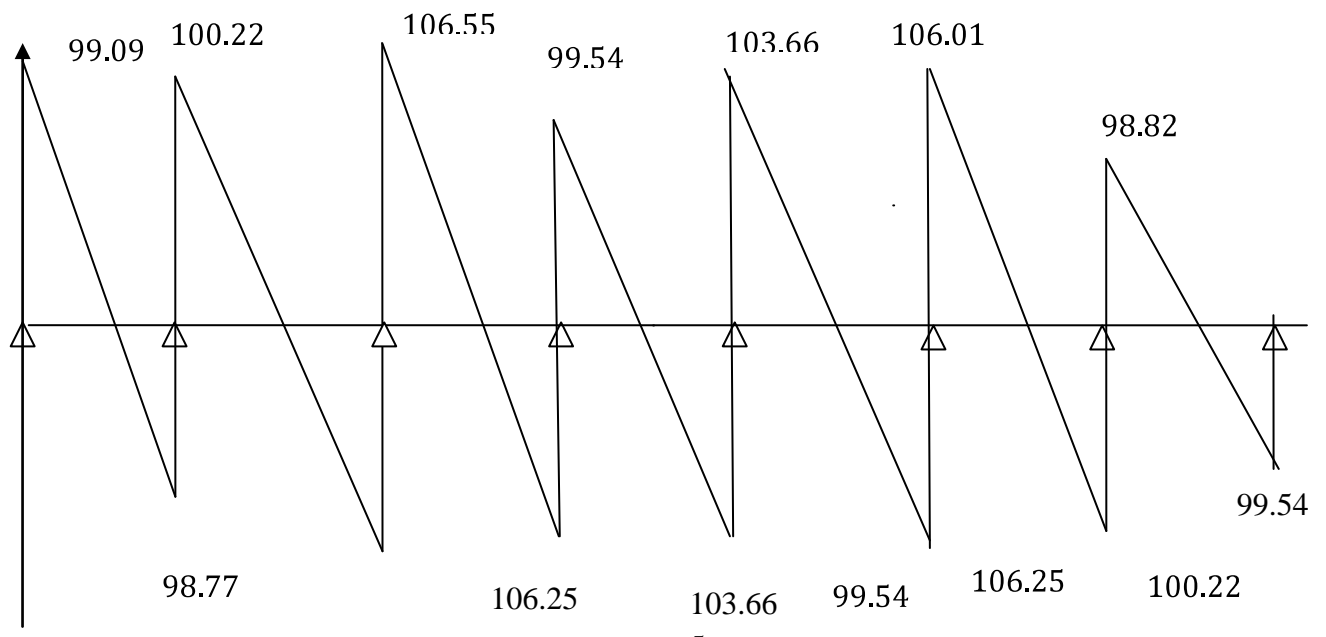
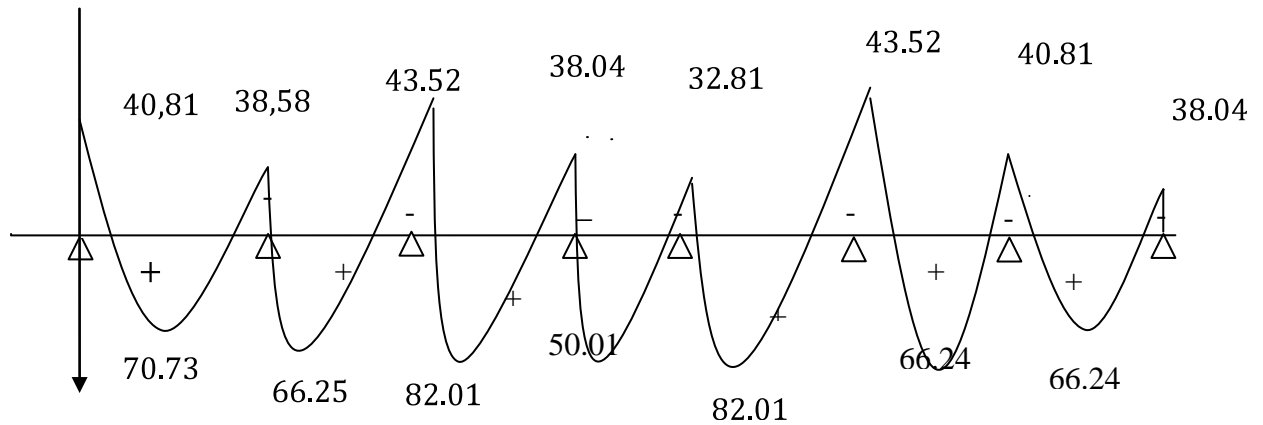


Fig VII.5 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN).

➤ à L'ELS



FigVII.6 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELS (en KN.m).

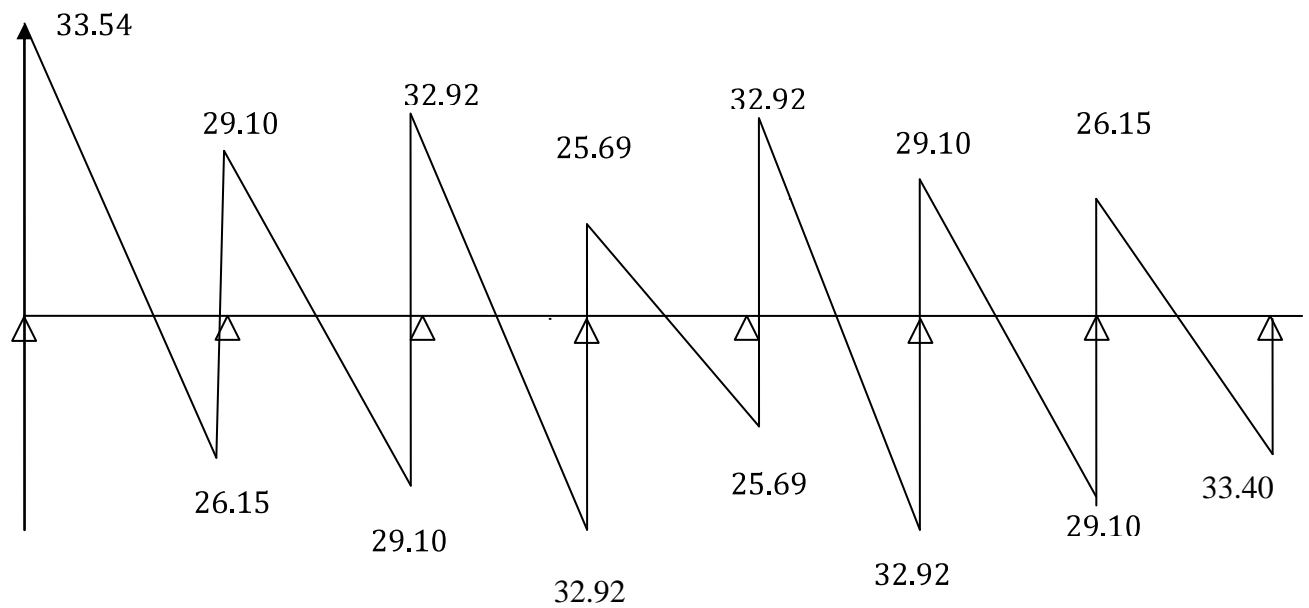


Fig VII.7: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).

Ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 246.05 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 220.83 \text{ KN.m.}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 90 \text{ cm} \quad d = 87 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales:

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{220.83 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,086 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{220.83 \times 10^3}{0.955 \times 87 \times 348} = 9,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit ; 6HA16 + 3HA14 = 17.68 cm²

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{246.05 \times 10^3}{40 \times 87^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta_u = 0,949$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{246.05 \times 10^3}{0,949 \times 87 \times 348} = 11,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit ; 4HA16 + 4HA14 = 14.20 cm²

Remarque : le ferrailage de la nervure est le même dans les deux sens (longitudinal et transversal).

3. Vérification à l'ELU

- Vérification de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 87 \times \frac{2,1}{400} = 3,23 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 319.96 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{319.96 \times 10^3}{550 \times 870} = 1.19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.19 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

4. Vérification à l'ELS

Aux appuis : $M_s = 130.56 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{220.83}{130.56} = 1.69$$

$$\alpha = \frac{Y}{d} = \frac{24.9}{67} = 0.371 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.59 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées : $M_s = 100.63 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{246.05}{100.63} = 2.44$$

$$\alpha = 0.371 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.97 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII.7 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie . Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de largeur.

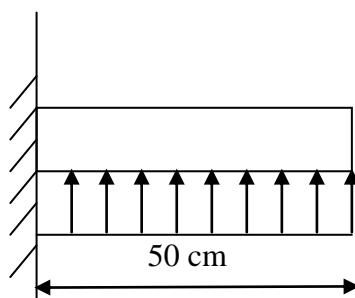


Figure VII.8. Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = 221.66 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-221,66 \times 0,50^2}{2} = -27,70 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = 143.02 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-161,17 \times 0,50^2}{2} = -20,14 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,70 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,20} = 0,014 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,70 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

◆ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,16 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA } 10 / \text{ml}}$$

$S_t = 25 \text{ cm}$

◆ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,70}{20,14} = 1,37 \mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow$ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS



CHAPITRE VIII

Etude du mur plaque

VIII .1.Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII .2. Pré dimensionnement du mur :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile mur est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 25 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1-0.5}{0.86} \Rightarrow K=0.577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

VIII .3. Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 \left(0.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q \right)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.56 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times \left(0.35 \times 17 \times 3.56 + 1.5 \times 10 \right) = 96.70 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 \left(q + \gamma \times h \right)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.56 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \left(10 + 17 \times 3.56 \right) = 40.69 \text{ KN/m}^2$$

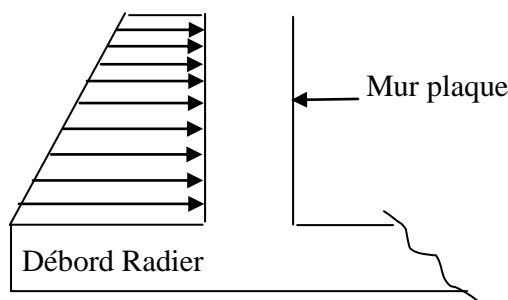


Diagramme des contraintes :

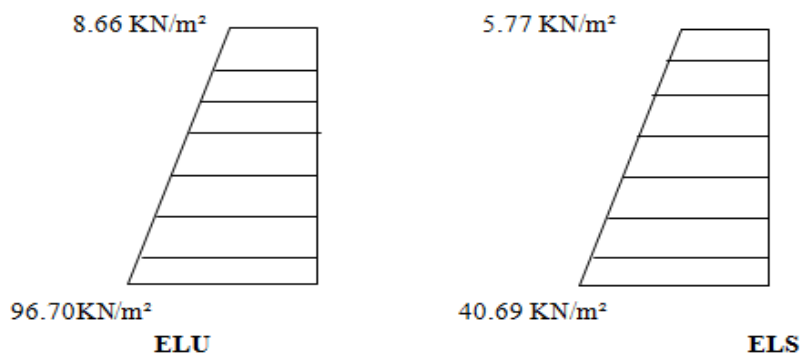


Fig VIII.1 : Le diagramme des contraintes.

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 96.70 + 8.66}{4} = 74.69 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 40.69 + 5.77}{4} = 31.96 \text{KN/ml}$$

VIII .4. Ferrailage du mur plaque :

1. **Méthode de calcul :** Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

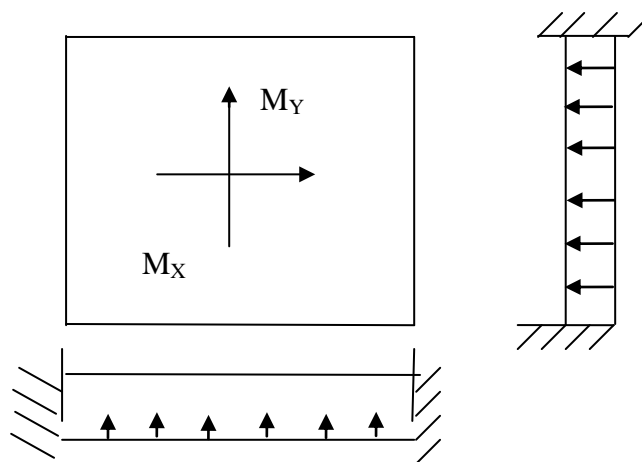


Fig VIII.2 : Schéma statique du mur plaque

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

3. Identification des panneaux :

$$l_x = 3.5 \text{ m}$$

$$l_y = 4 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4} = 0.875 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

○ **ELU :**

$$\varphi = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0.0488 \times 74.69 \times 3.5^2 = 44.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.721 \times 44.64 = 32.185 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 44.64 = 22.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 44.64 = 33.48 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 32.185 = 16.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 32.185 = 24.138 \text{ KN.m}$$

○ **ELS :**

$$M_{ox} = 0.0559 \times 31.96 \times 3.5^2 = 21.885 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.804 \times 25.37 = 17.595 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

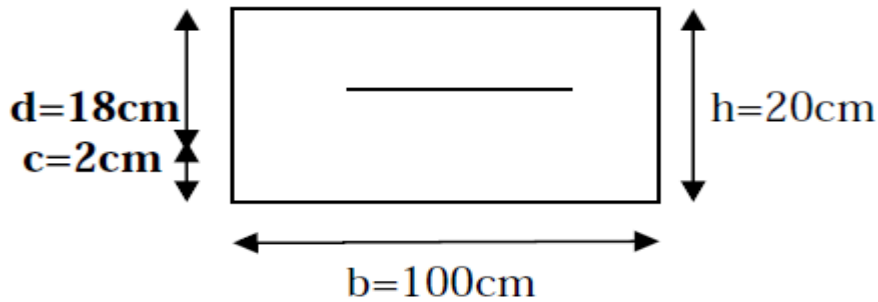
$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{ox} = 16.41 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{OX} = 8.797\text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{OY} = 13.196\text{KN.m}$



VIII .5. Calcul des sections d’armatures :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
Xx	Appuis	22.32	0.048	0.392	SSA	0.975	3.65	2.17	6HA14(2nappes) =9.23	15
	Travée	33.34	0.072	0.392	SSA	0.962	5.53	2.17	6HA14(2nappes) =9.23	15
Yy	Appuis	16.09	0.034	0.392	SSA	0.983	2.613	2.17	6HA14(2nappes) =9.23	15
	travée	24.138	0.052	0.392	SSA	0.973	3.96	2.17	6HA14(2nappes) =9.23	15

Tableau VIII.1: ferrailage du mur plaque

○ Les armatures transversales :

➤ Travée :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71\text{ cm}^2 .$$

➤ Appuis :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71\text{ cm}^2 .$$

○ Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII .6. Vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	22.32	10.94	2.04	0.0355	0.77	vérifiée
	Travée	33.34	16.41	2.03	0.0520	0.765	vérifiée
YY	appui	16.09	8.797	1.83	0.0227	0.66	vérifiée
	travée	24.138	13.19	1.83	0.0355	0.66	vérifiée

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

D'où la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Ouvrages

- ✓ BELAZOUGUI M : calcul des ouvrages en béton armé. Edition à office des publications universitaire.
- ✓ PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
- ✓ Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ✓ Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- ✓ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

ANNEXE 1 : Liste des figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

- Figure II.1** : Coupe verticale du plancher.....(9)
- Figure II.2** : Coupe des voiles en plans.....(13)
- Figure II.3**: Coupe du voile en élévation.....(14)
- Figure II.4**: Surface d'influence du poteau le plu sollicité... (15)
- Figure II.5**: Coupe verticale du plancher terrasse.....(16)
- Figure II.6**: Coupe verticale d'un plancher d'étage courant... (17)
- Figure II.7**: Coupe verticale d'un mur extérieur(18)
- Figure II.8**: Coupe verticale d'un mur intérieur.....(18)
- Figure II.9**: Coupe verticale de l'acrotère.....(19)
- Figure II.10** : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....(22)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Figure III.1.1**: Treillis soudés (20X20)cm².....(26)
- Figure III.1.2**: Dimensions de la poutrelle.....(28)
- Figure III.1.3**: Méthode des trois moments.....(29)
- Figure III.1.4**: Schéma statique de la poutrelle.....(30)
- Figure III.1.5**: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU....(32)
- Figure III.1.6**: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....(33)
- Figure III.1.7**: Ferrailages des poutrelles.....(35)
- Figure III.1.8**: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS....(38)
- Figure III.1.9**: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.....(38)
- Figure III.1.10**: Plan de ferrailage du plancher.....(42)
- Figure III.2.1**: Schéma de l'escalier.....(43)
- Figure III.2.2**: Coupe d'un escalier.....(44)
- Figure III.2.3**: Différents types d'escaliers.....(44)

Figure III.2.4: Différents types d'escaliers.....	(44)
Figure III.2.5: Schéma statique de l'escalier à L'ELU.....	(47)
Figure III.2.6: Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	(49)
Figure III.2.7: Schéma statique de calcul à L'ELS.....	(53)
Figure III.2.8: Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	(55)
Figure III.3.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU...	(60)
Figure III.3.2: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS...	(63)
Figure III.4.1: Coupe verticale de l'acrotère.....	(65)
Figure III.4.2: Schéma statique de l'acrotère.....	(65)
Figure III.4.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée...	(66)
Figure III.4.4: Ferrailage de l'acrotère.....	(73)
Figure III.5.1 : Schéma statique de balcon.....	(73)
Figure III.6.1 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen..	(79)
Figure III.6.2 : Correction des moments.....	(80)

Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS

Figure IV.1 : Géométrie de base dans l'ETABS.....	(89)
Figure IV.2 : Modification de la géométrie de base	(90)
Figure IV.3 : Modification des étages	(90)
Figure IV.4 : Définition des propriétés mécanique des matériaux dans le béton et l'acier	(91)
Figure IV.5 : Introduction des éléments barres.....	(91)
Figure IV.6 : introduction des sections des poteaux	(92)
Figure IV.7 : introduction des sections des poutres.....	(92)
Figure IV. 8: introduction des sections du plancher avec poutrelles	(92)
Figure IV.9 : Introduction des sections des voiles	(93)
Figure IV.10: Introduction de la section pour la dalle pleine	(93)
Figure IV.11: Affectation des poteaux	(94)
Figure IV.12: Affectation des poutres principale	(94)
Figure IV.13: Affectation des poutres secondaires	(95)

Figure IV.14: Affectation des planchers.....	(95)
Figure IV.15: Affectation des voiles.....	(96)
Figure IV.16: Affectation des dalles pleines.....	(96)
Figure IV.17: Définition des charges	(97)
Figure IV.18: Affectation de la charge G pour les planchers	(97)
Figure IV.19: Affectation de la charge Q pour les planchers	(98)
Figure IV.20: Affectation de la charge G pour la dalle pleine	(98)
Figure IV.21: Affectation de la charge Q pour la dalle pleine	(99)
Figure IV.22: Affectation des données dans le logiciel RPA.....	(99)
Figure IV.23: Affectation des données du RPA dans l'ETABS selon X.....	(100)
Figure IV.24: Affectation des données du RPA dans l'ETABS selon Y.....	(100)
Figure IV.25: Définir l'action sismique.....	(100)
Figure IV.26: Définir des eurocode pour le béton et l'acier.....	(101)
Figure IV.27: Définir le type d'appui de la structure.....	(101)
Figure IV.28: Application des diaphragmes	(102)
Figure IV.29: Vue en 3D de la structure	(102)
Figure IV.30: Visualisation de la structure en MODE 1	(103)
Figure IV.31: Visualisation de la structure en MODE 2	(103)
Figure IV.32: Visualisation de la structure en MODE 3.....	(104)

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Figure V.1 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles.....	(108)
Figure V.2 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques.....	(109)
Figure V.3: La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon xx.....	(109)
Figure V.4 : La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon yy.....	(110)
Figure V.5 : Effort sismique repris par les voiles selon xx.....	(110)
Figure V.6 : Effort sismique repris par les voiles selon yy.....	(111)
Figure V.7 : Les déplacements maximaux selon xx.....	(116)
Figure V.8: Les déplacements maximaux selon yy.....	(116)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....(144)

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Figure VII-1 Périmètre utile des voiles et des poteaux.....(166)

Figure. VII.2.Schémas du panneau.....(167)

Figure.VII.3 : Schéma statique de la nervure.....(170)

Figure.VII.4 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).....(172)

Figure .VII.5 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN).....(172)

Figure.VII.6 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELS (en KN.m).....(173)

Figure. VII.7: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).....(173)

Figure .VII.8. Schéma statique du débord(175)

Chapitre VIII : Étude du mur plaque

Figure. VIII.1 : Le diagramme des contraintes.....(179)

Figure. VIII.2 : Schéma statique du mur plaque.....(180)

ANNEXE 2 : Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés..... (6)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse(16)

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher d'étage courant..(17)

Tableau II.3 : Charge permanente d'un mur extérieur.....(18)

Tableau II.4 : Charge permanente d'un mur intérieur.....(18)

Tableau II.5 : Charge d'exploitation.....(20)

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation.....(20)

Tableau II.7 : Dimension des poteaux.....(21)

Tableau II.8 : Vérification au flambement.....(24)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1.1:Résumé des efforts tranchants pour chaque terrasse..(32)

Tableau III.2.1:Charge permanente du palier.....(46)

Tableau III.2.2:Charge permanente de la volée.....(47)

Tableau III.2.3:Calcul des efforts tranchant à L'ELU.....(48)

Tableau III.2.4: Calcul des moments fléchissant à L'ELU.....(48)

Tableau III.2.5: Calcul des efforts tranchant à L'ELS.....(54)

Tableau III.2.6: Calcul des moments fléchissant à L'ELS.....(54)

Tableau III.5.1 : Charges permanents.....(73)

Tableau III.5.2 : Charge concentrée.....(73)

Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS

Tableau IV.1 : Tableau des charges.....(97)

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Tableau V.1 : Les modes des étages de la structures.....(106)

Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....(107)

Tableau V.3 : Periode et participation massique.....(107)

Tableau V.4 : Tableau donnant les critères de qualités.....(113)

Tableau V.5 : Verification de la force sismique.....(114)

Tableau V.6 : Verification des déplacements relatifs.....(115)

Tableau V.7 : Verification de l'effet $p-\nabla$(117)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.1 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.....(121)

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres principales en travées.....(122)

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.....(123)

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.....(124)

Tableau VI.1.5 : Vérification du ferrailage des poutre principale en travées à L'ELS..(128)

Tableau VI.1.6 : Vérification du ferrailage des poutre principale aux appuis à L'ELS..(128)

Tableau VI.1.7: Vérification du ferrailage des poutre secondaires aux appuis à L'ELS..(129)

Tableau VI.1.8: Vérification du ferrailage des poutre secondaires en travées à L'ELS..(129)

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poteaux transversaux.....(133)

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poteaux longitudinaux.....(134)

Tableau VI.2.3 : Vérification dans le sens transversal.....(137)

Tableau VI.2.4 : Vérification dans le sens longitudinal.....(138)

Tableau VI.2.5 : Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens transversal..(139)

Tableau VI.2.6 : Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens longitudinal..(139)

Tableau VI.3.1 :Ferrailage du voile (VL1).....(149)

Tableau VI.3.2 :Ferrailage du voile (VL2).....(150)

Tableau VI.3.3 :Ferrailage du voile (VL3).....(151)

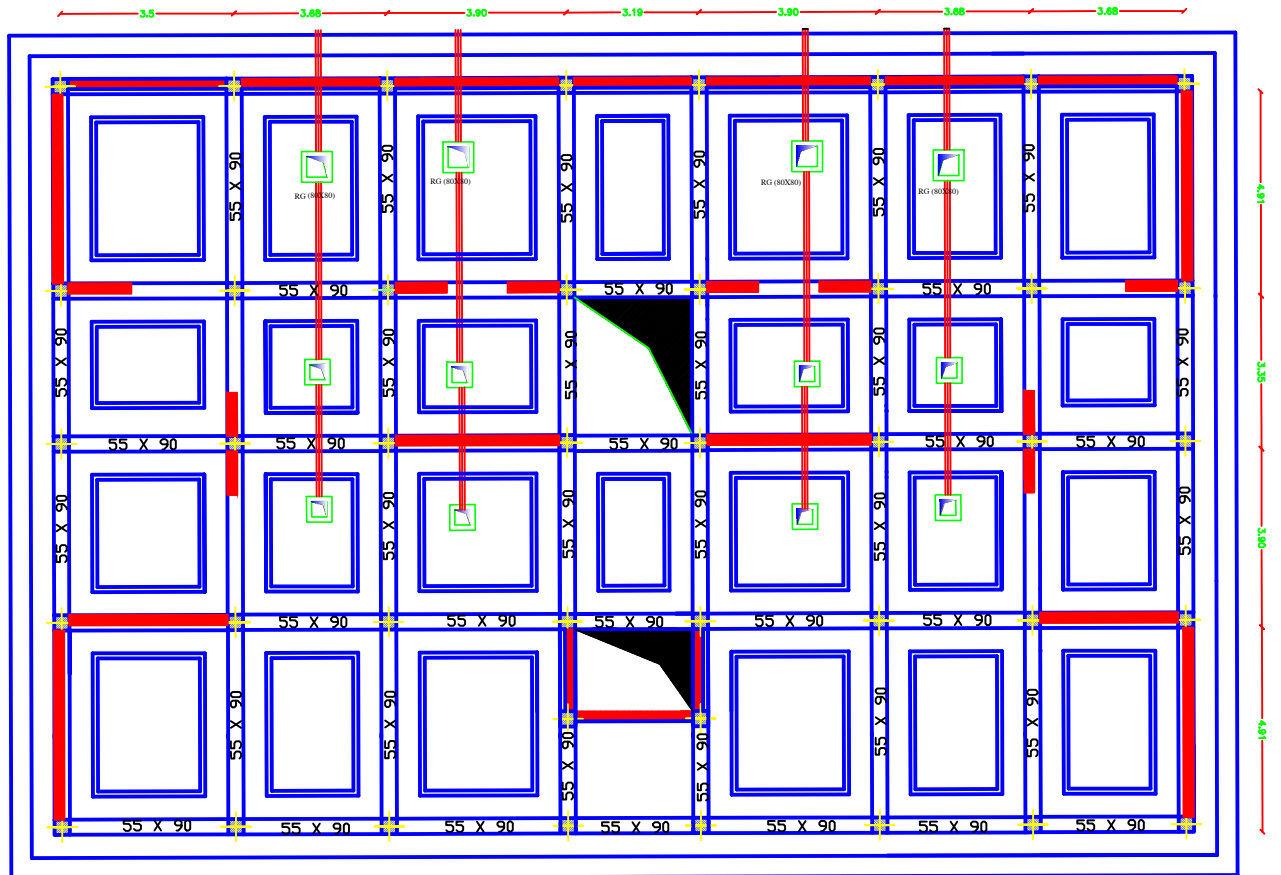
Tableau VI.3.4 :Ferrailage du voile (VL4).....	(152)
Tableau VI.3.5 :Ferrailage du voile (VL5.VL6.VL7).....	(153)
Tableau VI.3.6 :Ferrailage du voile (VT1).....	(154)
Tableau VI.3.1 :Ferrailage du voile (VT2).....	(155)
Tableau VI.3.1 : Ferrailage du voile (VT3).....	(156)

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

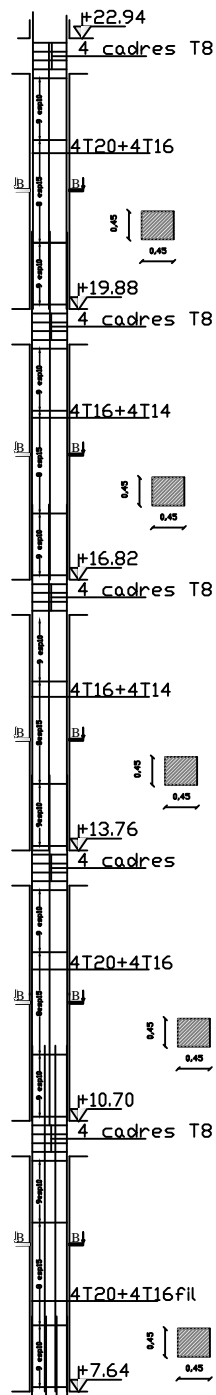
Tableau VII.1 : Surface de semelles continues sous voiles sens longitudinal	(158)
Tableau VII.2 : Surface de semelles continues sous voiles sens transversal	(159)
Tableau VII.3 : Vérification de la stabilité du radier	(165)
Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de rive le plus sollicité.....	(169)
Tableau VII.5 : Ferrailage de panneau intermédiaire le plus sollicité.....	(169)
Tableau VII.6 : Tableau donnant les moments aux appuis	(171)
Tableau VII.7 : Tableau donnant les travées et efforts tranchant a l'ELU	(171)
Tableau VII.8 : Tableau donnant les moments en travée et efforts tranchant à l'ELS.....	(171)

Chapitre VIII : Étude du mur plaque

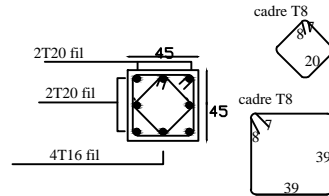
Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur plaque.....	(182)
Tableau VIII.1 : Vérification des contraintes dans le béton a l'ELS	(183)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		Coffrage des fondation	

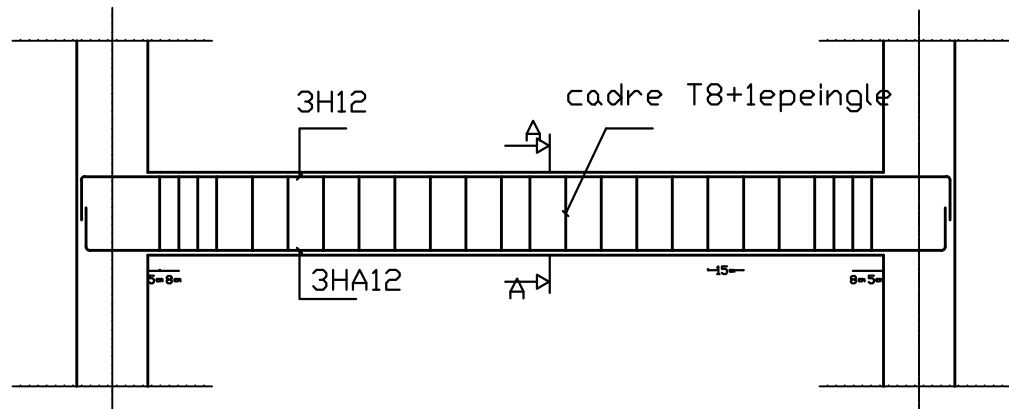


COUPE B-B

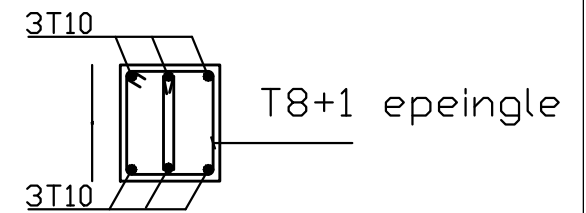


FERRAILLAGE DES POTEUX DE ZONE II

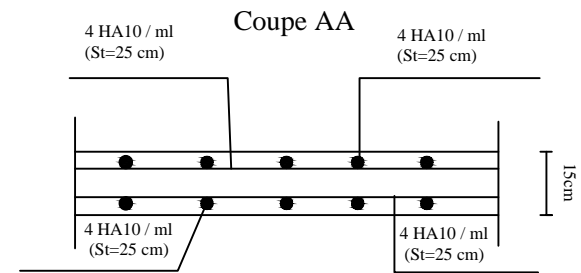
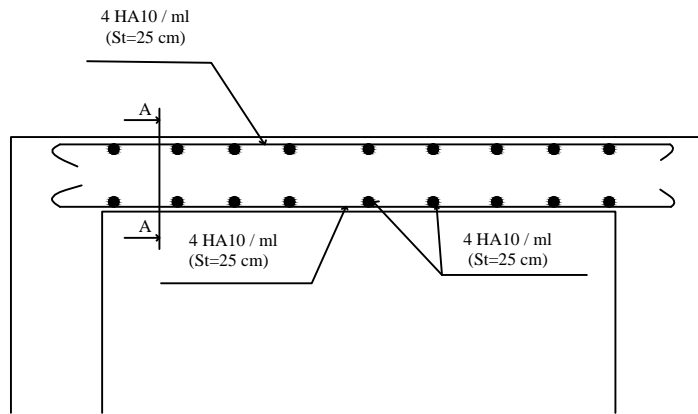
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage des poteaux ZONE II	



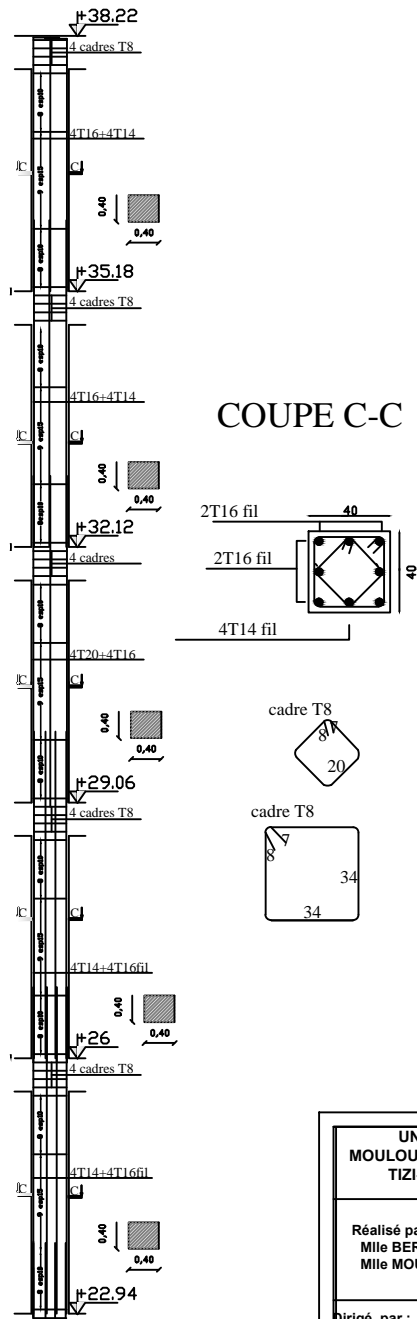
Coupe A A



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage de la poutre palère	



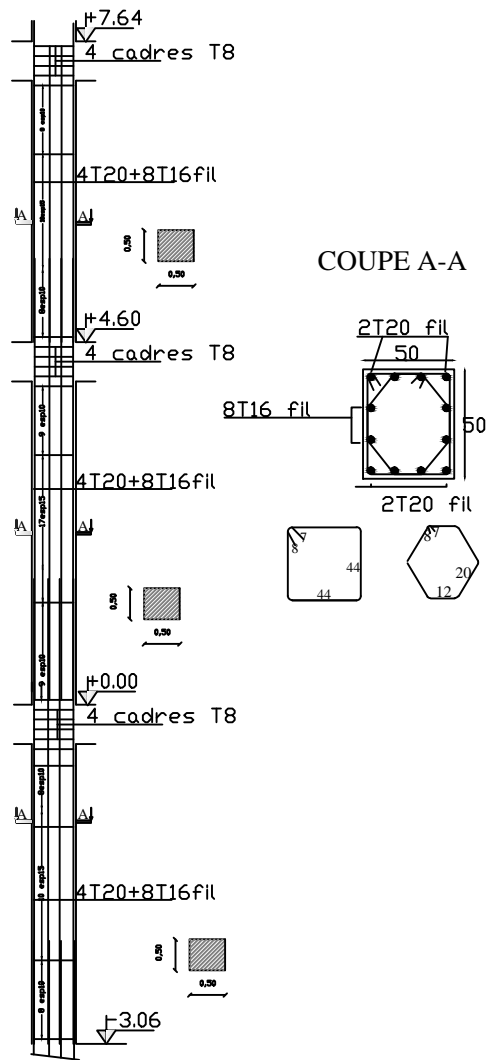
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferraillage de la dalle de la salle machine	



COUPE C-C

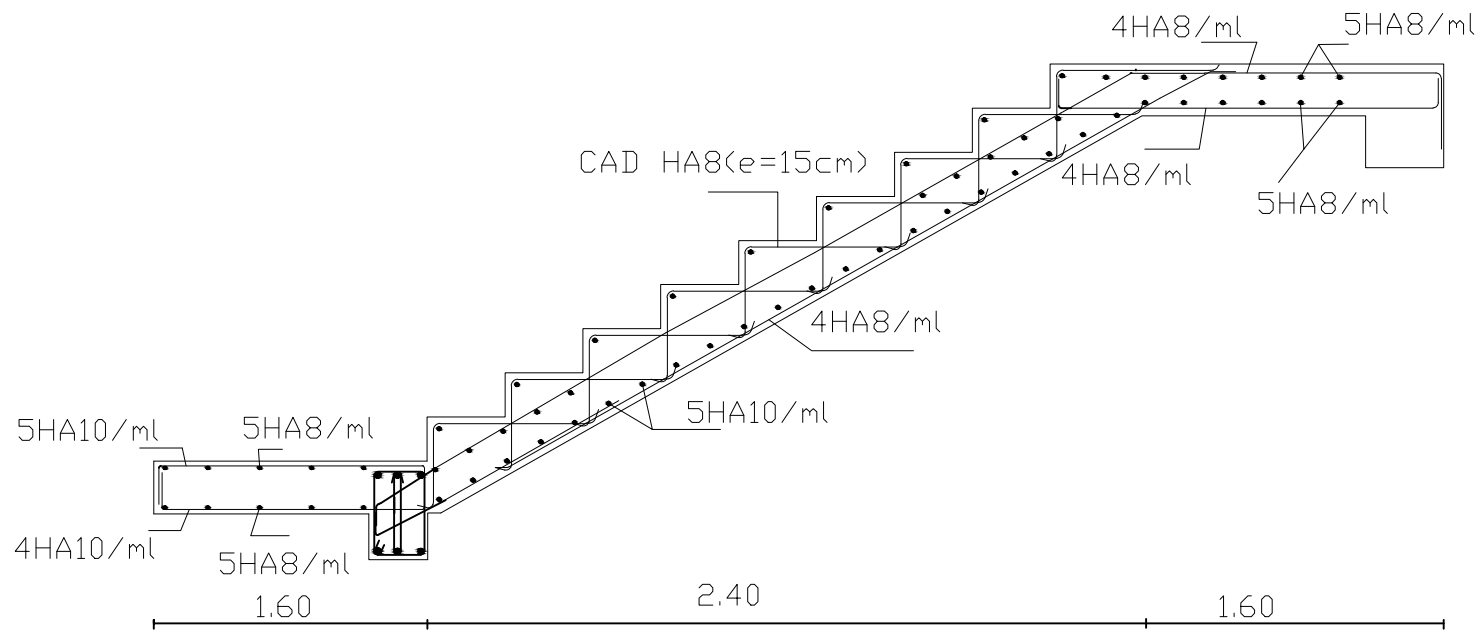
FERRAILLAGE DES POTEUX DE ZONE III

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA	ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOOR	ferrailage des poteaux ZONE III	



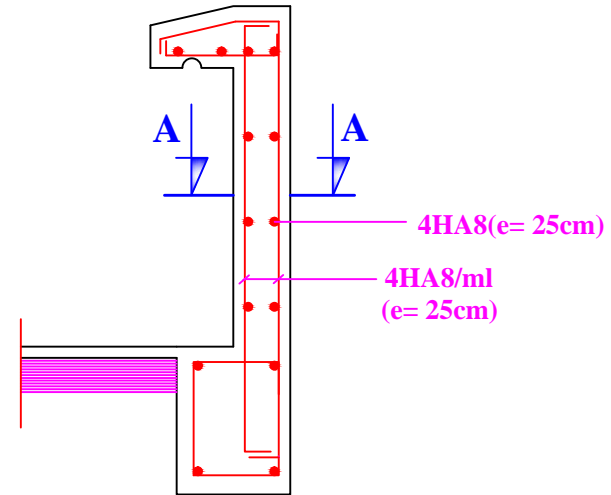
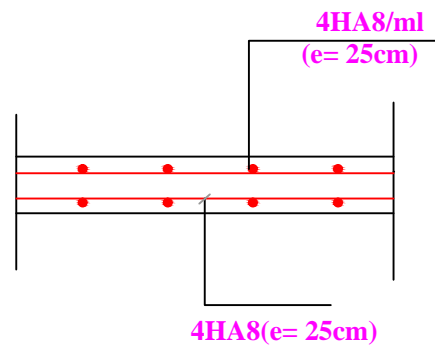
FERRAILLAGE DES POTEUX DE ZONE I

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA	ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR	ferrailage des poteaux ZONE I	

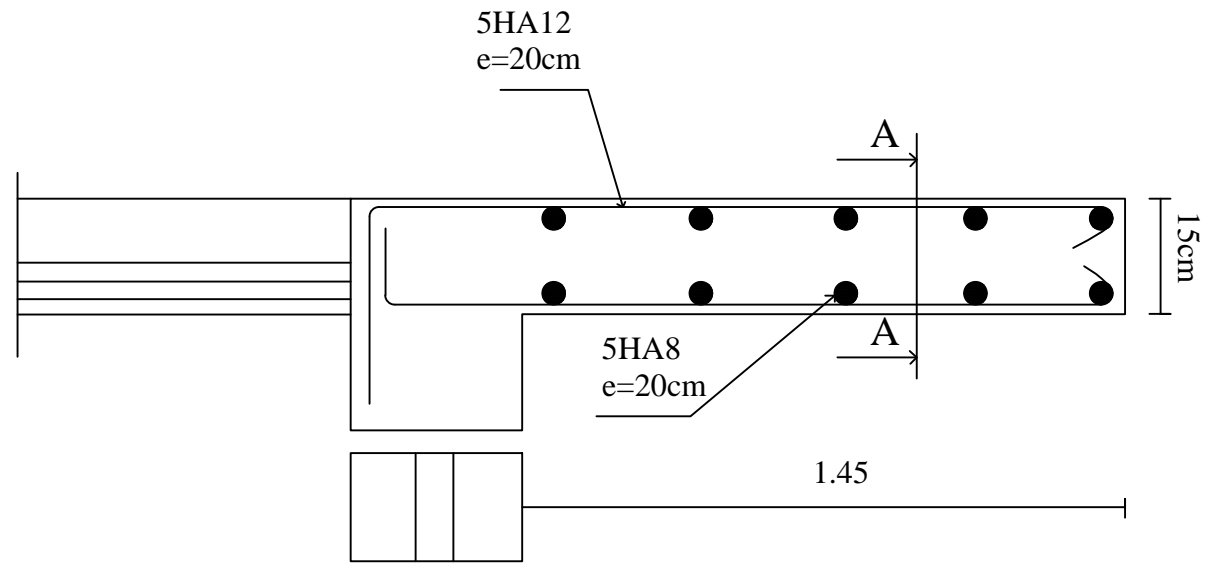


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		Plan de ferrailage des escaliers	

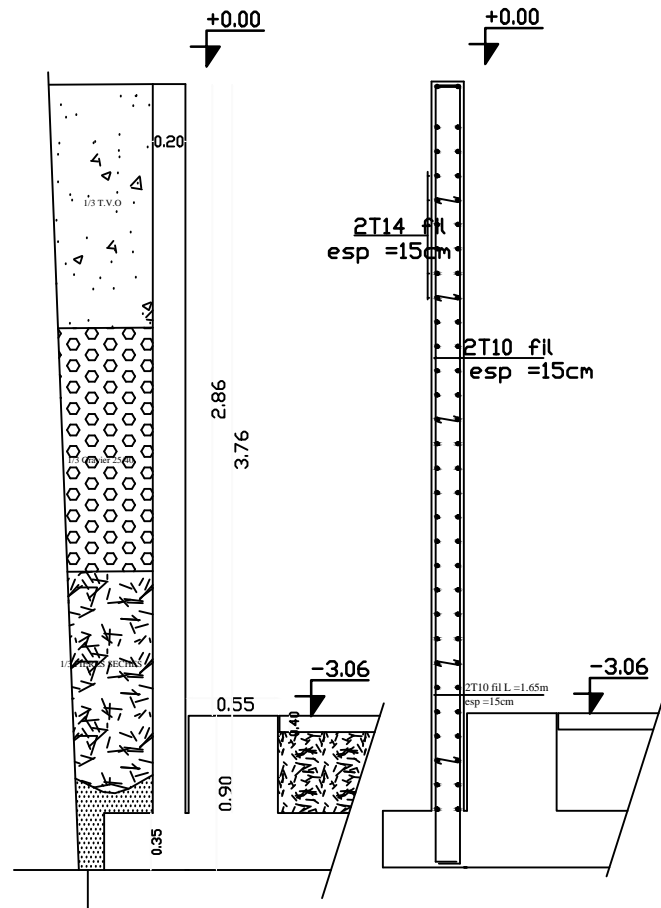
COUPE AA



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage de l'acrotère	

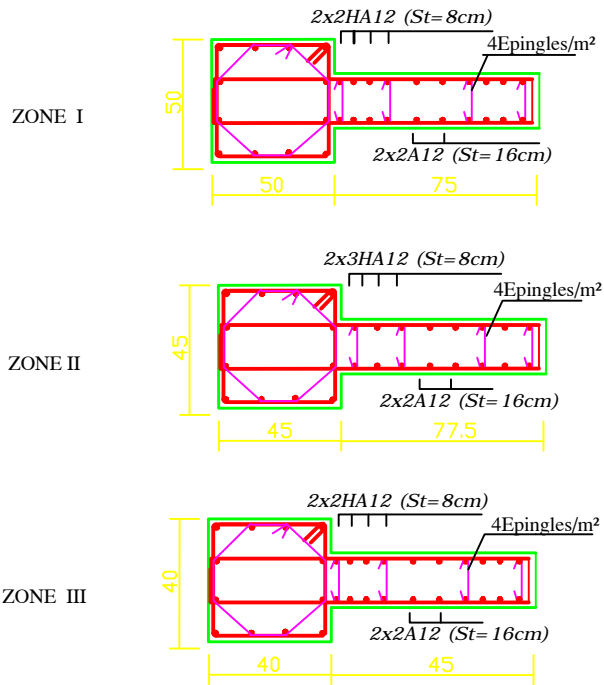


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		Plan de ferrailage du Balcon	



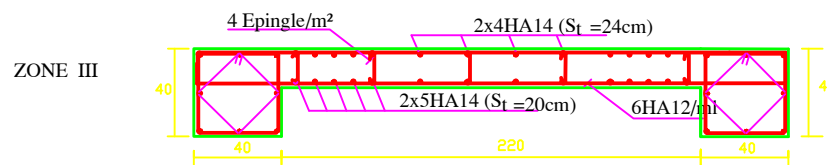
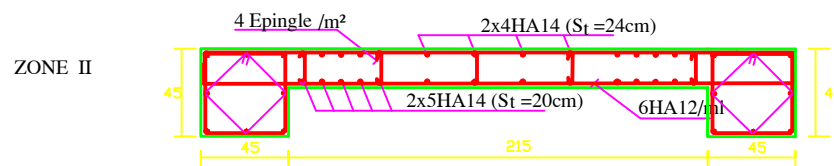
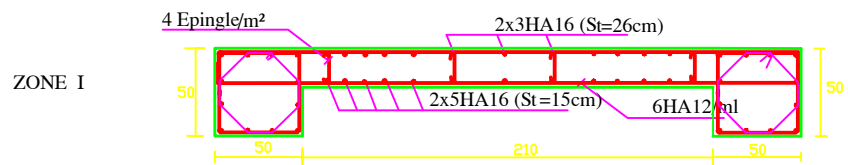
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE	

Voiles VT2



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		FERRAILLAGE DU VOILE VT2	

Voiles VL1



UNIVERSITE
MOULOU D MAMMERRI
TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

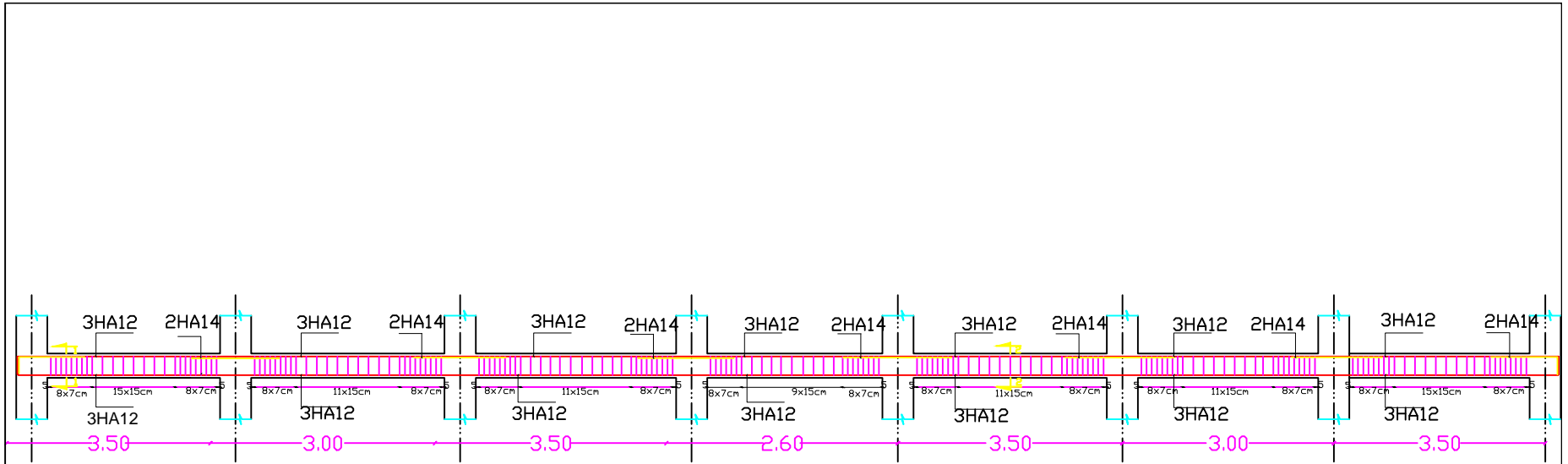
Réalisé par :
Mlle BERKI DALILA
Mlle MOUHEB OURIDA

ECHELLE
1/50

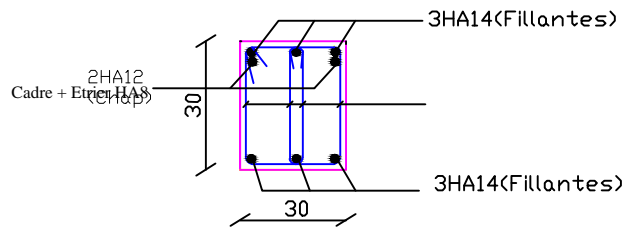
ETUDE D'UN bâtiment
R+11+SS

Dirigé par :
Mlle CHAHOUR

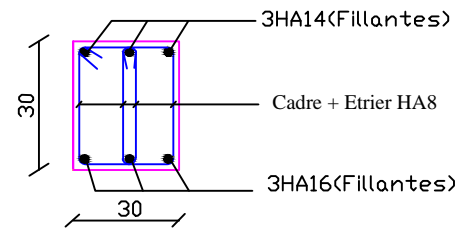
FERRAILLAGE DU VOILE VL1



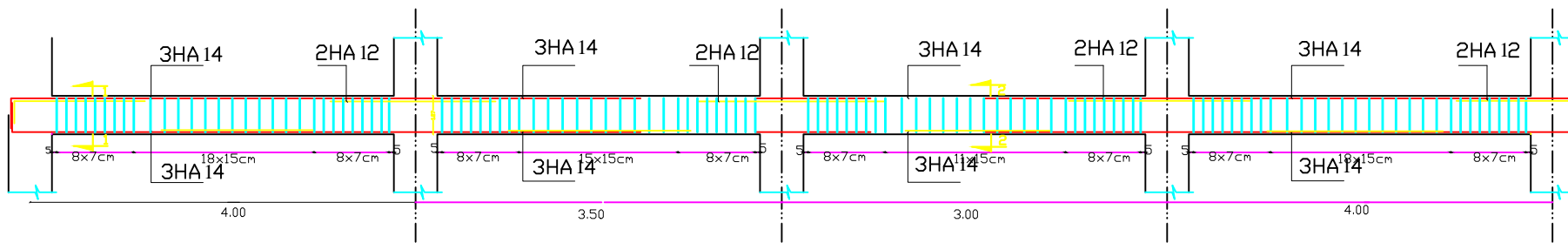
COUPE : 1-1



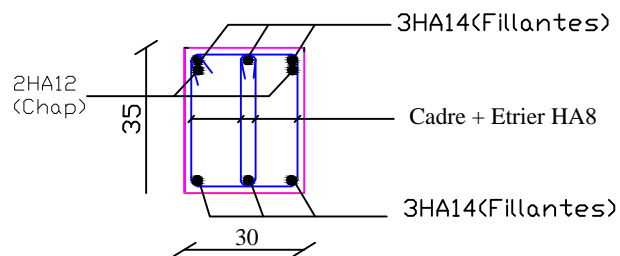
COUPE : 2-2



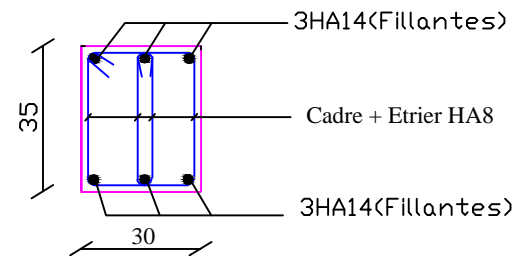
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferraillage des poutres secondaires	



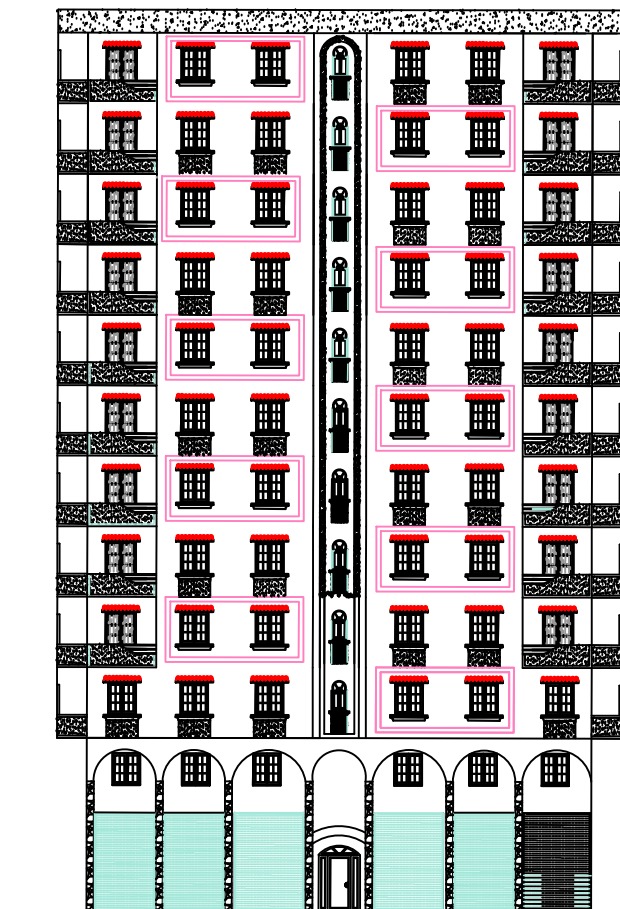
COUPE : 1-1



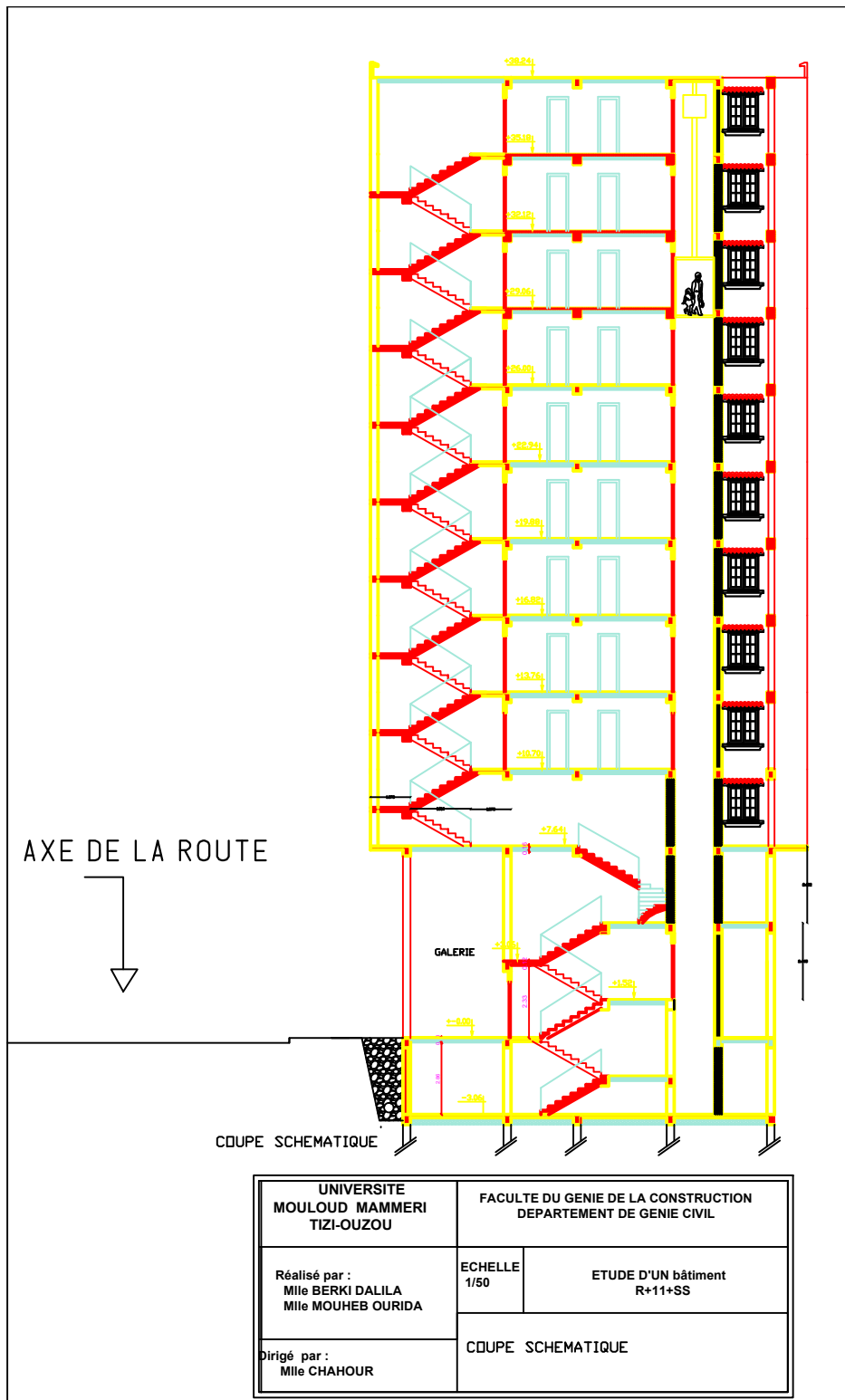
COUPE : 2-2



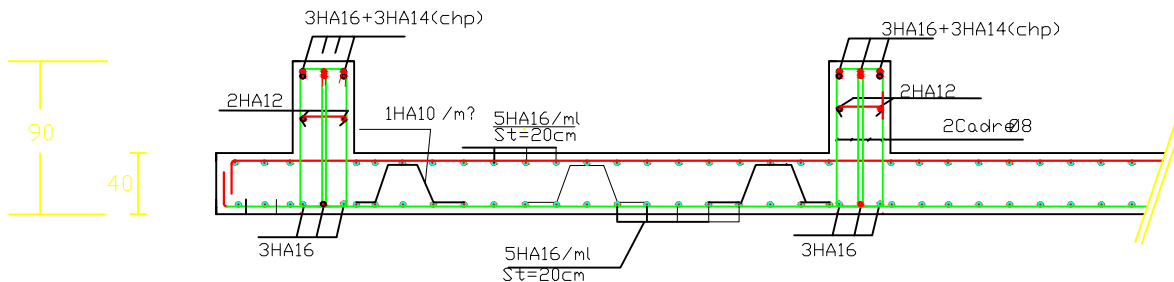
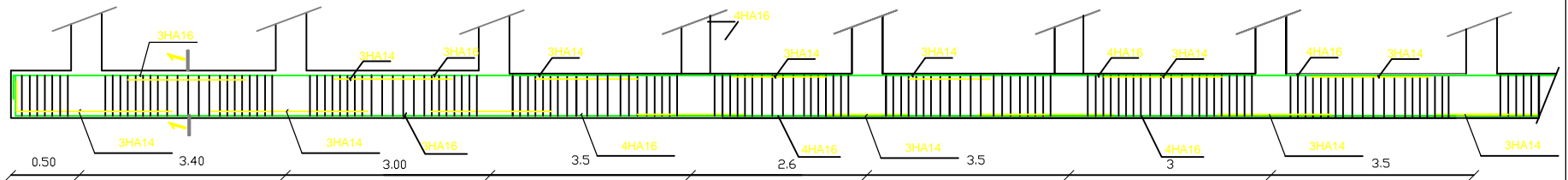
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage des poutres principales	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		FACADE PRINCIPALE	

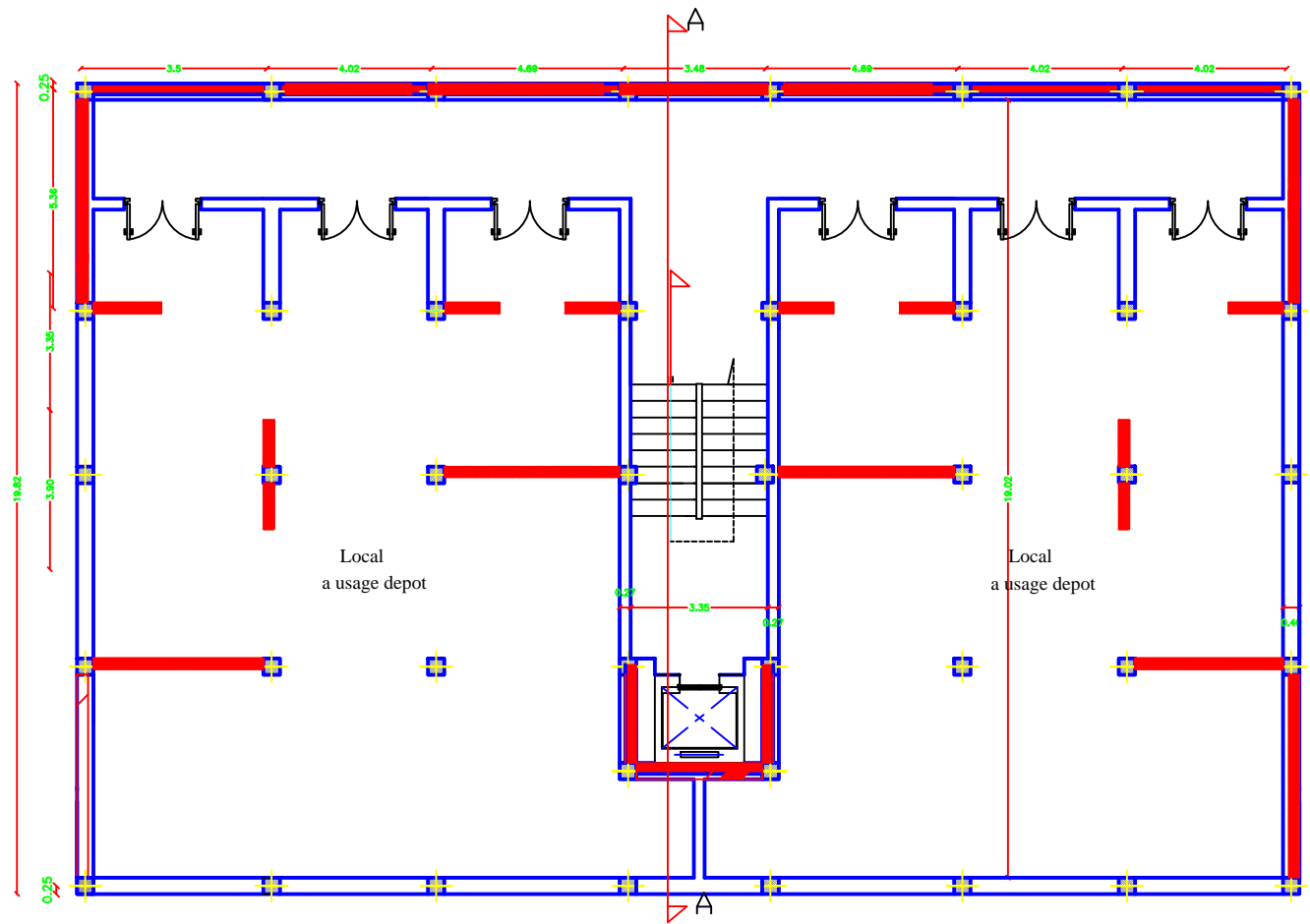


FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 90) sens transversale

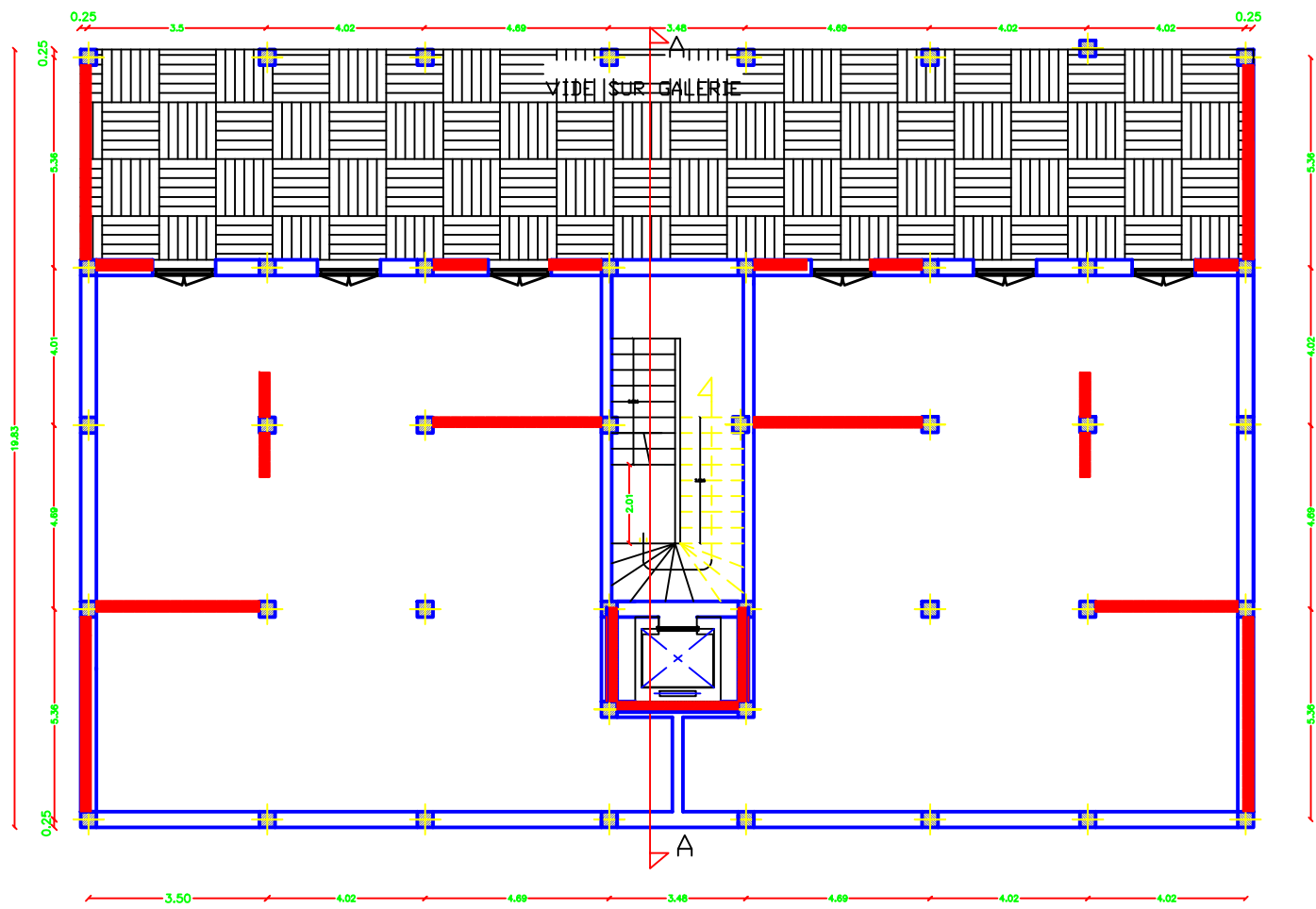


**Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 1-1**

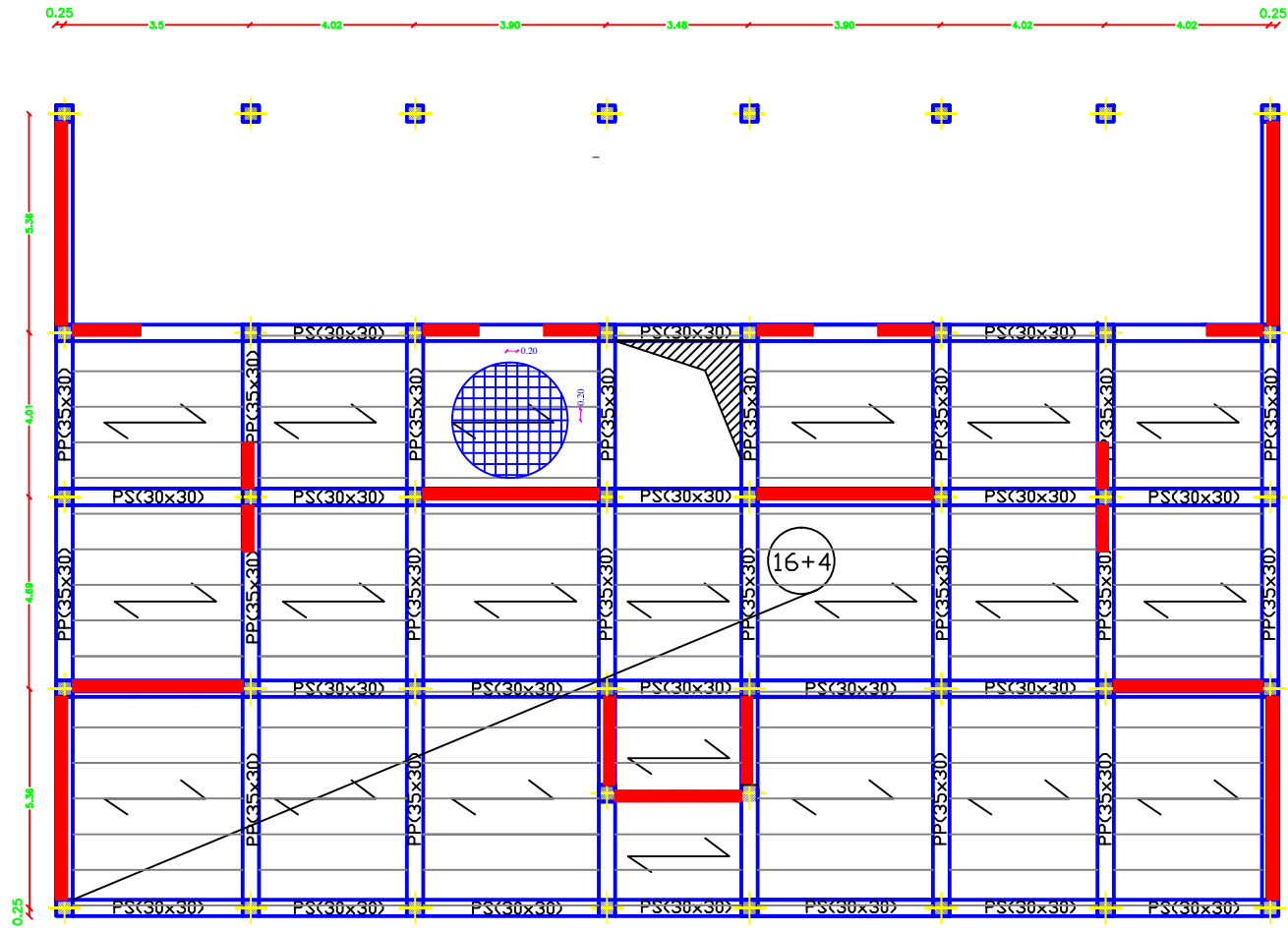
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage du radier sens XX	



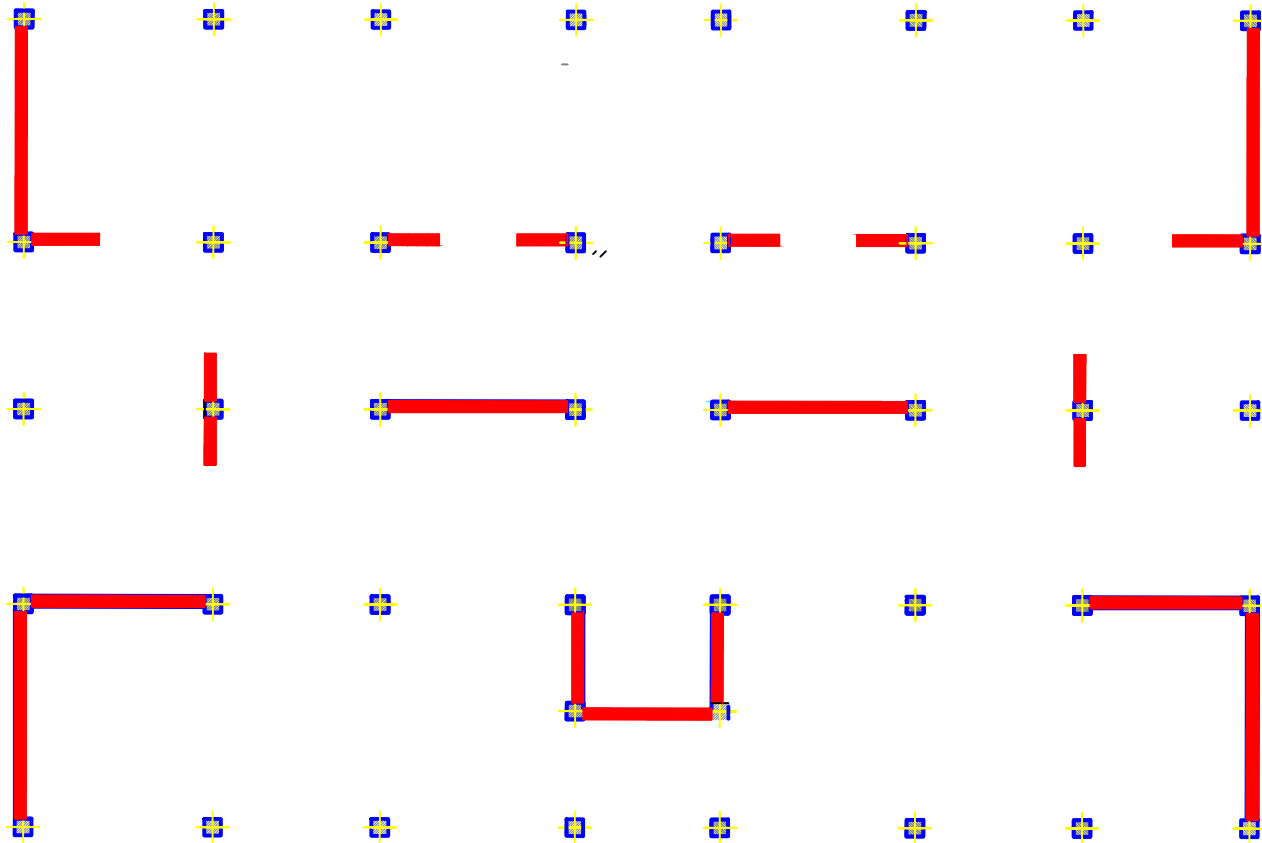
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		PLAN S SOL	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		plan d'etage de service	

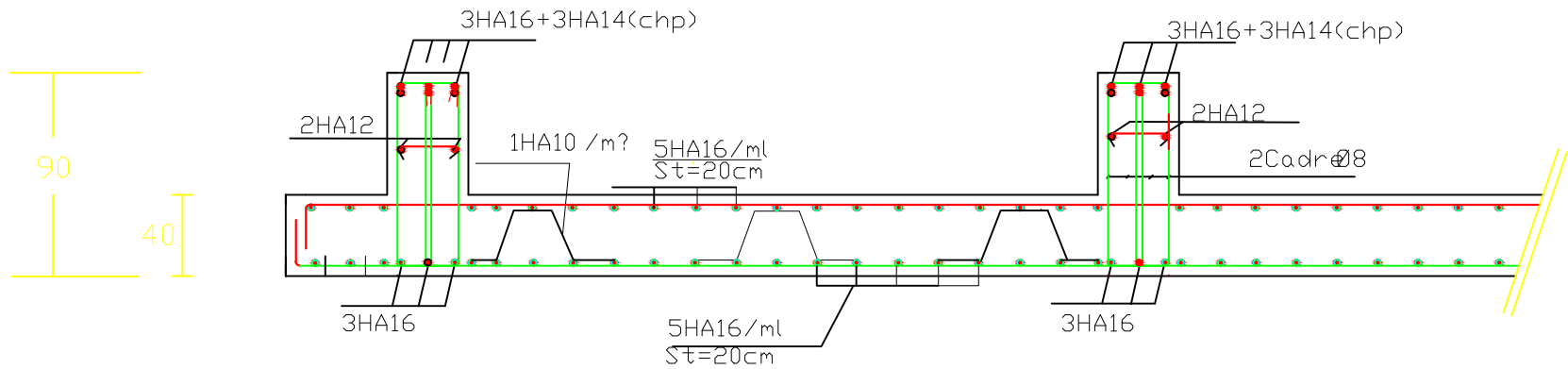
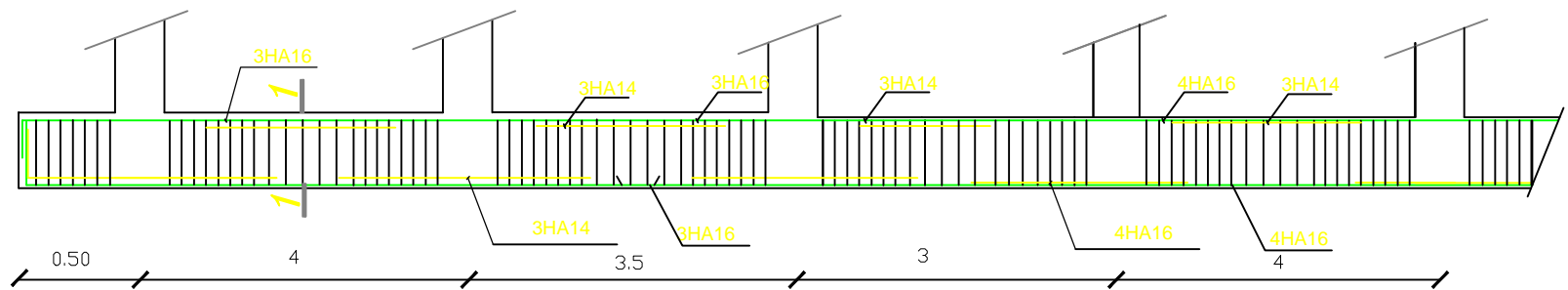


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		plan du coffrage du RDC	



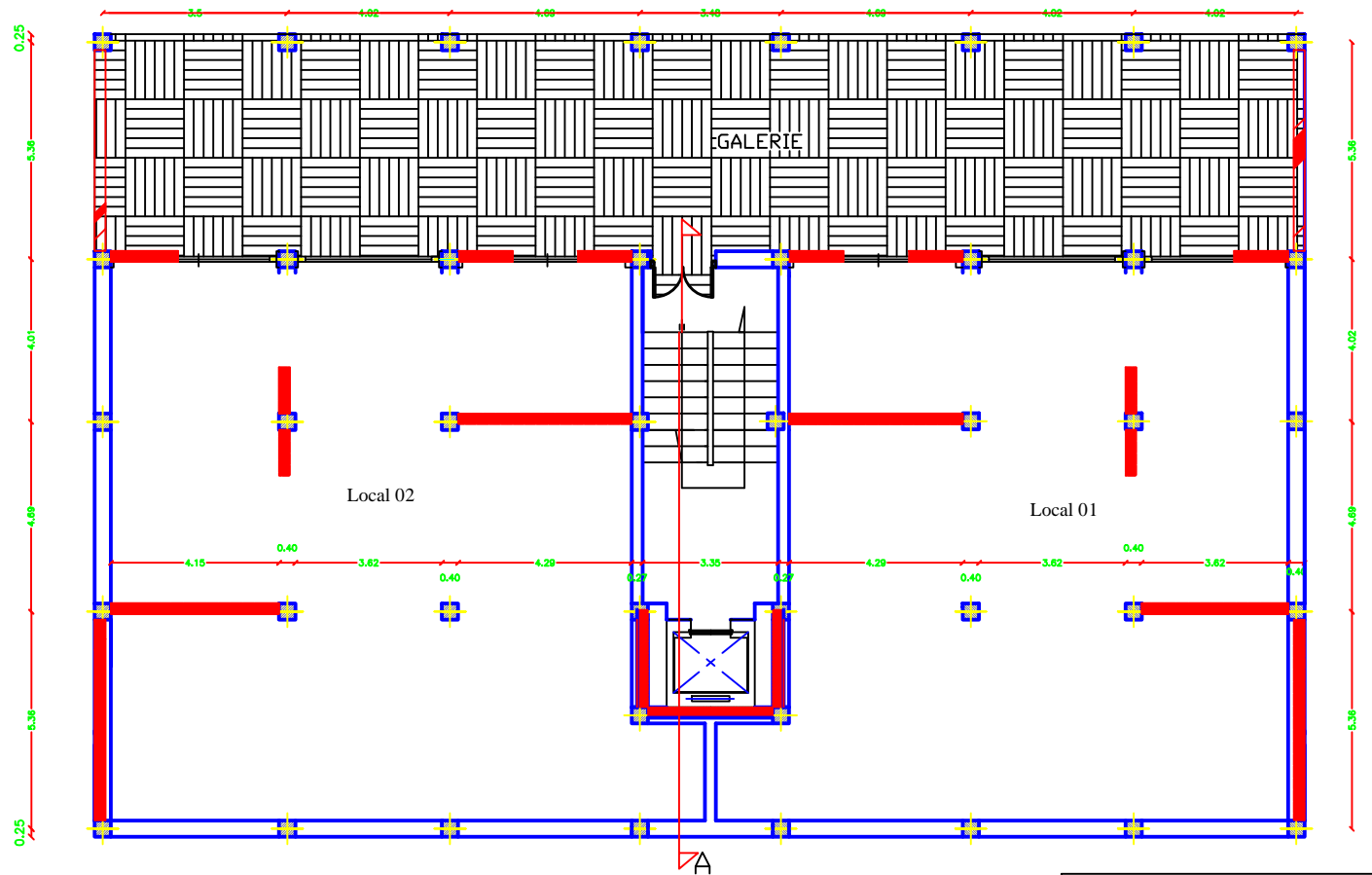
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		DESPOSITION DES VOILES	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 90) sens transversale

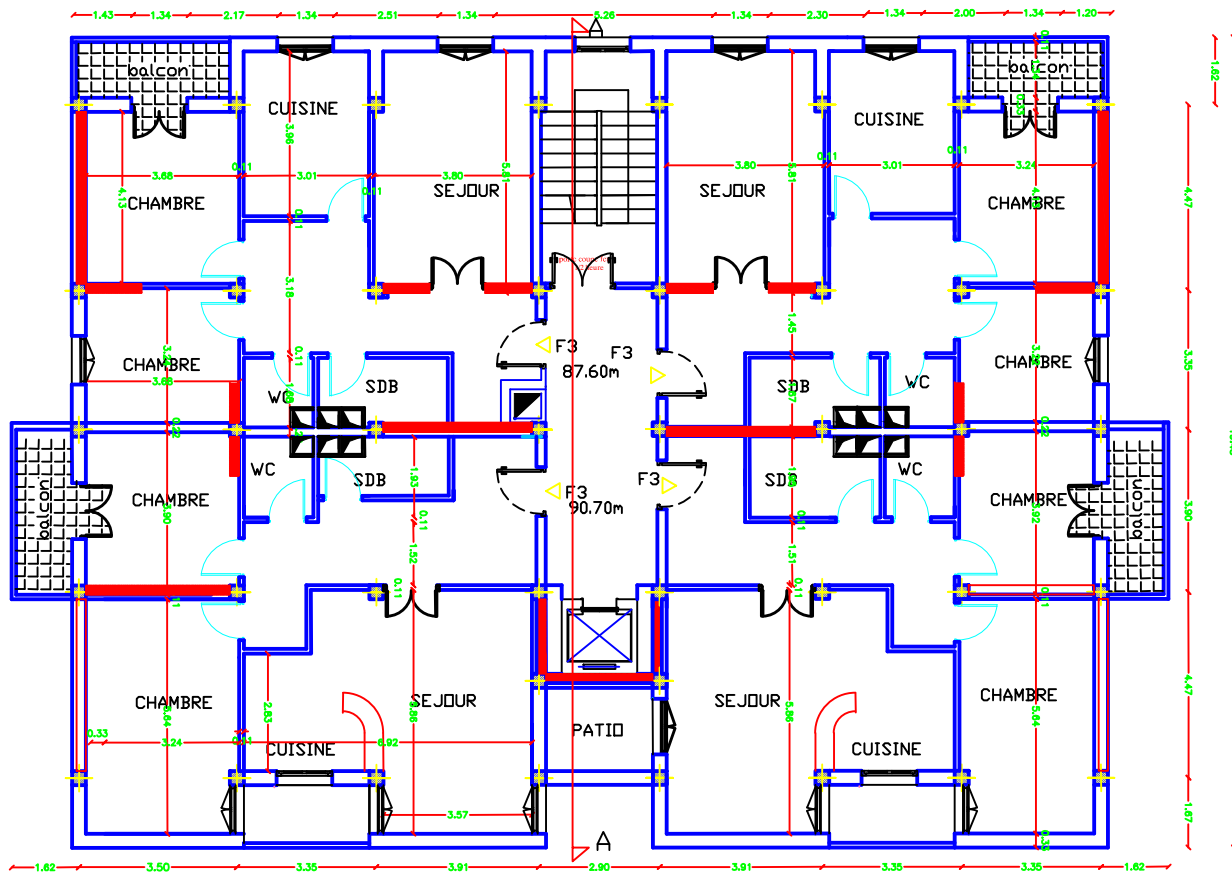


Ferrailage du radier général Sens Y-Y
COUPE 1-1

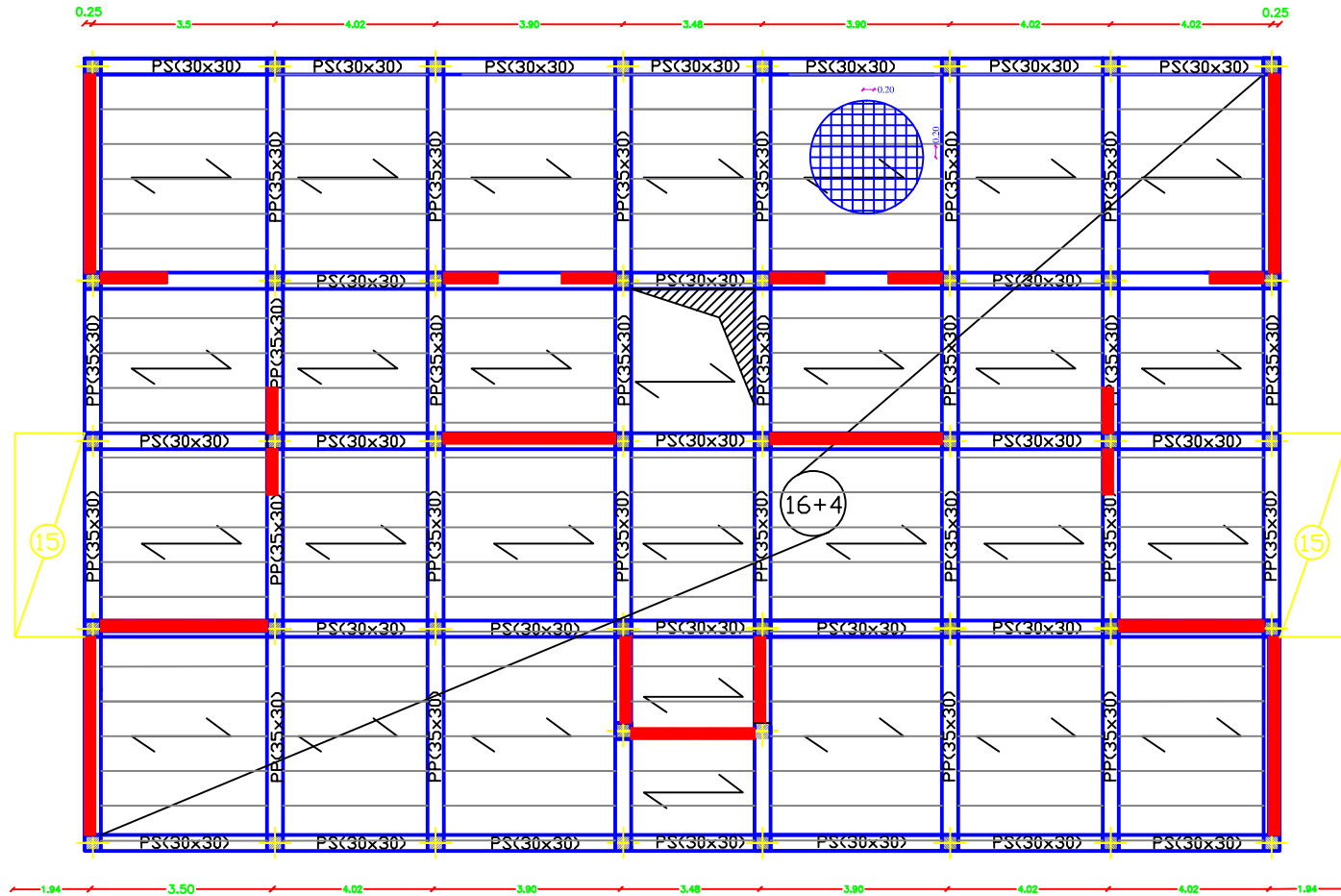
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		ferrailage du radier sens YY	



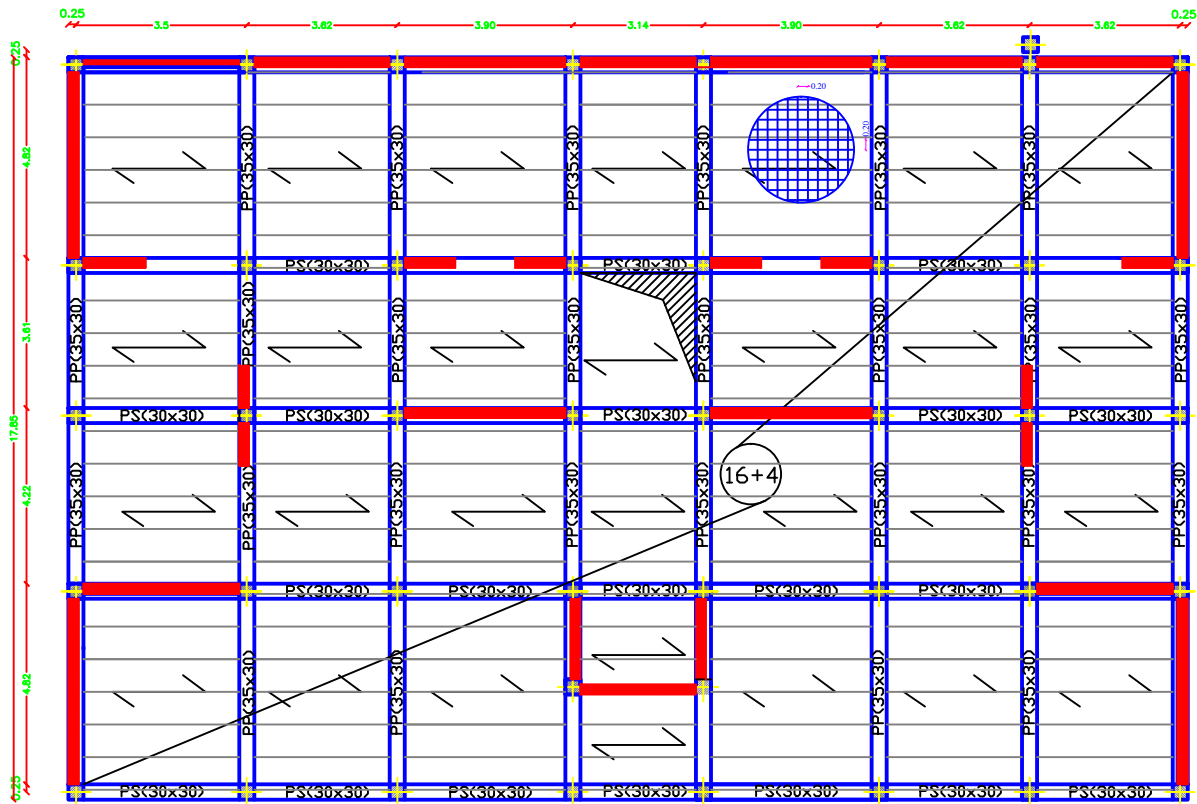
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		PLAN RDC	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		PLAN D ETAGE COURANT	



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE COURANT	



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Réalisé par : Mlle BERKI DALILA Mlle MOUHEB OURIDA		ECHELLE 1/50	ETUDE D'UN bâtiment R+11+SS
Dirigé par : Mlle CHAHOUR		PLAN DE COFFRAGE S/SOL	