

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 civile et industrielle.*

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10) + s.sol à usage
d'habitation et service commercial.
Application du logiciel « Robot »*



Etudié par : M^r KAREB LYES

Dirigé par : M^r R. MEHADDENE

M^r HANIS MUSTAPHA

2015/2016



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 Mr MEHADDENE 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 GENIE 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 fiancée qui a été à mes côtés et ma soutenu durant tout mes études, et a ma très chère mère qui na jamais cessez d'être la pour moi, 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. KHALLED E FARIZA*

✚ *A toute La famille KAREB sans exception.*

✚ *A LA famille BELAMEN : NADJET, NAWAL, ZINA
SOUHILA, NADIA*

✚ *A ma bien aime : BELAMEN NADJET*

✚ *A tous mes amis .*

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

Lyes.

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 sœurs et leur marie*

✚ *A mon frere nadir*

✚ *A mes très chers nièces : ANAIS , CELIA ,*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis : JEGOURTHA , GHILAS, LYES , REMDANE*

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

Mustapha

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.....24

III.2 Calcul des escaliers45

III.3 Calcul de la poutre palière63

III.4 Calcul de l'acrotère.....76

III.5 Calcul des balcons.....83

III.6 Calcul de la salle machine89

Chapitre IV : présentation du logiciel Robot98

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA.....124

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 Ferrailage des poutres.....136

VI.2 Ferrailage des poteaux.....149

VI.3 Ferrailage des voiles161

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....178

Chapitre VIII : Étude du voile périphérique211

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+10 + 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.

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+10 + un sous-sol) à usage multiple (habitation et commerce). Cet ouvrage est implanté dans 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 + 1^{er} étage à usage commercial
- 2^{ème} étage à usage bureautique (service).
- De huit (08) étages à usage d'habitation.
- D'une cage d'ascenseur.
- 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 :

Hauteur total du bâtiment.....	H= 34,56 m.
Hauteur du sous-sol	H= 3.06 m.
Hauteur du RDC	H= 3,96 m.
La hauteur de la salle machine	H= 3,06 m.
Hauteur d'étage courant	H= 3,06 m.
Hauteur de l'acrotère	H= 0,6 m .
Longueur total du bâtiment	L= 25,00 m .
Largeur total du bâtiment	L= 17,55 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 et 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.

I.3.4 Acrotère :

Il est en béton armé, 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 armé 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 :
 $L = 10 + 5 + 10 = 25 \text{ cm.}$
- 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.3.9 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 : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

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

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

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

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

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

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

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

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa, en situation courante.} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa, en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

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

- Fissuration peu nuisible : BAEL91 Art 4.5, 32

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

- Fissuration préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 33

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

- Fissuration très préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 34

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

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 :

$c = 3 \text{ cm}$, pour les éléments exposés aux intempéries.

$c = 2 \text{ cm}$, 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 ROBOT « AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL ». 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).

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.

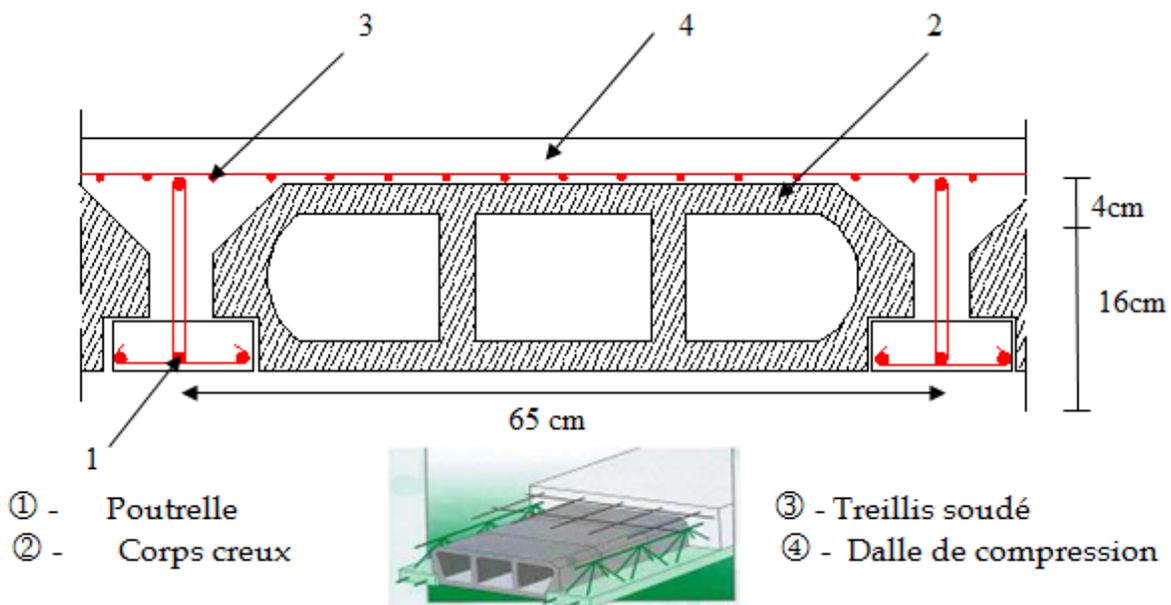


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

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 : $L_x = 1.16$ m et $L_y = 3.10$ m

On aura : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.16}{3.10} = 0.374 \quad \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens, son épaisseur est déterminée comme suit :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{116}{20} = 5.8 \text{ cm, d'où : } \boxed{e = 6 \text{ cm}}$$

Etude du 2eme cas (la salle machine) :

Données : $L_x = 1.62$ m et $L_y = 1.69$ m.

On aura : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.62}{1.69} = 0.958 \quad 0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.958 \leq 1$

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

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{162}{30} = 5.4 \text{ cm, d'où : } \boxed{e = 6 \text{ cm}}$$

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 : $h/b \leq 4$. 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 :

$$L_{\max} = 425 - 40 = 385 \text{ cm} \implies \frac{385}{15} < h \leq \frac{385}{10} \implies 25.66 \text{ cm} < h \leq 38.5 \text{ cm}.$$

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 :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \implies \frac{370}{15} < h \leq \frac{370}{10} \implies 24.66 < h \leq 37$$

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 :

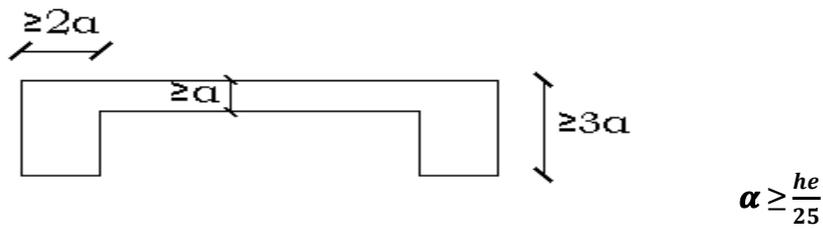
Poutres principales : (30×35) cm².

Poutres secondaires : (30×30) cm².

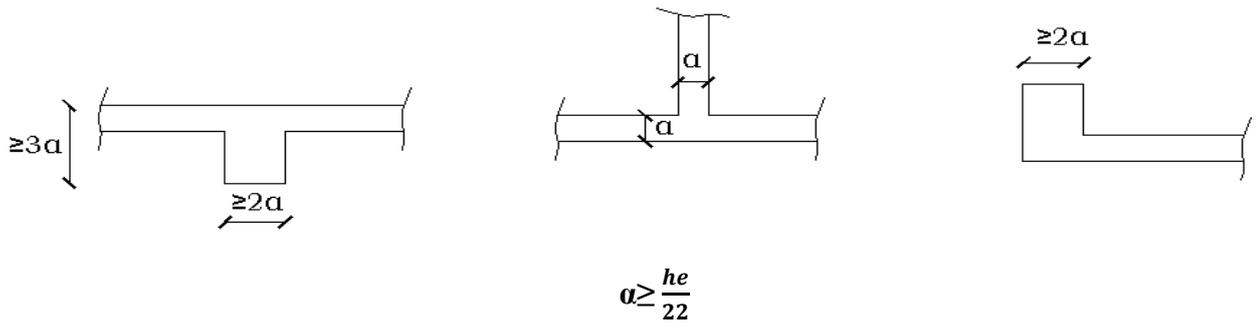
II.4 Les voiles :

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

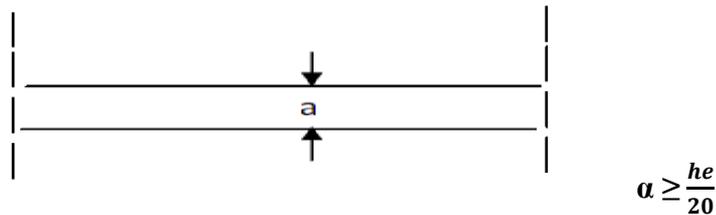


Figure II.2: Coupe des voiles en plan.

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

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).

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

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

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.

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

Largeur des voiles :

$$L \geq 4a$$

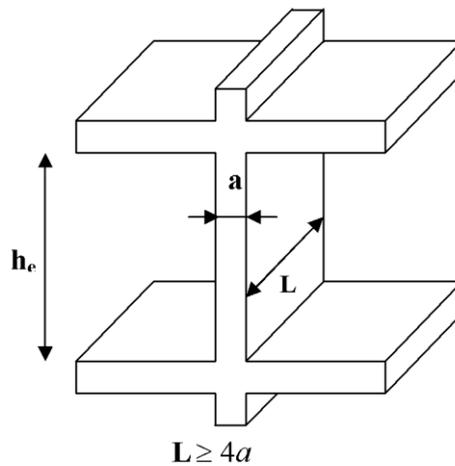


Figure II.3: Coupe de voile en élévation

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 : $l_{\min} = 280 \text{ cm} \geq 4e \implies$ **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.

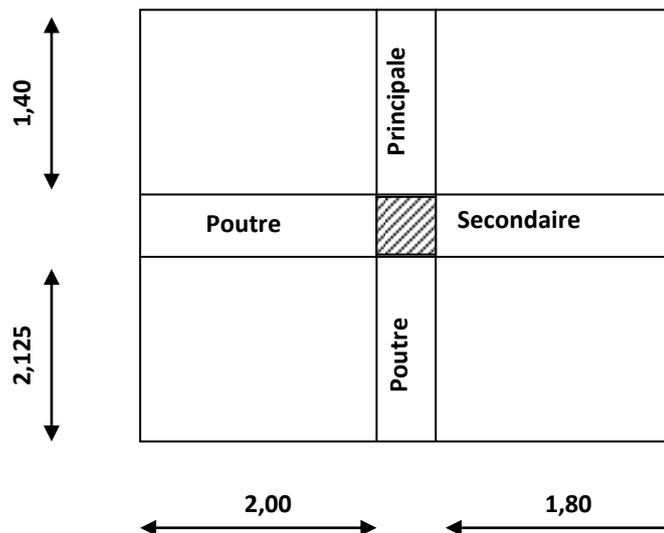


Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

- **Section nette:**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.40 \times 2.00) + (1.80 \times 1.40) + (2.125 \times 2.00) + (2.125 \times 1.80) = 13.395 \text{ m}^2$$

- **Section brute :**

$$S = 4.10 \times 3.925 = 16.0925 \text{ m}^2$$

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 :

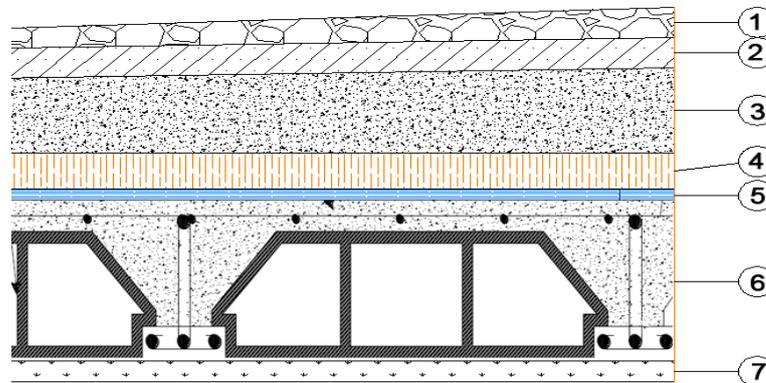


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

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 :

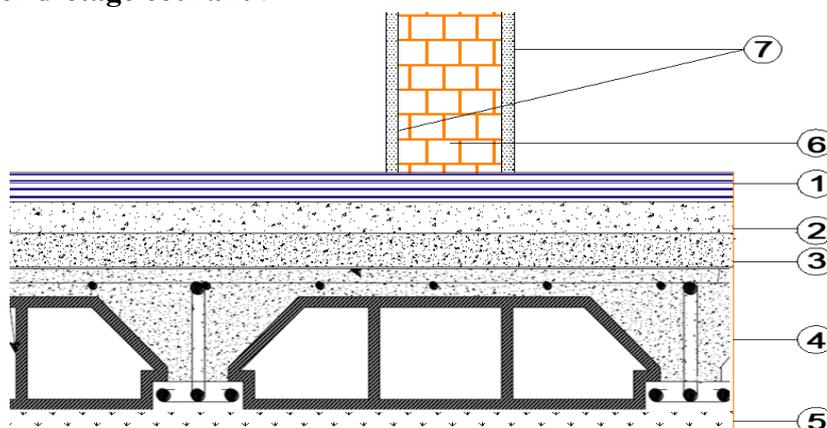


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

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

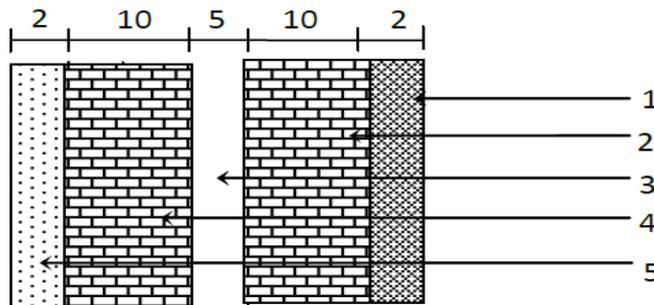


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	2	0.36
2- Brique creuse intérieur	10	0.90
3- lame 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

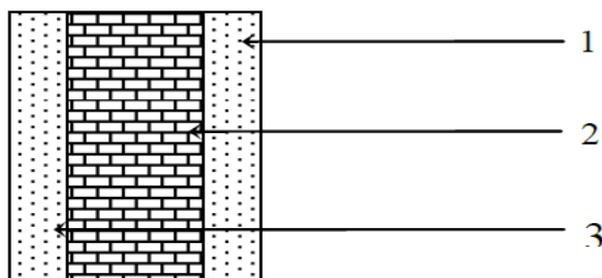


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

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 :

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

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

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

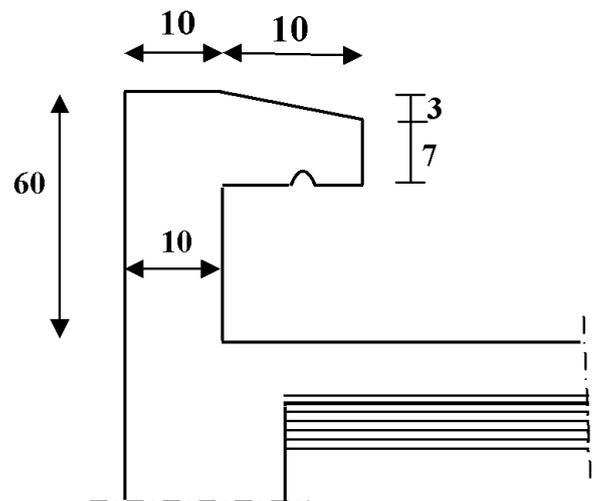


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

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 :

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.40 + 2.125) = 9.253 \text{ kN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (1.80 + 2.00) = 8.55 \text{ kN}$$

$$\text{Poids total: } P = P_{pp} + P_{ps} = 9.253 + 8.55 = 17.803 \text{ kN}$$

➤ **Poids des poteaux Sous Sol+étage courant :**

$$Pp = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 9.18 \text{ kN}$$

➤ **Poids des poteaux RDC :**

$$Pp = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.42 = 13.26 \text{ kN}$$

➤ **Poids des planchers :**

▪ Plancher terrasse inaccessible :

$$Ppt = G \times S = 5.83 \times 13.395 = 78.092 \text{ kN}$$

▪ Plancher d'étage courant :

$$Ppc = G \times S = 5.66 \times 13.395 = 75.815 \text{ kN}$$

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	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 : $Q \times S = 2.5 \times 13.395 = 33.49 \text{ KN}$

Rez-de-chaussée: $Q \times S = 5 \times 13.395 = 66.975 \text{ KN}$

Etage de service:..... $Q \times S = 2.5 \times 13.395 = 33.49 \text{ KN}$

Etage courant:..... $Q \times S = 1.5 \times 13.395 = 20.09 \text{ KN}$

Terrasse..... $Q \times S = 1.0 \times 13.395 = 13.395 \text{ KN}$

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
10	Q_0	13.395
9	$Q_0 + Q_1$	33.49
8	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	51.57
7	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	67.64
6	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	81.70
5	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	93.76
4	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	103.8
3	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	113.80
2	$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	133.02
1	$Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	151.87
RDC	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	191.88
SS	$Q_0 + 0.636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	209.33

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

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal	Section (cm ²)	
	<i>G</i> _{plancher}	<i>G</i> _{pout}	<i>G</i> _{pot}	<i>G</i> _{tot}	<i>G</i> _{cum}	<i>Q</i> _{planch}	<i>Q</i> _{cum}	<i>N</i> _s = <i>G</i> + <i>Q</i>	<i>S</i> <i>trouvé</i>	<i>S</i> <i>adopté</i>
10	78.09	17.8	0	95.89	95.89	13.395	13.395	109.29	72.86	35x35
9	75.82	17.8	9.18	102.8	198.69	20.09	33.49	232.18	154.79	35x35
8	75.82	17.8	9.18	102.8	301.49	20.09	53.58	355.07	236.71	35x35
7	75.82	17.8	9.18	102.8	404.29	20.09	73.67	477.96	318.64	35x35
6	75.82	17.8	9.18	102.8	507.09	20.09	93.76	600.85	400.57	40x40
5	75.82	17.8	9.18	102.8	609.89	20.09	113.85	723.74	482.49	40x40
4	75.82	17.8	9.18	102.8	712.69	20.09	133.94	846.63	564.42	40x40
3	75.82	17.8	9.18	102.8	815.49	20.09	154.03	969.52	646.35	40x40
2	75.82	17.8	9.18	102.8	918.29	33.49	187.52	1105.81	737.21	45x45
1	75.82	17.8	9.18	102.8	1021.09	33.49	221.01	1242.1	828.07	45x45
RDC	75.82	17.8	13.26	106.88	1127.97	66,975	287.98	1415.95	943.96	45x45
SS	75.82	17.8	9.18	102.8	1230.77	33.49	321.47	1552.24	1034.82	45x45

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.

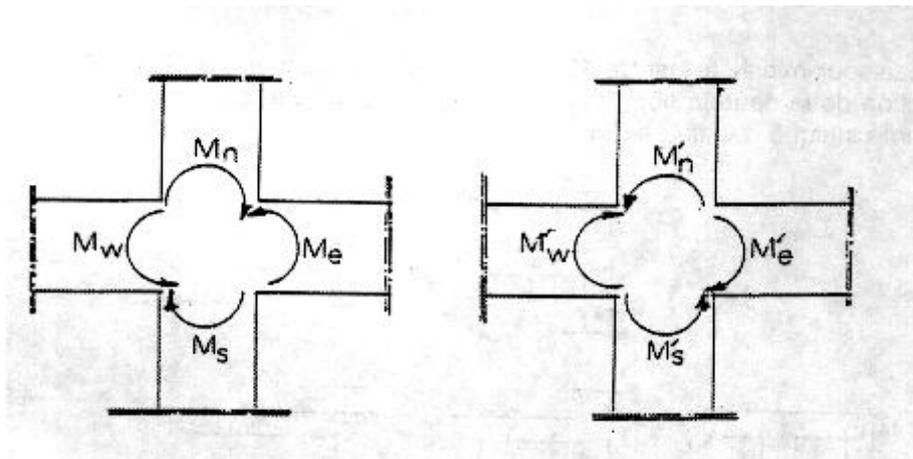


Figure II.10 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

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

On a $\sigma = \frac{M \times V}{I}$ $\longrightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V}$ 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 : $(I_n + I_s) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \times \frac{1}{h_{pout}}$

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

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

$$15187.5 \geq 7656.25 \text{ vérifiée}$$

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

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

$$10666.66 \geq 7656.25 \text{ vérifiée}$$

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 (45x45),	condition vérifiée.
	Min (40x40),	condition vérifiée.
	Min (35x35),	condition vérifiée.

- $Min\ b, h > \frac{he}{20}$ \implies Min (35x35) $> \frac{286}{20} = 14.3$ condition vérifiée.
- $Min\ b, h > \frac{he}{20}$ \implies Min (35x35) $> \frac{396}{20} = 19.80$ condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ \implies $\frac{l}{4} < \frac{35}{35} < 4$ 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 $i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \frac{B}{\sqrt{12}}$

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	10=3.96
Section de poteau [cm ²]	35x35	40x40	45x45	45x45
λ	21.20	18.55	16.49	21.33

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.

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].

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

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

Avec : **e=20cm**

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

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

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

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

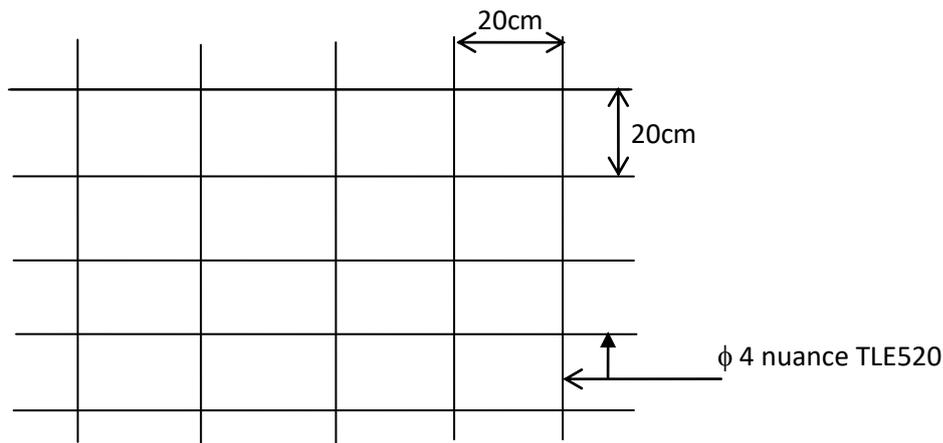


Figure III.1.1 : Treillis soudés (20×20)cm²

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

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids du corps creux

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids total

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

➤ 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**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures**

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

$$\frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} \cdot 10^{-3} = 7.34 > 0.394$$

$$\mu > \mu_1 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

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, encadrée 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

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

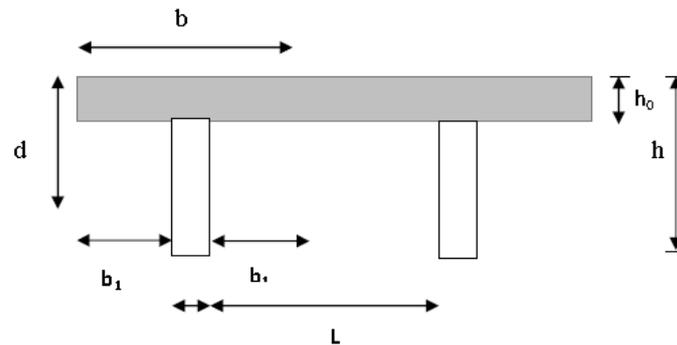


Figure III.1.2 : dimensions de la poutrelle

_ plancher à usage commercial RDC le plus défavorable et l'étage courant

➤ Chargements :

Charge permanente $G = 5.66 \times 0.65 = 3.68 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation $Q_{\text{rdc}} = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ kN/ml}$

$Q_{\text{etage}} = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison d'action

▪ **ELU** : $qu = 1.35 \times 3.68 + 1.5 \times 3.25 = 9.84 \text{ kN/ml}$

▪ **ELS** : $qs = 3.68 + 3.25 = 6.93 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison d'action

▪ **ELU** : $qu = 5.96 \text{ kN/ml}$

▪ **ELS** : $qs = 4.31 \text{ kN/ml}$

➤ 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

$$Q = 3.25 \text{ kN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3.68 = 7.36 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- 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 : $(\frac{3.2}{4}, \frac{4}{3.6}, \frac{3.6}{3.1}, \frac{3.1}{3.6}, \frac{3.6}{4}, \frac{4}{3.2}) = (0.8 ; 1.111 ; 1.161 ; 0.861 ; 0.9 ; 1.25)$

$0.8 < (1.346 ; 0.75) < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougine art 3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

• M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.
 Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

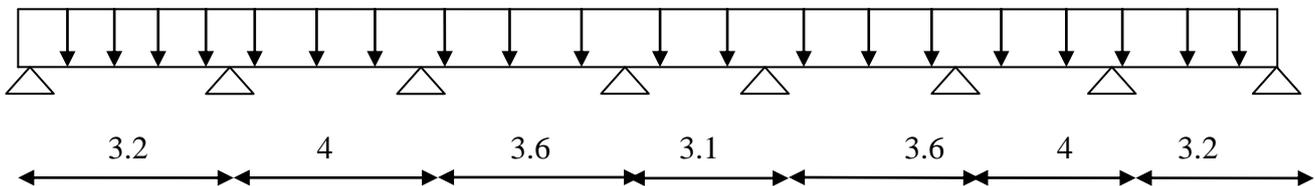
- $M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,6 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

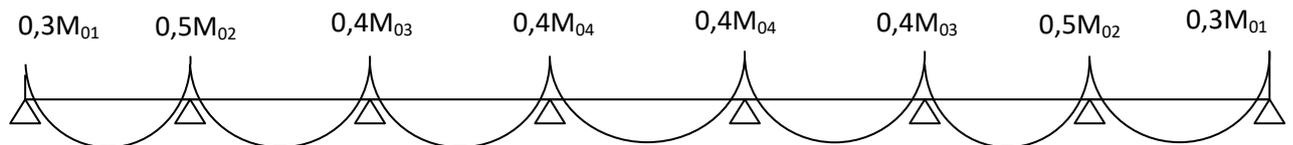
d) Application de la méthode :

Calcul des moments à l'ELU :



Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{3,25}{3,68 + 3,25} = 0,47$$



Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_{0l} = 9,84 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 12,60 \text{KN.m} \quad M_{01} = M_{0l} = 12,60 \text{KN.m}$$

$$M_{0II} = 9,84 \times \frac{(4)^2}{8} = 19,68 \text{KN.m} \quad M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 19,68 \text{KN.m}$$

$$M_{0III} = 9,84 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 15,94 \text{KN.m} \quad M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 19,68 \text{KN.m}$$

$$M_{0IV} = 9,84 \times \frac{(3,1)^2}{8} = 11,82 \text{KN.m} \quad M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 15,94 \text{KN.m}$$

Calcul des Moments sur appuis

$$M_1 = 0,3 \quad M_{01} = 3,78 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \quad M_{02} = 9,84 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \quad M_{03} = 7,87 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \quad M_{04} = 6,38 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \quad M_{04} = 6,38 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \quad M_{03} = 7,87 \text{KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \quad M_{02} = 9,84 \text{KN.m}$$

$$M_8 = 0,3 \quad M_{01} = 3,78 \text{KN.m}$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,67 \quad ; \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,57 \quad ; \quad 1 + 0,3\alpha = 1,14$$

Travée 1-2 : travée de rive :

$$M_t \geq -(9,84 + 3,78)/2 + \max [(1,05 \times 12,60), (1,14 \times 12,60)] = 7,56 \text{KNm.}$$

$$M_t \geq 0,67 \times 12,60 = 8,44 \text{KNm.}$$

$$M_{t12} = 8,44 \text{KNm}$$

Travée 2-3 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq -(7,87 + 9,84)/2 + \max [(1,05 \times 19,68), (1,14 \times 19,68)] = 13,58 \text{KNm.}$$

$$M_t \geq 0,57 \times 19,68 = 11,22 \text{KNm.}$$

$$\text{Soit: } M_{t23} = 13,58 \text{KNm.}$$

Travée 3-4 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq -(7,87 + 6,38)/2 + \max [(1,05 \times 15,94), (1,14 \times 15,94)] = 11,05 \text{KNm.}$$

$$M_t \geq 0.57 \times 15,94 = 9,09 \text{KNm.}$$

Soit: $M_{t23} = 11,05 \text{KNm}$

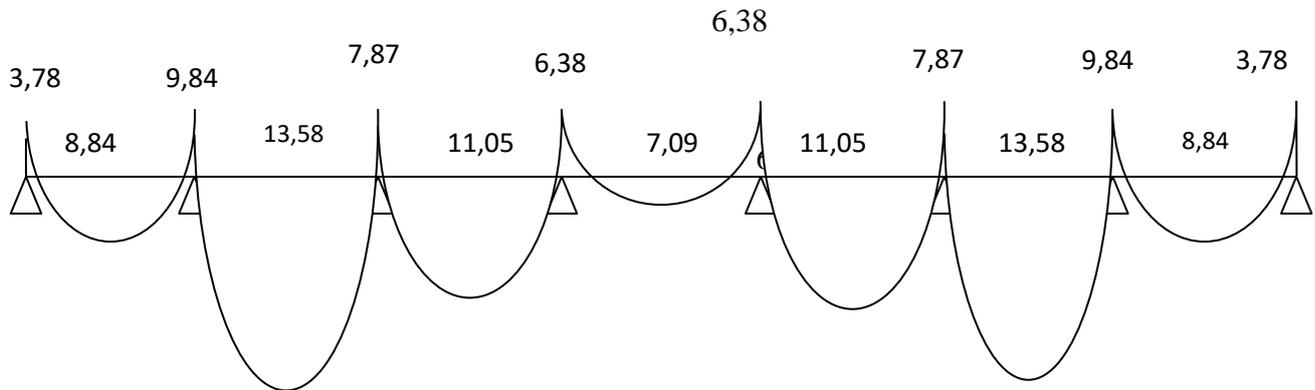
Travée 4-5 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq - (6,38 + 6,38) / 2 + \max [(1,05 \times 11,82), (1,14 \times 11,82)] = 7,09 \text{KNm.}$$

$$M_t \geq 0.57 \times 11,82 = 6,74 \text{KNm.}$$

Soit: $M_{t45} = 7,09 \text{KNm}$

Pour l'étage de RDC



Pour l'étage courant

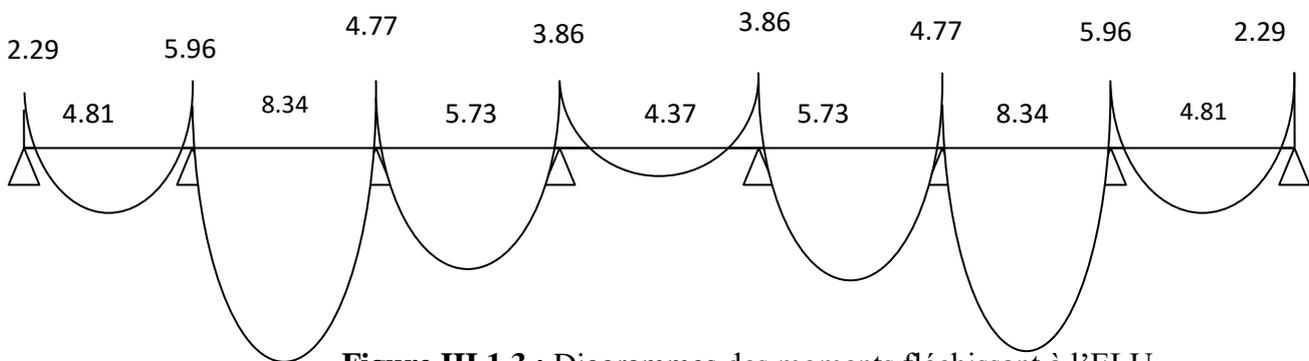


Figure III.1.3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

e) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

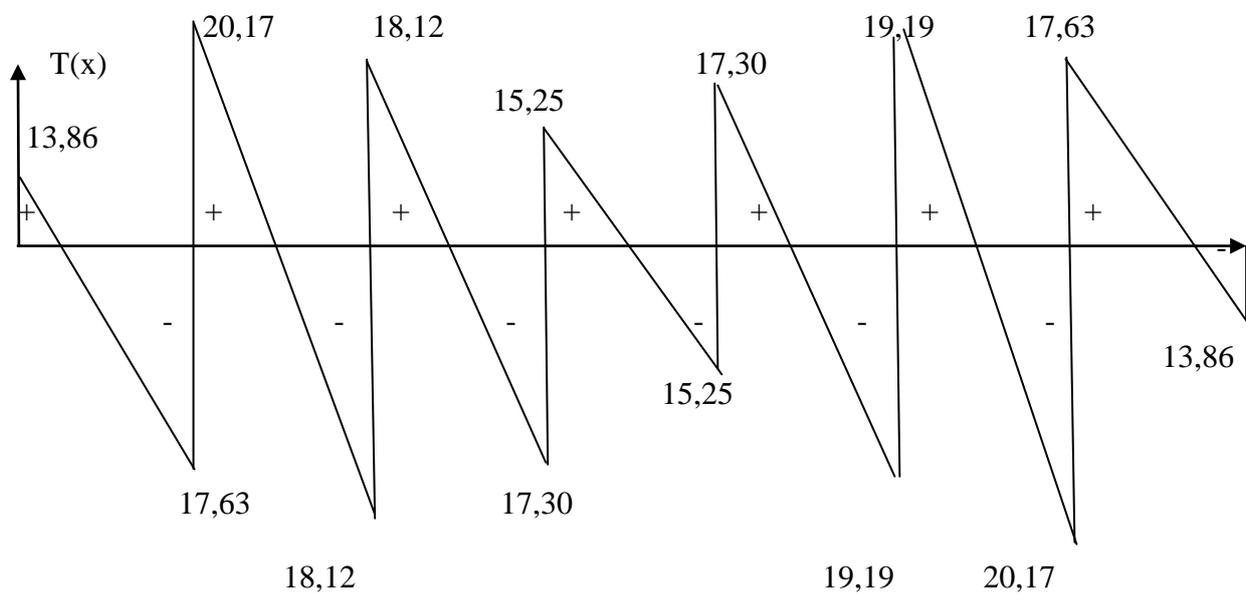
T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Les tableaux suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées .

Pour le RDC

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	3,78	9,84	7,87	6,38	6,38	7,87	9,84
M_e	9,84	7,87	6,38	6,38	7,87	9,84	3,78
T_w	-17,63	-19,19	-17,30	-15,25	-18,12	-20,17	-13,86
T_e	13,86	20,17	18,12	15,25	17,30	19,19	17,63



Pour l'étage courant :

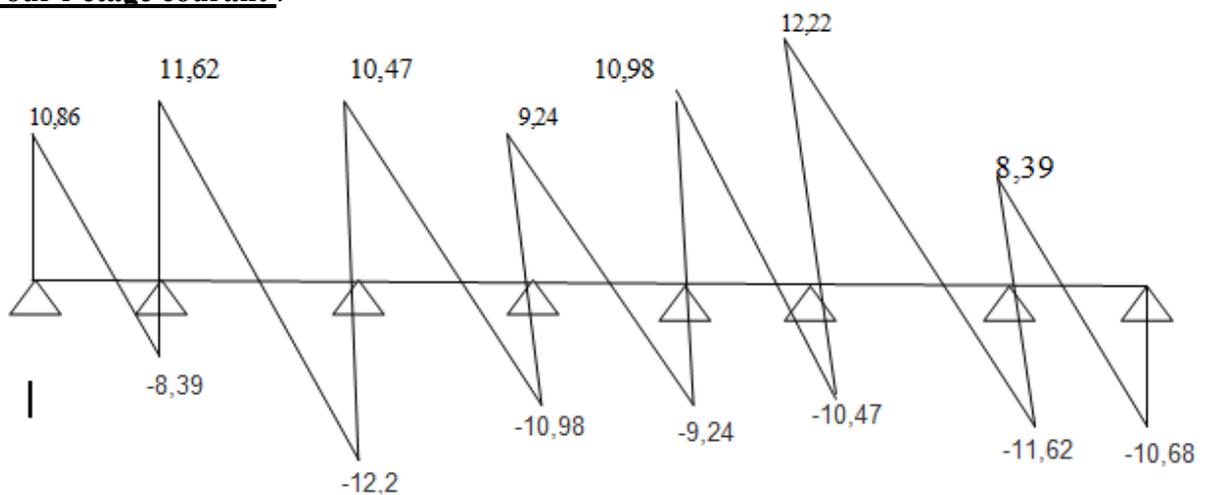


Figure III.1.4 : Diagramme des efforts tranchants

➤ Calcul à ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis pour l'étage de RDC

1) Armatures longitudinales :

En travées :

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

$$M_{\max}^t = 15,53[\text{KN.m}]$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

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

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392$$

$$\mu = 0,045 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,045 \rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,58 \cdot 10^3}{0,977 \times 18 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{\max}^a = 9,84 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,84 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,84.10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la Poutrelle à L'ELU :

Pour l'étage courant

Le ferraillage se fera en considérant les moments maximal :

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 11.92 \text{ KN m.}$$

$$\text{Sur appui : } M_a^{\max} = 5,96 \text{ KN m.}$$

Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,07 \text{ KN m}$$

$$M_t = 59,07 > M_t^{\max} = 11,92 \text{ KN m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h) = (65 x 20) cm.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,92 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,92 \times 10^6}{0,980 \times 180 \times 348} = 194,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire (bxh) = (12 x20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,96 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \text{ SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,96 \times 10^6}{0,990 \times 180 \times 348} = 96,11 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

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 :

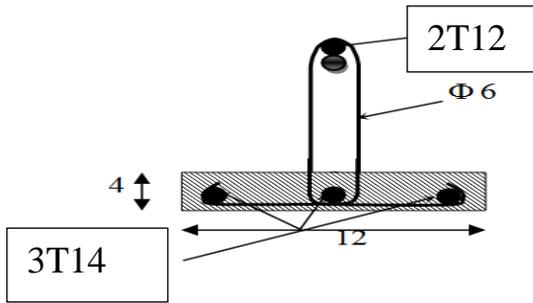
L'espaceur est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) \\ S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,41 \text{ cm}$$

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

Etage de RDC



Etage courant

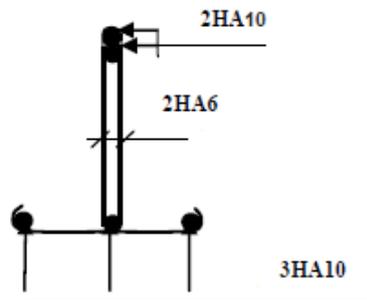


Figure III.1.5: Ferrailages des poutrelles.

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:** $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,413 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_u = 2,25 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{20,17 \times 10}{18 \times 12} = 0,934$$

Fissuration non prejudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,934 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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:

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

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

$$T_{\max} = 20,17 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/Art 5.1,321):

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

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

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 20,17 + \frac{-3,78}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -3,16 < 0$$

⇒ 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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 131,88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,17 \times 10}{0,9 \times 18 \times 131,88} = 0,094 \text{ MPa}$$

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

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

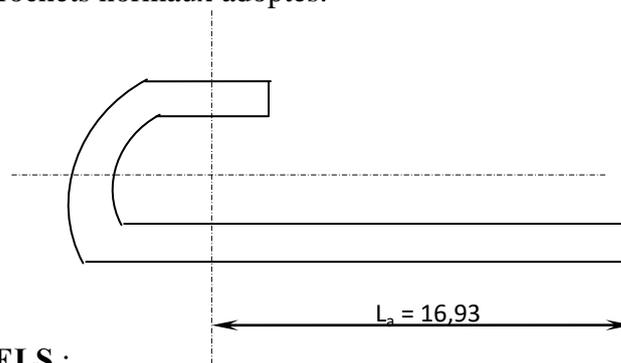
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \quad , \quad L_s = 49,38 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 L_s = 19,75 \text{ cm}$$

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

$$q_s = G + Q = 6,93 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_u = 9,84 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,93}{9,84} = 0,70$$

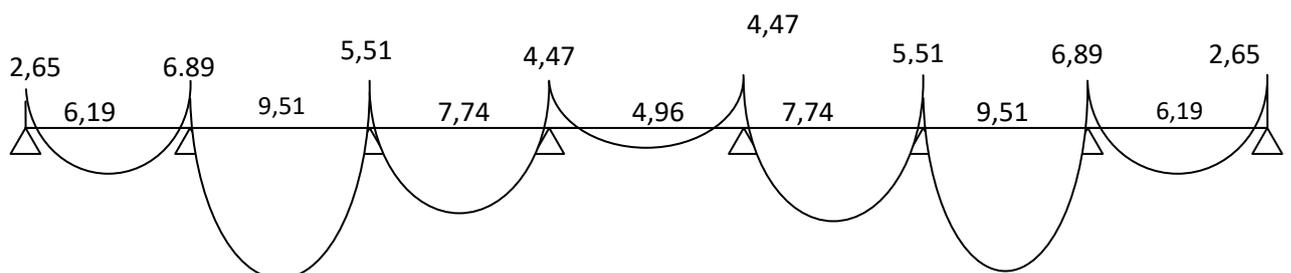


Figure III.1.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m).

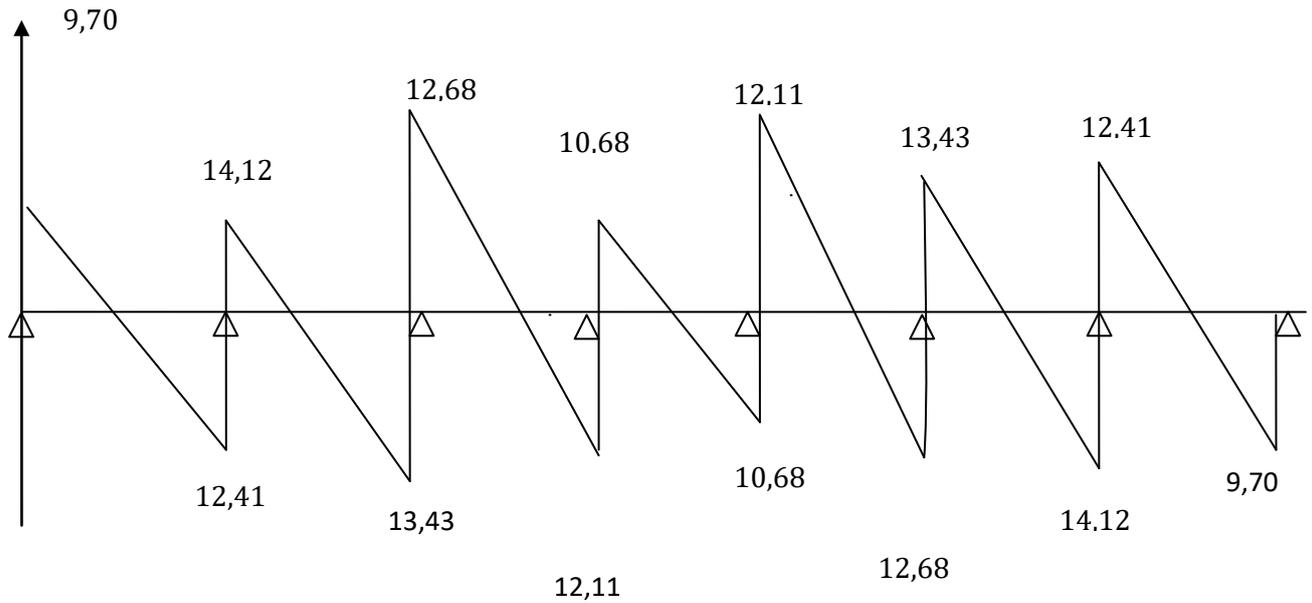


Figure III.1.7: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).

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

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.0463 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8585 \\ K_1 = 20,34 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec $M_a = 6,89$

$$\sigma_s = \frac{6,89 \times 10^3}{0.8585 \times 18 \times 2.26} = 197,29 \text{ MPa}$$

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 : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197,29}{20,34} = 9,7 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 9,7 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,14 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8195 \\ K_1 = 12,70 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec : $M_t^{\text{sh}} = 9,51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{9,51 \times 10^3}{0,8195 \times 18 \times 4,62} = 139,55 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139,55}{12,70} = 10,99 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 10,99 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **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 : $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{350} = 0,057 < \frac{1}{16} = 0,0625$

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)

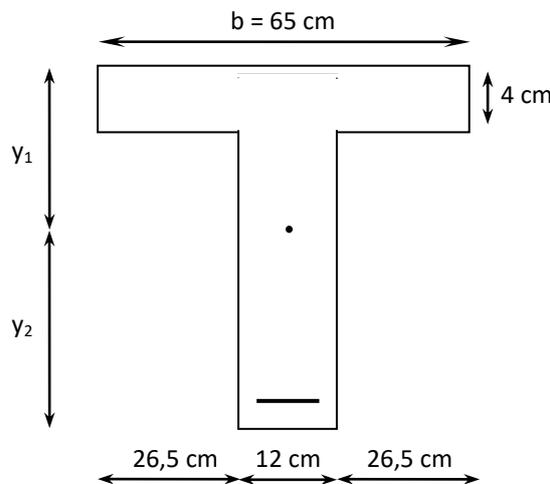
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

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 :**

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

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 40714 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 23785,86 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,9745$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 139,55 \text{ MPa}$

 **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 139,55 + 2,1} ; 0 \right) = 0,73$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,021} = 0,78$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + (0,73 \times 0,78)} = 16671,62 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9,51 \times 10^6 \times (3500)^2}{10 \times 10818865 \times 16671,62 \times 10^4} = 6,46 \text{ mm}$$

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

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

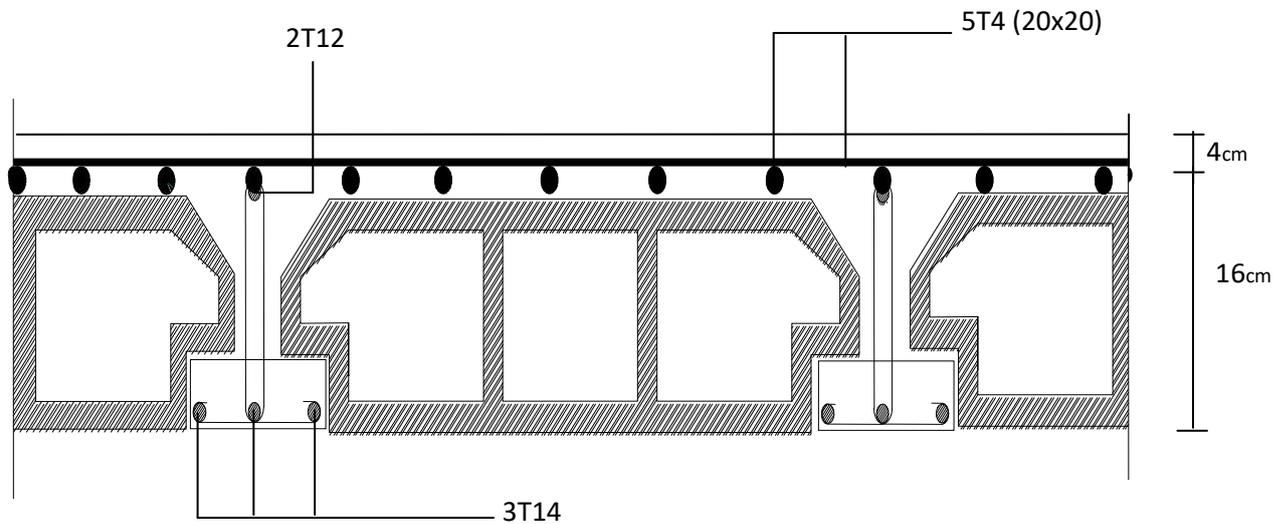


Figure III.1.8: Plan de ferrailage du plancher pour RDC

: D'ou la flèche l'étage courant :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,57 \times 100 \times 375^2}{10 \times 1099271 \times 1081886} = 0,15 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm}$$

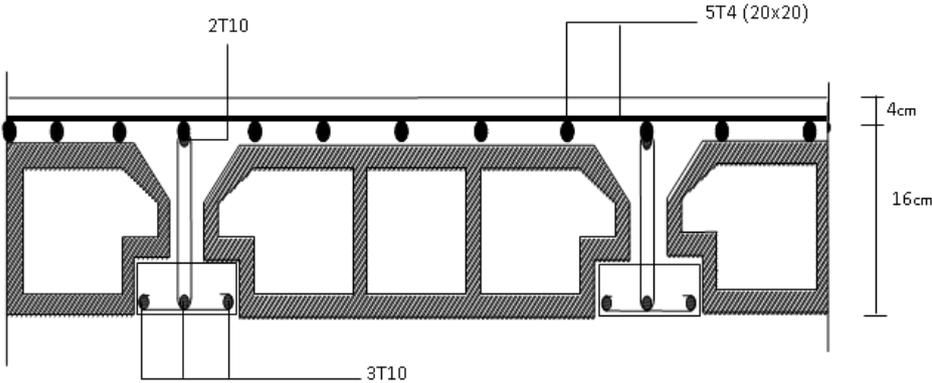
Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3 HA10 = 2,35 cm²**.

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57cm²**.

Armatures transversales : **2HA6=0,56cm²**.



Plan de ferrailage du plancher

Figure III.1.9: Plan de ferrailage du plancher en corps creux pour l'étage courant

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.

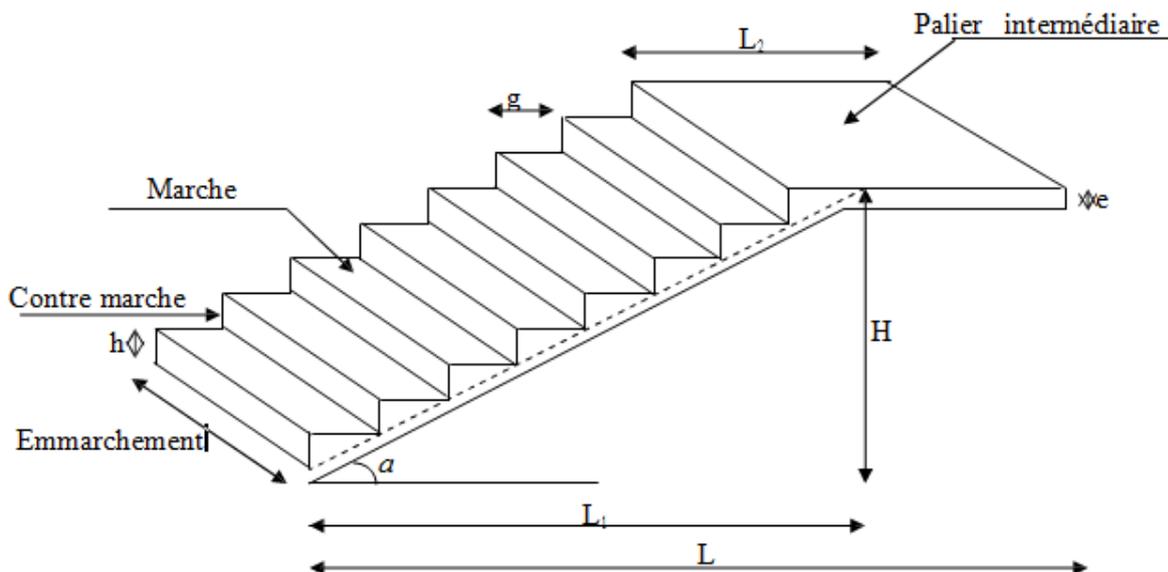


Figure III.2.1: Schéma de l'escalier.

➤ CARACTÉRISTIQUES DIMENSIONNELLES :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre-marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

a paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche.

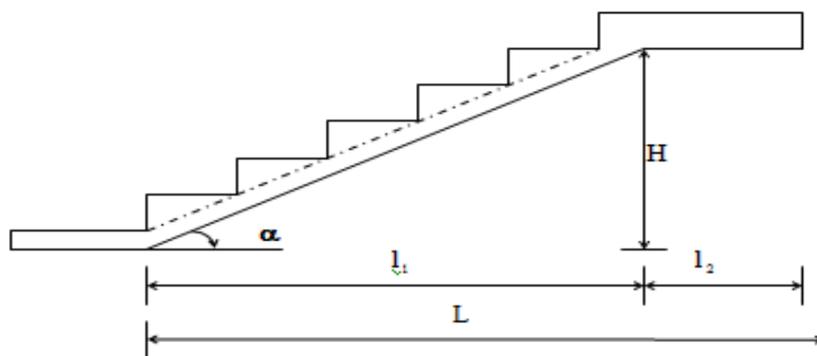


Figure III.2.2: Coupe d'un escalier.

Du côté 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).

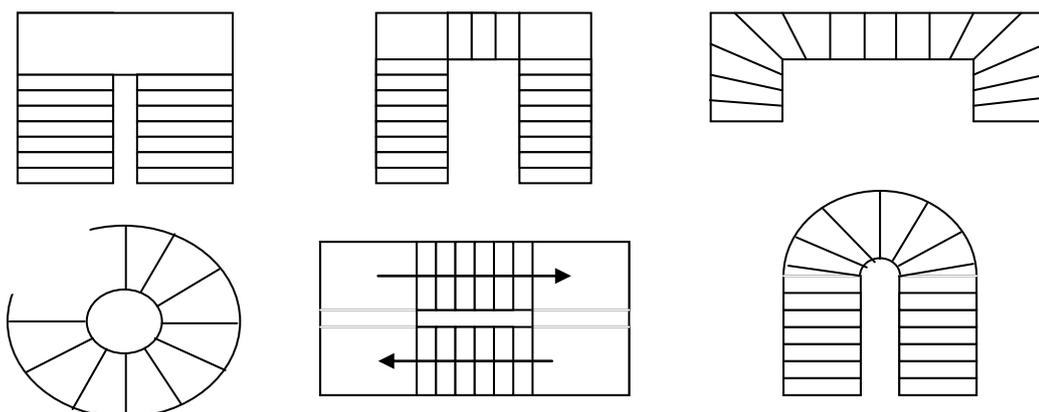


Fig.III.2.3

III.2.3. Dimensionnement

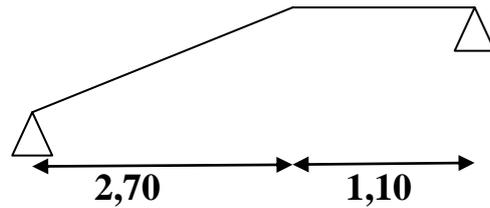


Fig.III.2.4

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

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \quad \text{Hauteur de la contre marche}$$

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

❖ Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{180}{18} = 10 \text{ On prend : } n = 10$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{180}{10} = 18\text{ cm} \quad \text{Donc } h = 18\text{ cm}$$

❖ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

m = 9 marches

❖ Le giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{10-1} = 30\text{ cm}$$

* Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30\text{ cm} \\ h = 18\text{ cm} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 18) + 30 = 66\text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

❖ **Etude de la volée*** **Épaisseur de la paillasse e_p :**

e_p doit vérifier la condition suivante :

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

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

L' : La portée de la paillasse

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

$$\text{Nous avons : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{180}{270} = 0,6666 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,832$$

$$\text{Donc : La portée } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,832} = 324,52 \text{ cm}$$

$$\frac{(324,52 + 110)}{30} \leq e_p \leq \frac{(284,7 + 110)}{20} \Rightarrow 14,48 \leq e_p \leq 21,73$$

Soit : $e_p = 17 \text{ cm}$

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

$$e_{\text{palier}} = 17 \text{ cm}$$

III.2.4 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre 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	4,25
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,87
	G₁ = 6,12

Tableau III.2.1 : charge permanente du palier

❖ Volée

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,11$
- Poids propre des marches (18 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,25$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$20 \times 0,02 = 0,40$
- Mortier de pose (3 cm)	$20 \times 0,03 = 0,60$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,03 = 0,54$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	$0,02 \times 10 = 0,2$
	G₂ = 9.43

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

$$\text{Palier} : = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,12 + 1.5 \times 2.5 = 12,01 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9,31 + 1.5 \times 2.5 = 16,48 \text{ kN/ml}$$

❖ États limite de service ELS

$$\text{Palier} : q_s = G + Q = 6,12 + 2.5 = 8,62 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_s = G + Q = 9,43 + 2.5 = 11,93 \text{ kN/ml}$$

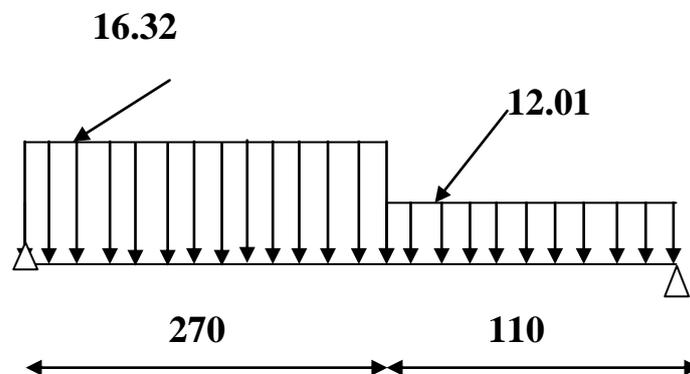
III.2.5 Calcul des efforts internes à l'ELU

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

A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 16,32 \times 2,7 + 12,01 \times 1,1 = 57,275 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 3,8 \equiv 16,32 \times 2,7 \times 2,45 + 12,01 \times 1,1 \times 0,55$$

$$R_A = 30,32 \text{ KN} \quad R_B = 26,96 \text{ KN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2,7	16,32x - 30,32	0	-30,32
		2,7	13,74
2,7 ≤ x ≤ 3,8	12,01x - 18,69	2,7	13,74
		3,8	26,96

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant

Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN M)
0 ≤ x ≤ 2,7	30,32x - 8,16 x ²	0	0
		2,7	22,38
2,7 ≤ x ≤ 3,8	-6,005x ² + 18,69x + 15,70	2,7	22,38
		3,8	0

Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant

Le moment max à l'état limite ultime :

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 16,32x - 30,32 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 1,86 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = 30,32x - 8,16 x^2$$

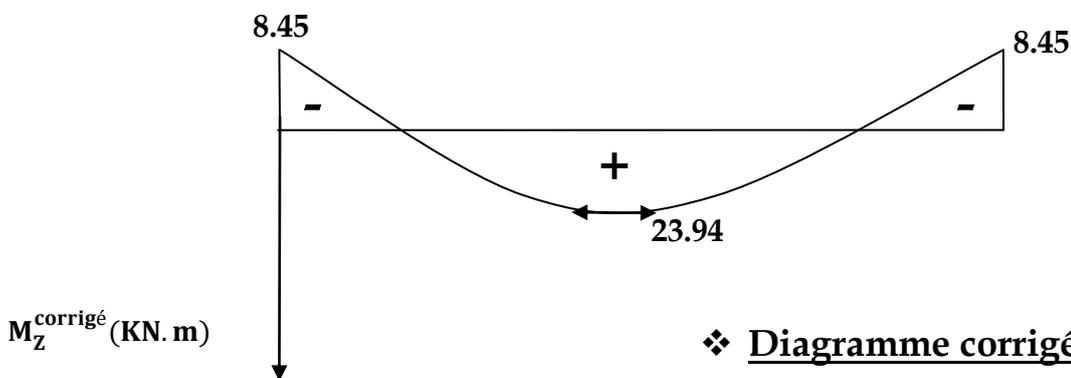
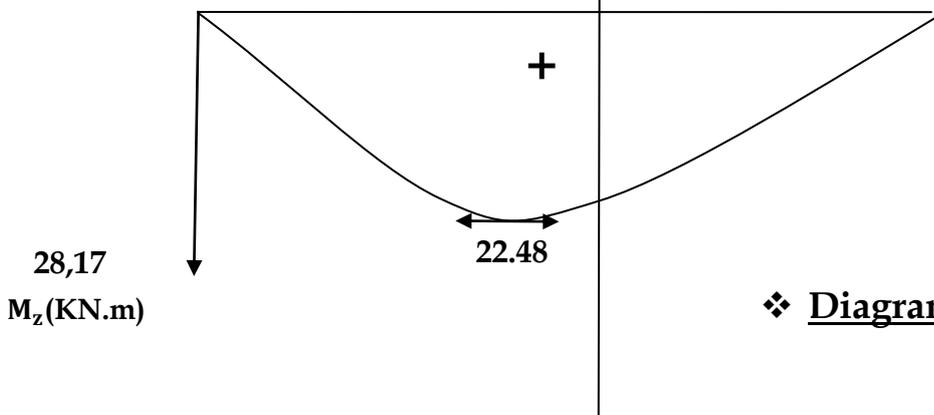
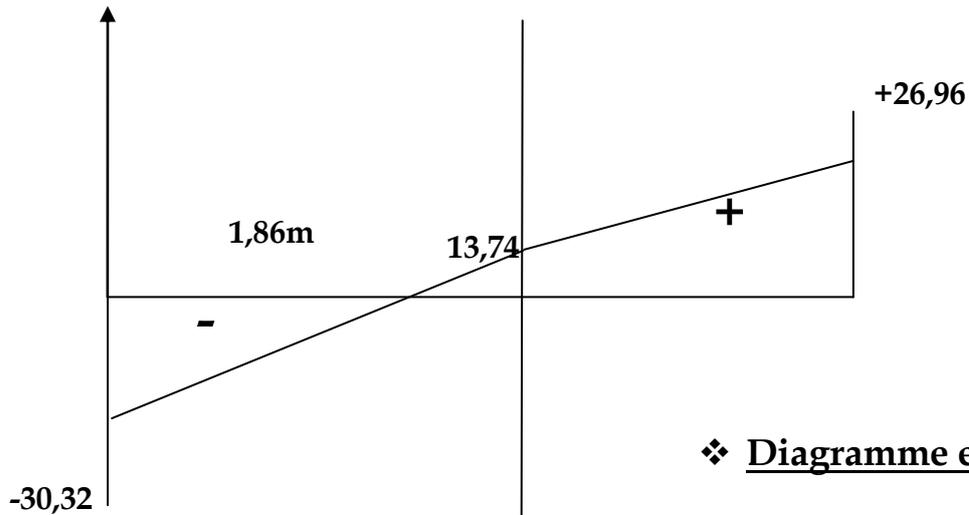
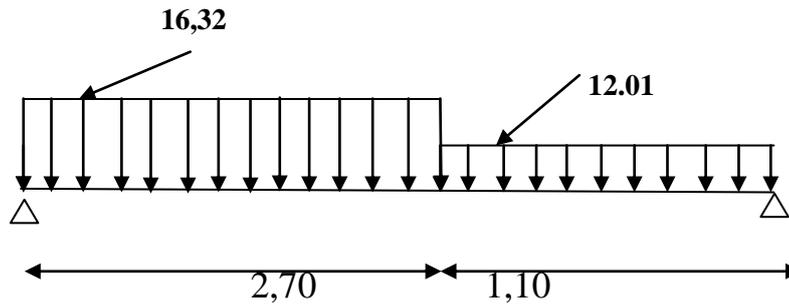
$$M_{zu}^{max}(1,86) = 28,17 \text{ KN.m.}$$

Le moment M_z(x) est maximal pour la valeur de x = 1,86m d'où M_z^{max} = 28,17KN.m.

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{max} = -8,45 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 28,17 = 23,94 \text{ KN.m.}$$

III.2.6. Diagramme des efforts internes :



Ferrailage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=17cm$).

En travée :**1- Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.94 \times 10^2}{1.42 \times 100 \times (15)^2} = 0,075 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,075 \Rightarrow \beta = 0,961$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{23.94 \times 10^6}{348 \times 150 \times 0,961} = 4,77 \text{ cm}^2 \text{ avec: } Q_{st} = 400/1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

On opte pour **6T14=9.23 cm²/ml ; Soit 1T14 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

Aux appuis :**1- Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.13 \cdot 10^2}{100 \cdot (15)^2 \cdot 1.42} = 0,026 \quad \text{avec: } f_{bc} = (0.85 \times 25) / 1.5 = 1.42 \text{ K N/cm}^2$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.13 \cdot 10^2}{0,987 \cdot 15 \cdot 34,8} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1,18\text{cm}^2$$

On opte pour **6T8=3.01 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 15cm.**

I. Vérification a l'ELU

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales —→ $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

APPUI: $S_t=15\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

TRAVEE: $S_t=15\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

Armatures de répartition —→ $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

APPUI: $S_t=15\text{ cm} < 45\text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

TRAVEE: $S_t=15\text{ cm} < 45\text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81\text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 9.23\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_A = 4,71\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = \underline{\underline{3.33\text{Mpa.}}}$

❖ **Calcul de τ_u^{\max} :**
 $V_{\max} = 25.81 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26,9610^3}{1000 \times 150} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.18 \text{ Mpa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires** ✓

D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; **Avec** : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$

Calcul de τ_{se} :

❖ **Paillasse :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles. $n \times \pi \times \phi$

$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{26,96 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263.76} \quad ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.76 \text{ Mpa.}}}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entrainement des barres** ✓

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{50 \text{ cm.}}}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée

par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A;Donc : **Lc = 20cm**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 26,96 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = \underline{\underline{0.40 \text{Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasse :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{26,96.10^3}{348.100} = 0,77 \text{cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 9.23 \text{cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes** \checkmark

Calcul à l'ELS :

A) I.3.8 Combinaison de charges à l'ELS :

Volée : $q_u^v = 9.43 + 2.5 = \underline{\underline{11.93 \text{ KN/m.}}}$

Palier : $q_u^p = 6.12 + 2.5 = \underline{\underline{8.62 \text{ KN/m.}}}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

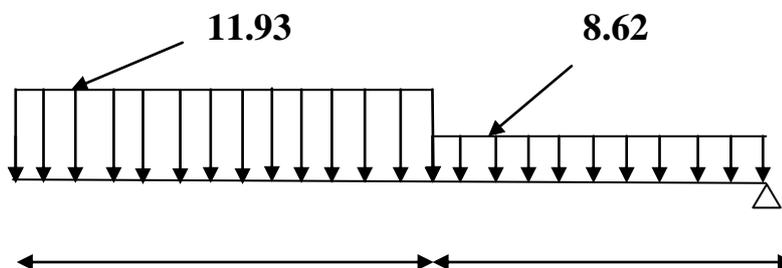


Figure III.2.6: Schéma statique de calcul à l'ELS

A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 11.93 \times 2.70 + 8.62 \times 1.10 = 41.69 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.80 = 11.93 \times 2.70 \times 2.45 + 8.62 \times 1.10 \times 0.55$$

$$R_A = 22.14 \text{ KN} \quad R_B = 19.55 \text{ KN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2,7	11.93x - 22.14	0	-22.14
		2,7	10.07
0 ≤ x ≤ 1.10	-8.62x + 19.55	0	+19.55
		1.10	10.07

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

Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN M)
0 ≤ x ≤ 2,7	22.14x - 5.965 x ²	0	0
		2.7	16.29
0 ≤ x ≤ 1.10	-4.31x ² + 19.55x	0	0
		1.1	16.29

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

Le moment max à l'état limite ultime :

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 11.93x - 22.14 \quad \longrightarrow \quad x = 1,86 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = 22.14x - 5.965 x^2$$

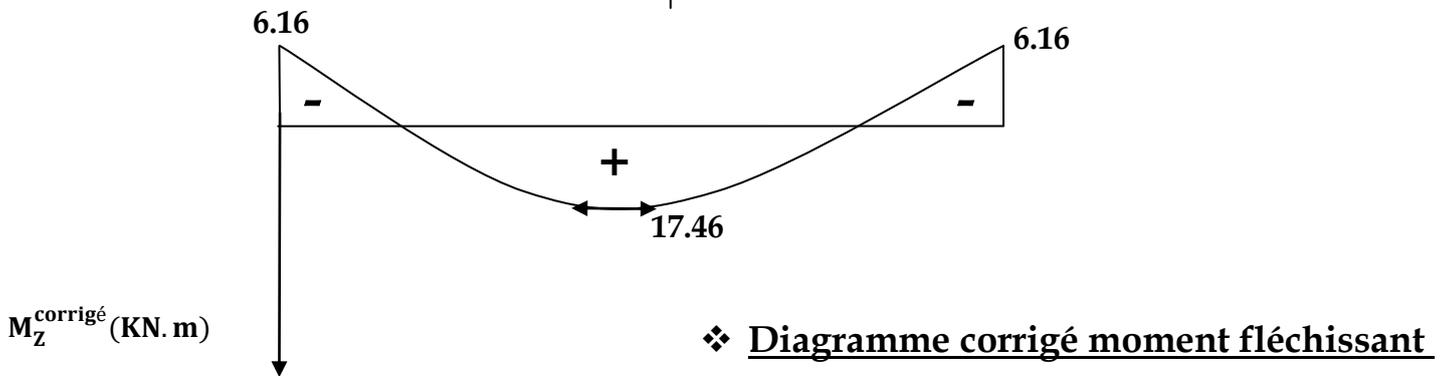
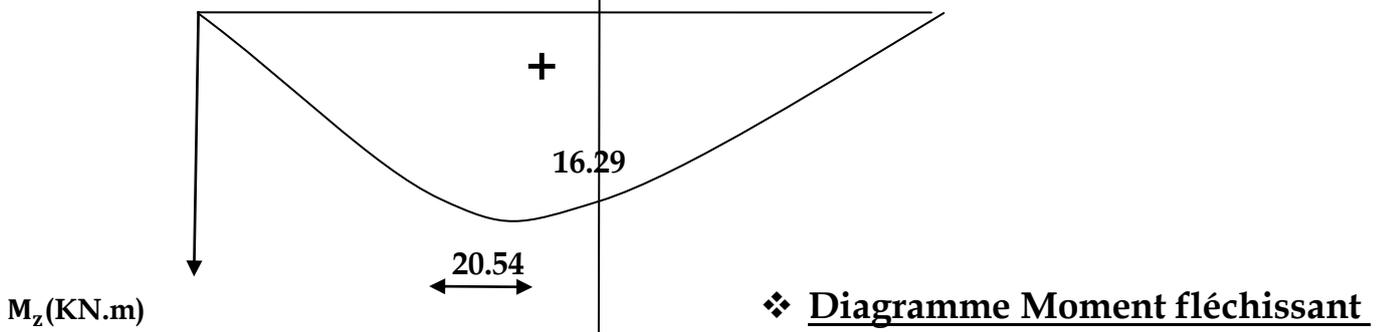
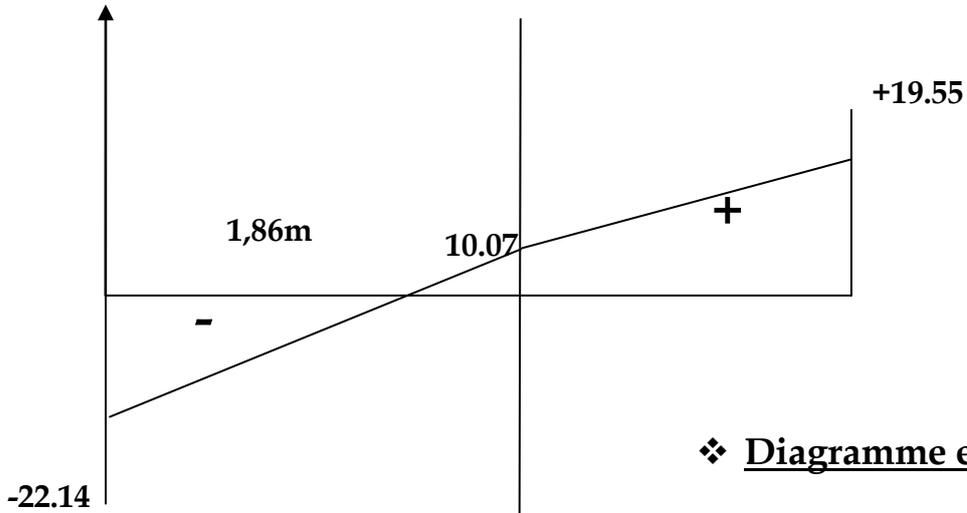
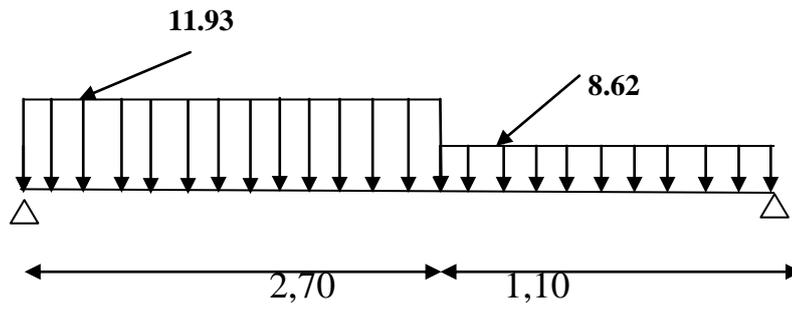
$$M_{zu}^{max}(1.86) = 20.54 \text{ KNm.}$$

Le moment M_z(x) est maximal pour la valeur de x = 1,86m d'où M_z^{max} = 20.54KN.m.

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{max} = -6.16 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 20.54 = 17.46 \text{ KN.m.}$$

III.2.7. Diagramme des efforts internes :



III.2.8. Calcul des armatures :

Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

- Aux travées :

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10,77}{100 \times 15} \times 100 = 0,718$$

$$\rho = 0,719 \Rightarrow k_1 = 25.63 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.46 \times 10^6}{0,877 \times 150 \times 1077} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{123.24 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 123.24 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{123.24}{25.63} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{4.81 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.81 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 15} \times 100 = 0,316$$

$$\rho_1 = 0,316 \Rightarrow k_1 = 41.82 \text{ et } \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.16 \times 10^6}{0,912 \times 150 \times 471} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{95.60 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 95.60 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{95.60}{41.82} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{2.29 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424/BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{434.5} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0.0625$ non vérifiée ;
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17.46}{10 \times 20.54} = 0,085 > 0,041$ non vérifiée ;
- $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 15}{400} = 15,75 \text{ cm}^2 > A_t = 10,77 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Etant donnée que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

❖ **Paillasse 1 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4345}{500} = 8.69 \text{ mm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

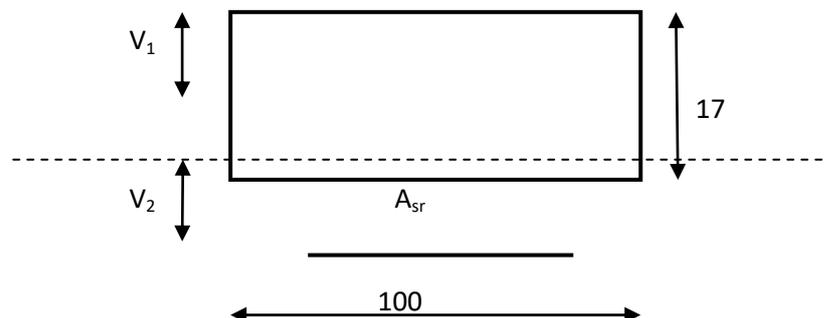
E : Module de déformation différée $= E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.87 \text{ Mpa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 10.77$$

$$B_0 = \underline{1861.55 \text{ cm}^2}$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 15 = 16873.25 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{16873,25 \text{ cm}^3}$$

❖ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{16873,25}{1861,55} = 9,06 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 9,06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.98 = 8.02 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 7,94 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (9,06^3 + 7,94^3) \frac{100}{3} + 15 \times 10,77 (7,94 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{47174,852 \text{ cm}^4}$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{10,77}{100 \times 15} = 0,00718$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00718 \times ((2 + 3))} = 2,92$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.168}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00718 \times 123,24 + 2,1} = 0,348$$

$$\mu = \underline{\underline{0.348}}$$

❖ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 47174,852}{1 + 1,168 \times 0,348} = 36895,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{36895,6 \text{ cm}^4}}$$

❖ Calcul de flèche :

$$f = \frac{17,46 \times (4345)^2 \times 10}{10818,87 \times 36895,6} = 8,26 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{8.26 \text{ mm.}}}$$

$$f = 8.26 \text{ mm} < \bar{f} = 8,69 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

III.3.1. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh) . Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

A) Pré dimensionnement :

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

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

L=280 cm

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18,66\text{cm} \leq h \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 20 cm**

❖ Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35\text{ cm} > 30\text{ cm}$$

$$b = 20\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.75 < 4$$

Section adoptée :

Poutre palière \Rightarrow (20x35) cm²

B) Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2,36\text{KN/M}^2$).

❖ **Poids propre de la poutre :**

- **Parties A et C :** $0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ KN/ML}$.
- **Partie B :** $0,20 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 50,20^\circ} = 2,73 \text{ KN/ML}$.

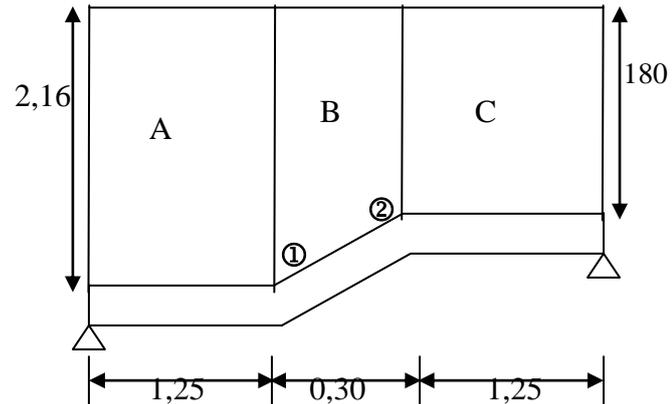
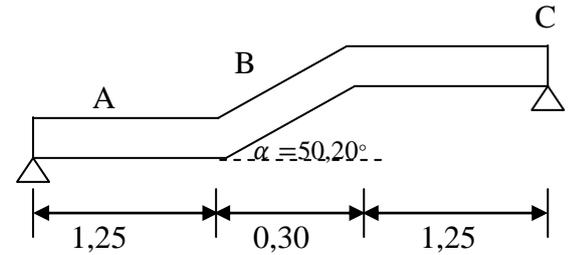
❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- **Parties A :** 30,32 KN/ML.
- **Parties C :** 26,96 KN/ML.
- **Partie B :** 0

❖ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- **Partie A :** $2,36 \times 2,16 = 5,098 \text{ KN/ML}$.
- **Partie C :** $2,36 \times 1,80 = 4,25 \text{ KN/ML}$.
- **Parties B :** On aura un chargement trapézoïdale

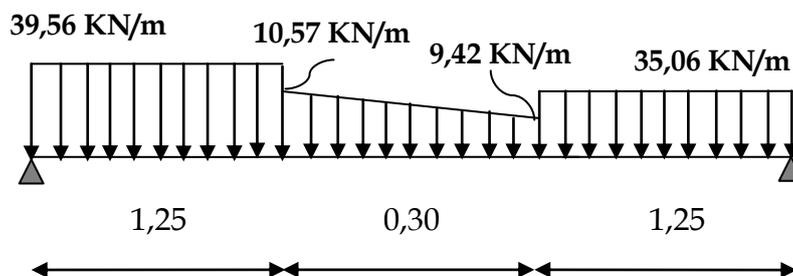
Point ①: 5,098KN/ML ; Point ②: 4,25KN/ML.



C) **Calcul des efforts internes :**

1) **Combinaison de charges à l'ELU :**

- **Partie A :** $q_u = 1,35(1,75 + 5,098) + 30,32 = 39,56 \text{ KN/ML}$.
- **Partie C :** $q_u = 1,35(1,75 + 4,25) + 26,96 = 35,06 \text{ KN/ML}$
- **Partie B :** Point 1 : $q_u = 1,35(2,73 + 5,098) + 0 = 10,57 \text{ KN/ML}$.
Point 2 : $q_u = 1,35(2,73 + 4,25) + 0 = 9,42 \text{ KN/ML}$.



2) **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 39,56 \times 1,25 + 9,42 \times 0,30 + \frac{10,57 - 9,42}{2} \times 0,30 + 35,06 \times 1,25$$

$$R_A + R_B = 96,27 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$39,56 \times 1,25 \times 0,625 + 9,42 \times 0,30 \times 1,4 + \left(\frac{10,57 - 9,42}{2} \right) \times 0,30 \times 1,35 + 35,06 \times 1,25 \times 2,175 = R_B \times 2,80$$

$$\underline{R_A} = 49,69 \text{ KN et } \underline{R_B} = 46,58 \text{ KN.}$$

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,25m$

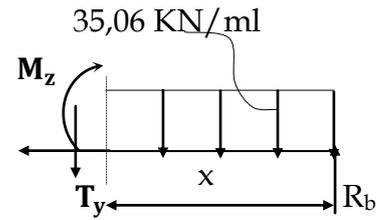
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -17,53 x^2 + 46,58 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,25 \rightarrow M_z = 30,83 \text{ KN.m}$

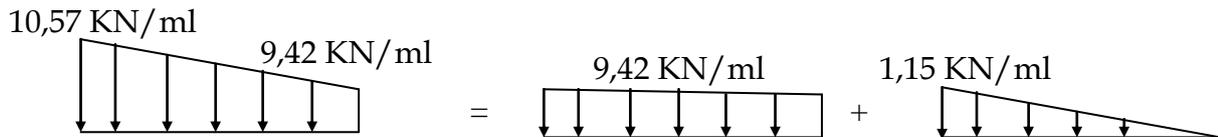
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -35,06x + 46,58$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 46,58 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,25 \rightarrow T_y = 2,755 \text{ KN}$



❖ **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 0,30$

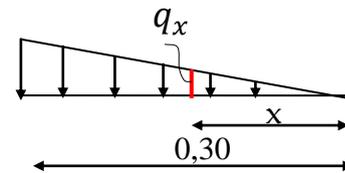
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 0,30/1,15 \quad ; \text{Donc: } q_x = 3,85x$$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 46,58(x+1,25) - 35,06 \cdot 1,25(x + \frac{1,25}{2}) - 9,42 \frac{x^2}{2} - \frac{(3,85x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0,64x^3 - 4,71x^2 + 2,755x + 30,83$$

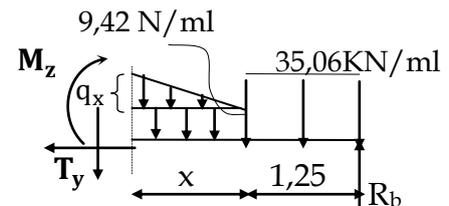
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 30,83 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1,25 \rightarrow M_z = 31,22 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -1,92x^2 - 9,42x + 2,755$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 2,755 \text{ KN}$.
- Pour $x=0,30 \rightarrow T_y = -0,24 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0,27$

En injectant $x=0,27$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 31,22 \text{ KN.m}$



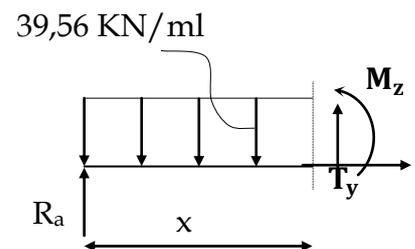
❖ **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,25m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -19,78x^2 + 49,69x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,25 \rightarrow M_z = 31,21 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 39,56x - 49,69$$



- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -49,69 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,25 \rightarrow T_y = -0,24 \text{ KN}$

❖ **Remarque :**

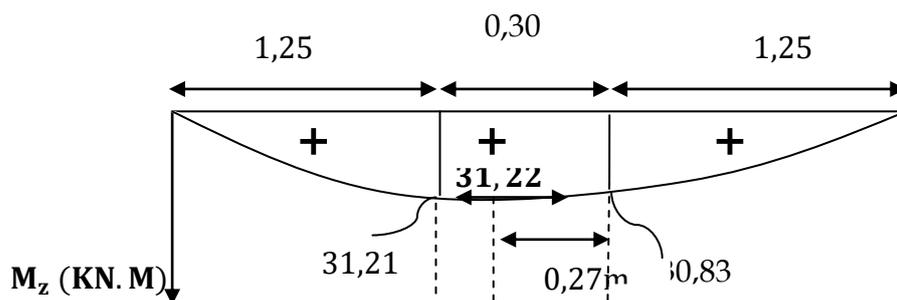
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

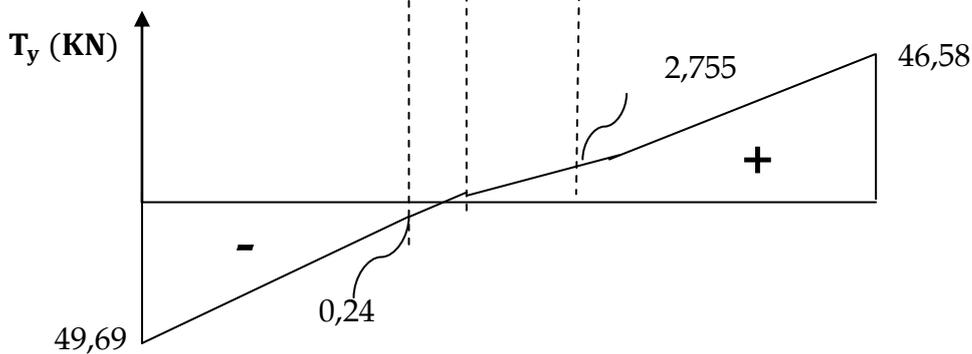
$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 31,22 = -9,37 \text{ KN.m}$

-En travée :

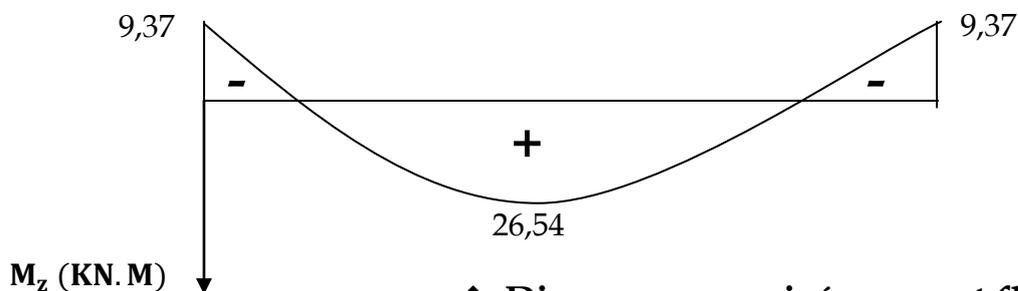
$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 31,22 = 26,54 \text{ KN.m}$



❖ **Diagramme moment fléchissant**



❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme corrigé moment fléchissant**

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a \max} = 9,37 \text{ KN.m}$
- $M_{t \max} = 26,54 \text{ KN.m}$

❖ **En travée :**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 26,54 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26,54 \times 10^5}{20 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,54 \times 10^5}{0.995 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

❖ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 9,37 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,37 \times 10^5}{20 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,37 \times 10^5}{0,984 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{s \text{ totale}} = 3 \text{ HA12} + 3 \text{ HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

III.3.2. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

❖ **En travée:**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 32 \times 2,1}{400} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

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

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3,33 \text{ Mpa}}}$$

❖ Calcul de τ_u :

$V_{\max} = 49,69 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{49,69 \times 10^3}{200 \times 320} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0,78 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

3) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3,15 \text{ Mpa}}}$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{49,69 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,1} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1,53 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ **Calcul de τ_{su} :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = \underline{\underline{50 \text{ cm.}}}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0,4 L_s = \underline{\underline{20 \text{ cm}}}$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{49,69 \cdot 10^3}{348,100} = 1,43 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots\dots$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 49,69 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 320} = \underline{\underline{1,73 \text{ Mpa}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

7) Calcul des armatures transversales :

7-1) Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{200}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \underline{\underline{\varphi_t = 8 \text{ mm}}}$$

Nous adopterons 1 cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

7-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(28,8 ; 40 \text{ cm}) = \underline{\underline{28,8 \text{ cm}}}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (8,75 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = \underline{\underline{8,75 \text{ cm}}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28,8 \text{ cm} ; 8,75 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$.

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{8 \text{ cm}}}$.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28,8 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 17,5 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{15 \text{ cm}}}$

• **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \checkmark.$$

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 20 \times 15}{400} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots\dots\dots \checkmark.$$

III.3.3. Vérification à l'ELS :

1) **Combinaison de charges à l'ELS :**

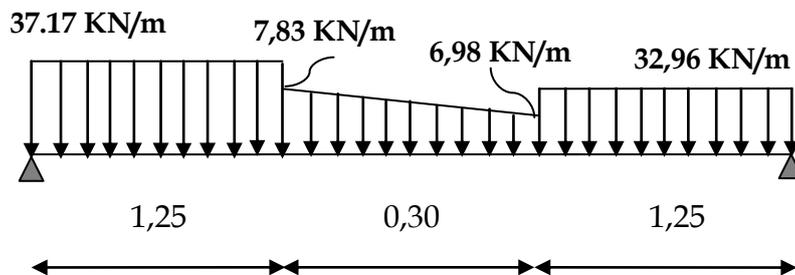
2)

Partie A : $q_u = (1.75 + 5,098) + 30,32 = 37,17 \text{ KN/ML.}$

Partie C : $q_u = (1.75 + 4,25) + 26,96 = 32,96 \text{ KN/ML}$

Partie B: Point 1 : $q_u = (2.73 + 5.098) + 0 = 7,83 \text{ KN/ML.}$

Point 2: $q_u = (2,73 + 4,25) + 0 = 6,98 \text{ KN/ML}$



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 37,17 \times 1,25 + 6,98 \times 0,30 + \frac{7,83 - 6,98}{2} \times 0,30 + 32,96 \times 1,25$$

$$R_A + R_B = 89,88 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$37,17 \times 1,25 \times 0,625 + 6,98 \times 0,30 \times 1,4 + ((7,83 - 6,98) \times 0,30 \times 1,35) / 2 + 32,96 \times 1,25 \times 2,175 = R_B \times 2,80$$

$$\underline{R_A = 46,4 \text{ KN}} \text{ et } \underline{R_B = 43,48 \text{ KN.}}$$

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -16,48 x^2 + 43,48 x$$

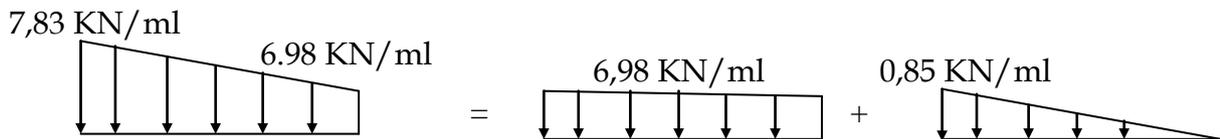
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,25 \rightarrow M_z = 28,6 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -32,96x + 43,48$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 43,48 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,25 \rightarrow T_y = 2,28 \text{ KN}$

❖ **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 0,30$

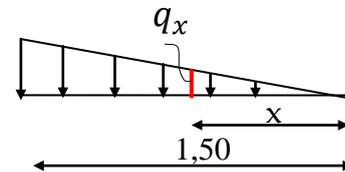
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 0,30/0,85 \text{ ; Donc: } \underline{q_x = 2.83x}$$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 43,48(x+1,25) - 32,96 \cdot 1,25(x + \frac{1,25}{2}) - 6,98 \frac{x^2}{2} - \frac{(2.83x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0,471x^3 - 3,49x^2 + 2,28x + 28,6$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 28,6 \text{ KN.m}$
- Pour $x=0,30 \rightarrow M_z = 28,96 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -1,413x^2 - 6,98x + 2,28$$

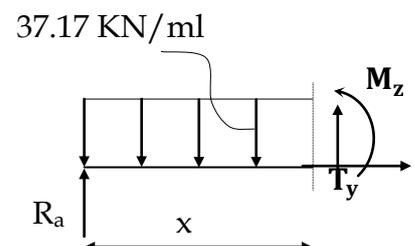
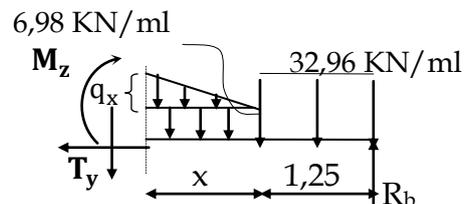
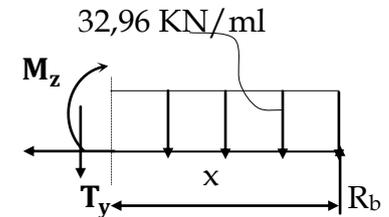
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 2,28 \text{ KN.}$
- Pour $x=0,30 \rightarrow T_y = 0,06 \text{ KN}$

❖ **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -18.585x^2 + 46,4x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,25 \rightarrow M_z = 28,96 \text{ KN.m}$



$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 37.17x - 46.4$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -46.4 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,25 \rightarrow T_y = 0,06 \text{ KN}$

- M_z Atteint la valeur max à $x=1,248$
- En injectant $x=1,248$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 28,96 \text{ KN.m}$

❖ **Remarque :**

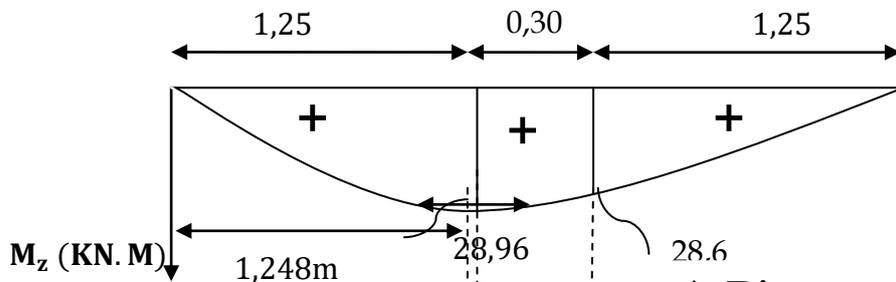
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

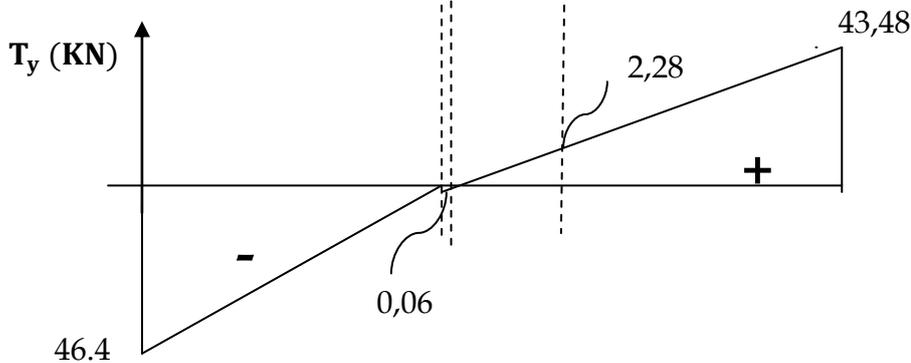
$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 28,96 = -8,69 \text{ KN.m}$$

-En travée :

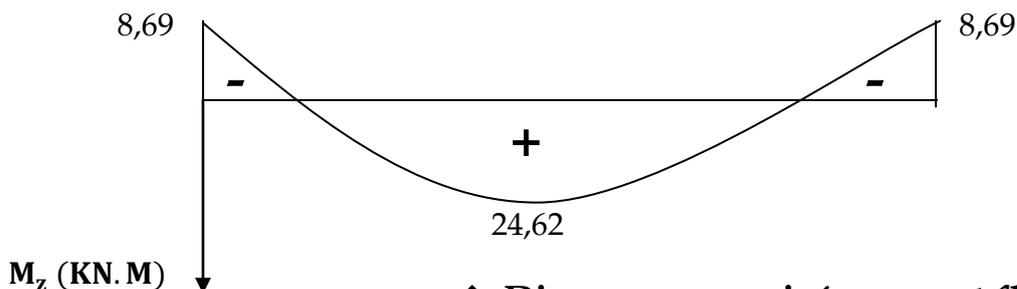
$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 28,96 = 24,62 \text{ KN.m}$$



❖ **Diagramme moment fléchissant**



❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme corrigé moment fléchissant**

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ **En travée :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{20 \times 32} \times 100 = 0,719$$

$$\rho_1 = 0,719 \Rightarrow k_1 = 25.65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24,62 \times 10^6}{0,877 \times 320 \times 462} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{189,89 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 189,89 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{189,89}{25.65} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{7,40 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7,40 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

❖ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{20 \times 32} \times 100 = 0,530$$

$$\rho_1 = 0,530 \Rightarrow k_1 = 30.87 \text{ et } \beta_1 = 0,891$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,69 \times 10^6}{0,891 \times 320 \times 339} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{89,91 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 89,91 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{89,91}{30.87} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{2,91 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0,125$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 32} = 0.007$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{24,62}{10 \times 28,96} = 0.085$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

❖ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales.

- **1cadre et 1 étrier en HA8 .**

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

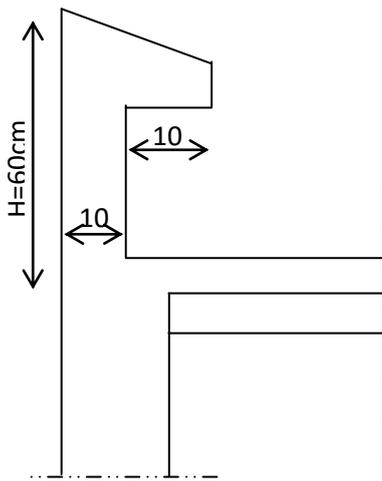


Figure III-4.1 : coupe verticale de l'acrotère

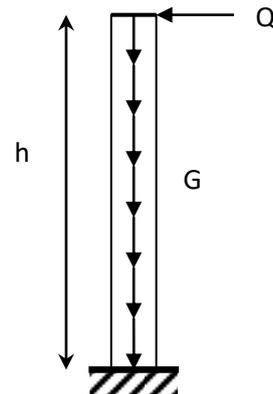


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère

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 : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

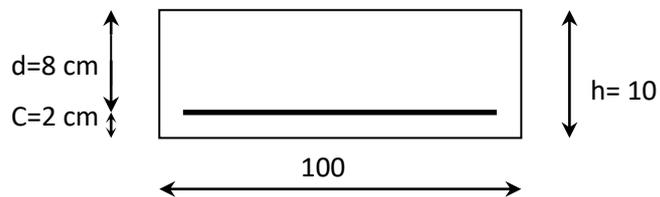
b) **E L S** : La combinaison est : $G + Q$

- 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**

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

$$39,2 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

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

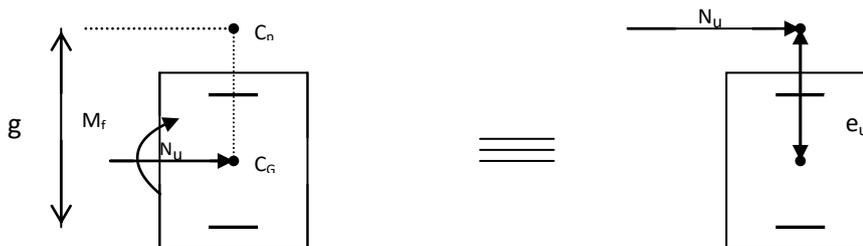


Figure III.4.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

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 :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,978 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{ cm}^2.$$

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

➤ **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 : $A = A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2$

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

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

➤ Armatures de répartition :

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

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

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

➤ 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 :

$$S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = (3 \times 10 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

⇒⇒⇒ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_r = 25cm. < \min\{4h; 45cm\} = 40cm.$

⇒⇒⇒ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres verticales :**

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84MPa.$

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

Soit : $L_s = 30cm.$

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 :**

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

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

$$\rho_1 = 0.25 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,920K = 47.89$$

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

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

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

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

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

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

➤ Vérification des contraintes dans le béton

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

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

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

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 horizontale 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 : 4.2m

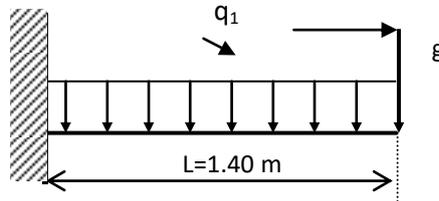


Figure III-5.1 : Schéma statique du balcon.

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

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

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

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 :

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

$$M_u = \frac{12,87 \times 1,4^2}{2} + 2,32 \times 1,40 = 15,86 \text{ KN.m}$$

- ELS :

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

$$M_s = \frac{9,15 \times 1,4^2}{2} + 1,72 \times 1,4 = 11,38 \text{ KNm}$$

5. Ferrailage :

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

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15,86 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,078$$

$$\mu_u = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,86 \times 10^3}{0,959 \times 12 \times 348} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aadp** = 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20cm

- **Armature de répartition :**

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

On prend : **Aadp** = 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement S_t = 20 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 :

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

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.87 \times 1,4 + 2.32 = 20.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{20,34 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,170 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,34 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 :**

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

$$M_s = 9,15 \times \frac{1,4^2}{2} + 1,72 \times 1,4$$

$$M_s = 11,38 \text{ KN.m}$$

a) contrainte dans le béton :

- vérification des contraintes de compression du béton :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{11,38}{0,896 \times 12 \times 5,65} \times 10^3 = 187,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{187,33}{33,08} = 5,66$$

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

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)

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 187,33 \text{ MPa}$$

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

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 est pas nécessaire :

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

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

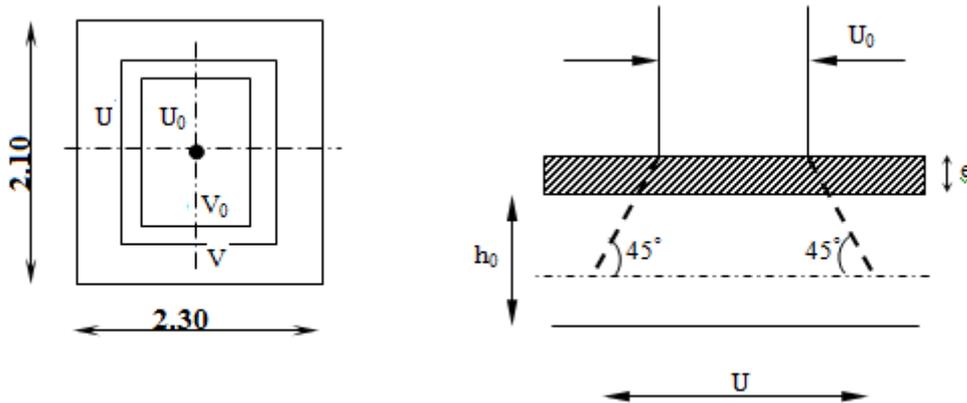


Figure III.6.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

- Épaisseur de la dalle pleine h_t :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{230}{30} = 7,66 \text{ cm}$$

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 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{210}{230} = 0,9 \Rightarrow 1 \geq \rho \geq 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q \end{cases}$$

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 :

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{230} = 0,456 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,1022 \text{ et } M_2 = 0,0835$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU : } M_{x1} &= q M_1 \longrightarrow M_{x1} = 135 \times 0,1022 = 13,80 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= q M_2 \longrightarrow M_{y1} = 135 \times 0,0835 = 11,27 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.6.4. ELU $\nu = 0$

Les moments $M_{x2}; M_{y2}$ dus aux poids propre de la dalle pleine et surcharge :

$$1 \geq \rho = 0,9 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q l_x^2 \Rightarrow \text{Dans le sens de la petite portée} \\ M_y &= \mu_y q l_y^2 \Rightarrow \text{Dans le sens de la grande portée.} \end{aligned}$$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

Poids d'exploitation $Q = 1.00 \text{ Kn/m}^2$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times 2.10^2 = 1,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,32 = 1,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} / M_{y2} = 1,28 > 0.25 \text{ condition vérifiée.}$$

Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,30 \text{ KN.m}$$

Correction des moments:

En travée:

$$M_x^t = 0.75M_x = 11,34 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.75M_y = 9,22 \text{ KNm}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.5M_x = -7,56 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = -0.5M_y = -6,15 \text{ KNm}$$

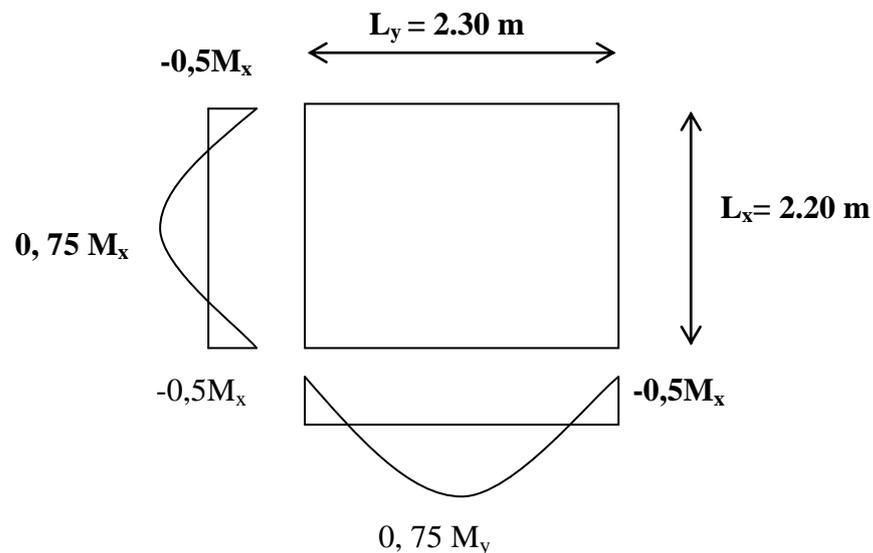


Figure III.6.2: Correction des moments.

- **Ferraillage :**

- A. Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,56 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,56 \cdot 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{11,34 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,047 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9755$$

$$A_t = \frac{11,34 \cdot 10^3}{0,9755 \times 13 \times 348} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

- B. Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,15 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,025 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,15 \cdot 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{9,22 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{9,22 \cdot 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

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.

$$w_x \geq \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.9) = 8,4 \times 10^{-4}$$

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{S_{bet}}$$

$$\frac{A_{min}}{S_{bet}} \geq 8 \times 10^{-4} \Rightarrow A_{min} \geq 8,4 \times 10^{-4} \times S_{bet}$$

$$A_{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adp} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{adp} = 3,14 \text{ [Cm}^2\text{]} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$U_C = 2(U+V) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$0.045 \times 4.20 \times 0,15 \times \frac{25}{1.5} 10^3 = 472.5 \text{ KN} > q_u = 135 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, aucune armature transversale n'est nécessaire.

3. Diamètres des barres :

$$Q \leq \frac{h_t}{10}$$

Q : diamètre des armatures longitudinales

$$Q = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 :

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

$$S_t \leq \min(30, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On a } S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Sens y-y :

$$S_t \leq \min(3h_t, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On a } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4}$$

$$\frac{A_x}{4} = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 :

$$T = \frac{P}{2U+V}$$

$$T = 135/3,15 = 42,85 \text{ KN}$$

▪ Au milieu de v :

$$T = \frac{P}{3U}$$

$$T = 135/3,15 = 42,85 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_{max} = 42,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (42,85 \cdot 10^3) / (130 \cdot 1000) = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 < 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,166 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6. ELS $\nu = 0,2$

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

$$P_s = 100 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 100 \cdot (0,1022 + 0,2 \times 0,0835)$$

$$M_{x1} = 11,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1)$$

$$M_{y1} = 10,39 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2$$

$$q_s = (0,15 \times 25 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0529$$

$$\mu_y = 0,846$$

$$M_{x2} = 0,0529 \cdot 4,75 \cdot (2,10)^2 = 1,108$$

$$M_{x2} = 1,108 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$M_{y2} = 0,937$$

Moments globaux :

$$M_x = 13,00 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11,33 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

En travées (0.85) :

$$M_x^t = 11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 9,63 \text{ KN.m}$$

Aux appuis (-0.3) :

$$M_x^a = -3,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -3,39 \text{ KN.m}$$

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.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{210} = 0.07$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{11,05}{20 \times 13,00} = 0.0425$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.09 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.0425$$

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

$$M_{ua} = 3,9 \text{ kN.m}$$

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{3,9 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 103,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 103,73 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{103,73}{48,29} = 2,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En travée**

❖ **Mut = 11,05 kN.m**

✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{11,05 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 293,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 293,92 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{293,92}{48,29} = 6,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Sens y-y :

Aux appuis

$$M_{ua} = 3,39 \text{ kN.m}$$

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{3,39 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 90,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 90,17 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{90,17}{48,29} = 1,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée**

$$M_{ut} = 9,63 \text{ kN.m}$$

✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A_s} = \frac{9,63 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 256,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 256,15 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{256,15}{48,29} = 5,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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.

IV. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.1. Description du logiciel ROBOT

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Cet effet permet en effet de créer des structures, les calculer tout en vérifiant les résultats obtenus et dimensionner leurs éléments spécifiques. La dernière étape gérée par ce logiciel est la création de la documentation pour la structure étudiée.

IV.2. Etapes de la modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile.....)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

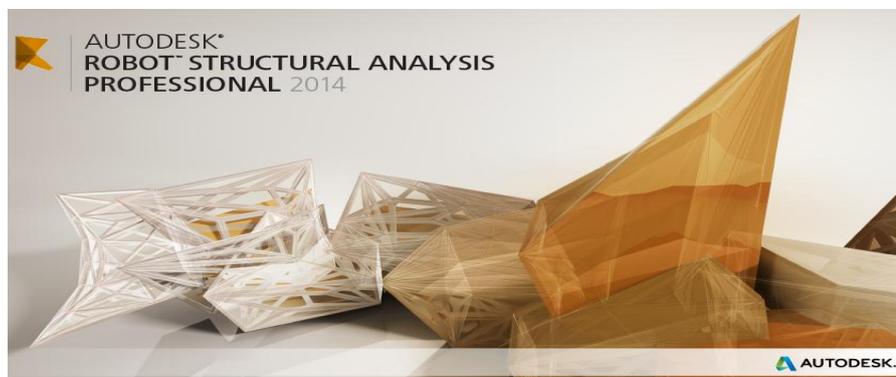
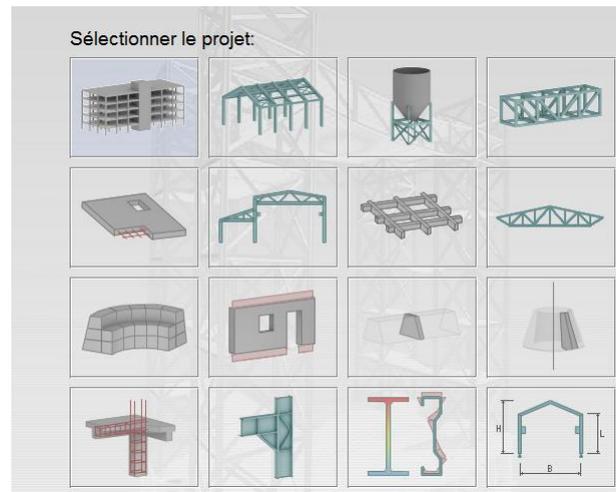


Figure IV.1: Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.2.1. Choix du type de structure



On choisit l'étude d'une coque →



Figure IV.2 : Choix de la structure à étudier

V.2.2. Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « outils » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  puis  On sélectionne projet en BA.

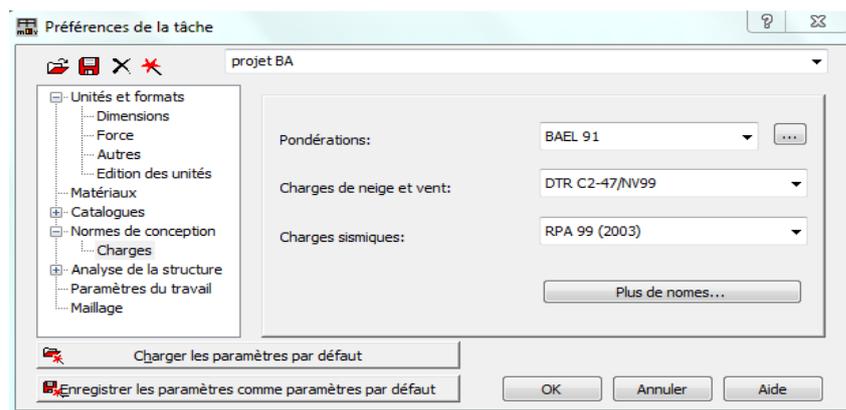


Figure IV.3 : Préférences de la tâche

IV.2.3. Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône .

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

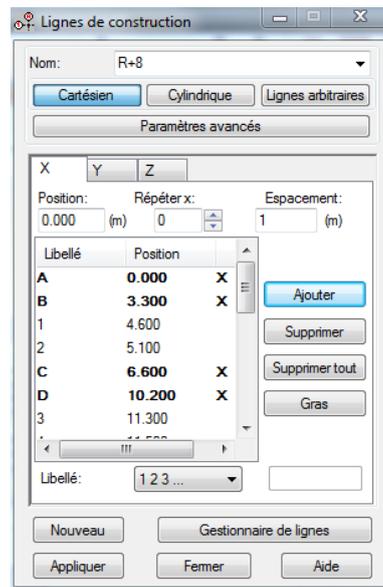


Figure IV.4 : Lignes de construction

IV.2.4. Profils des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments

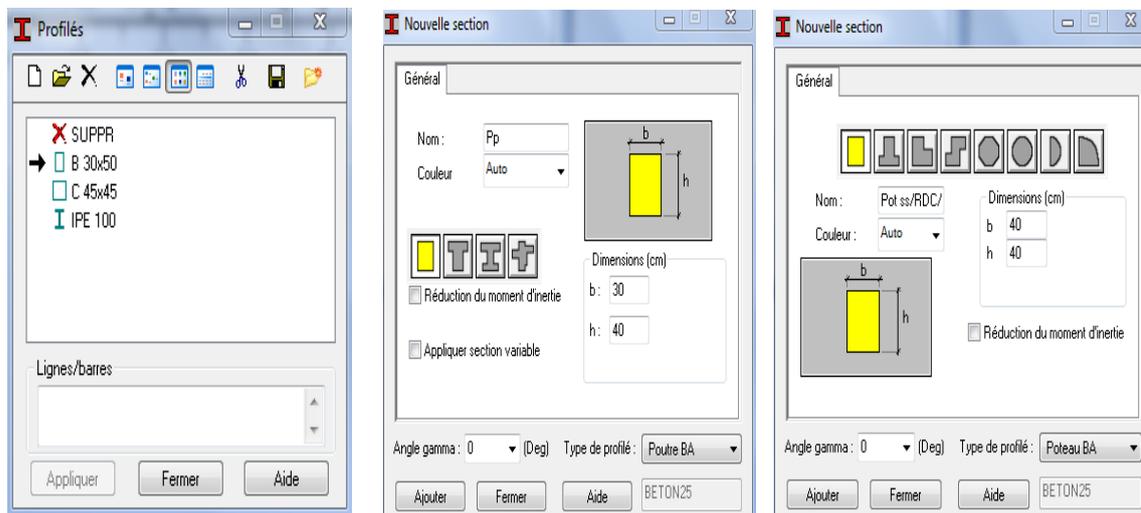


Figure IV.5 : Choix des profils des barres

IV.2.5. Création du modèle de la structure

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre » dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

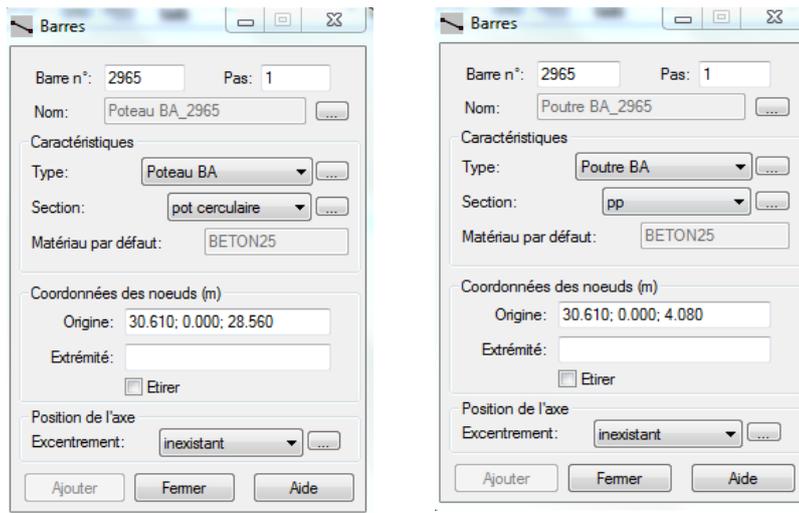


Figure IV.6 : Modélisation des poteaux et des poutres

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

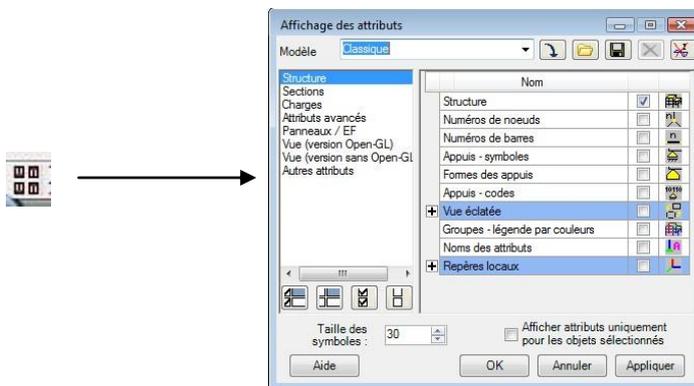
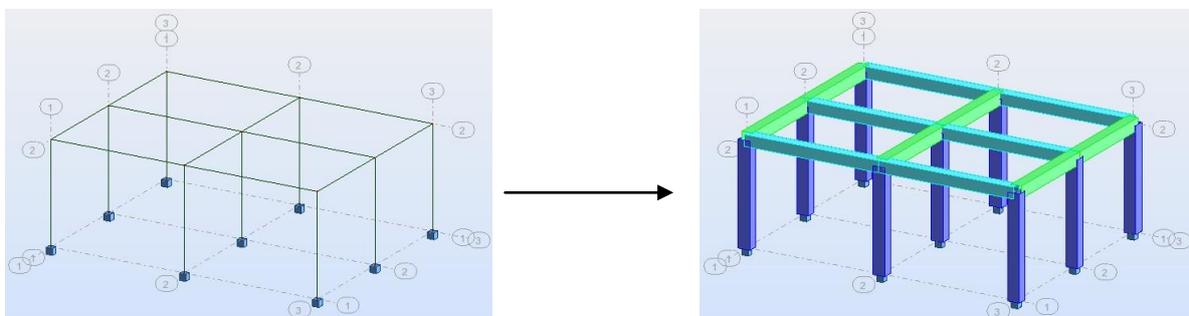


Figure IV.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple



IV.2.6. Définition des voiles de contreventement

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

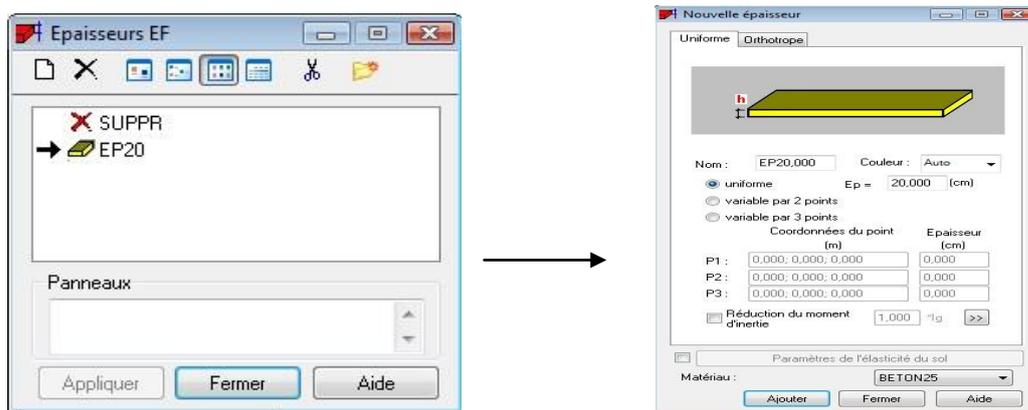


Figure IV.8: Définition des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

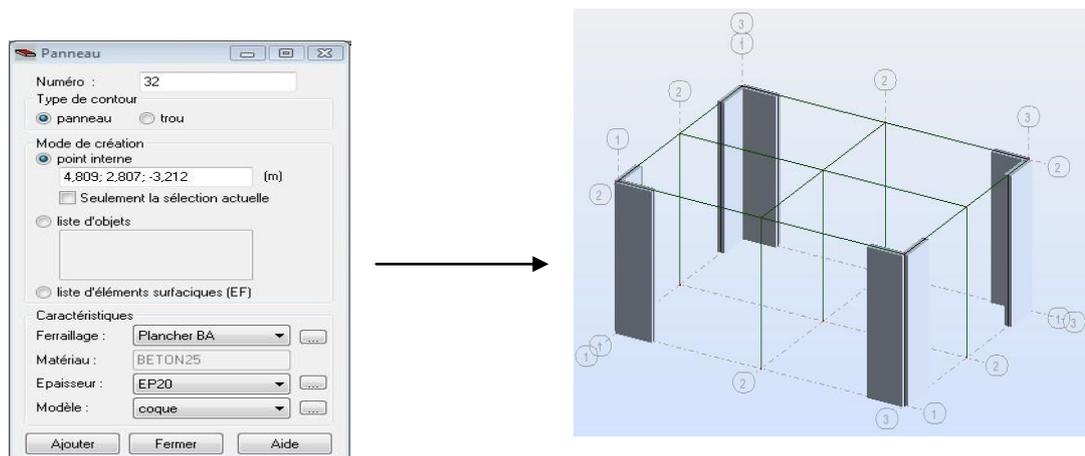


Figure V.9 : Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure IV.10 : Choix de la présentation.

IV.2.7. Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur encastrement.

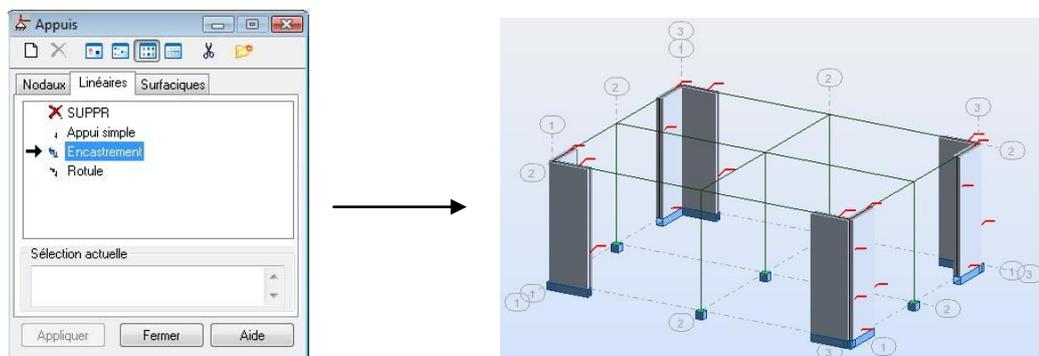


Figure IV.11: Définition des appuis

IV.2.8. Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

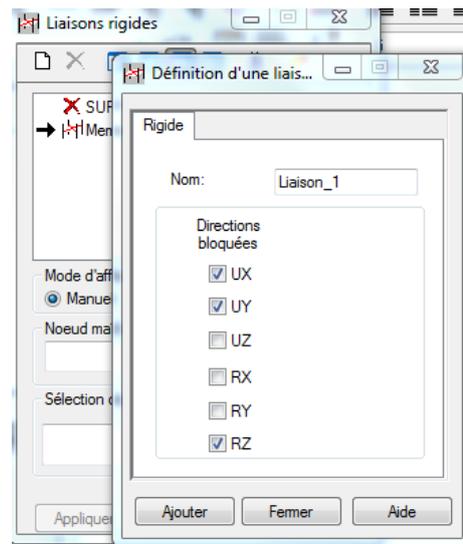


Figure IV.12 : liaison rigide

IV.2.9. Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Et pour se faire on choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

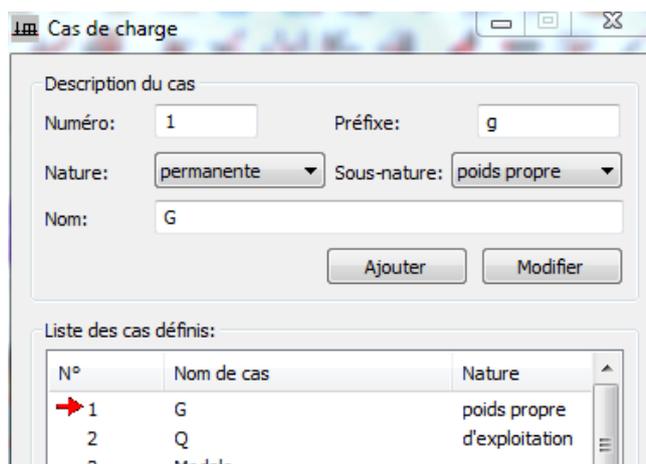


Figure V.13 : Définition des charges.

IV.2.10. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

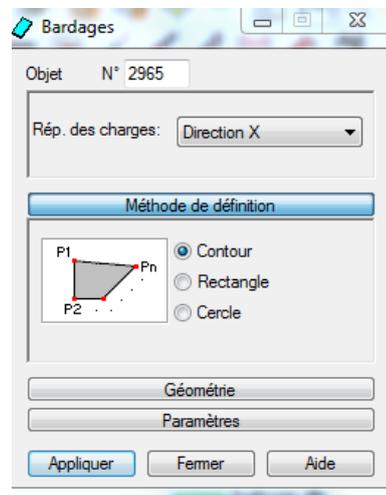


Figure IV.14 : Choix des bardages.

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

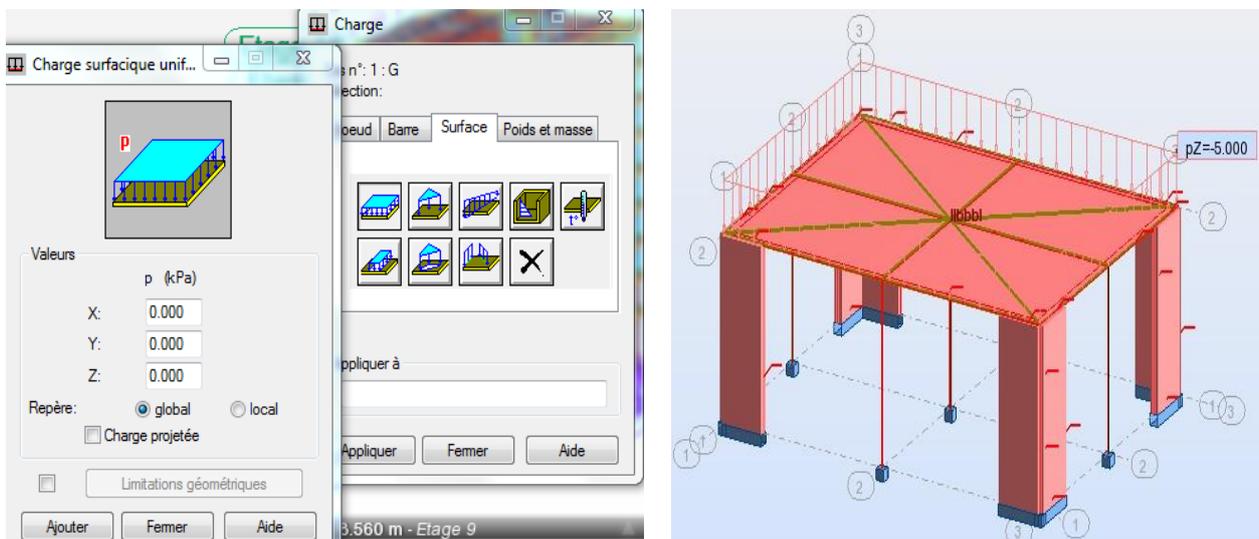


Figure IV.15 : Application des charges surfaciques

IV.2.11. Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement ; parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

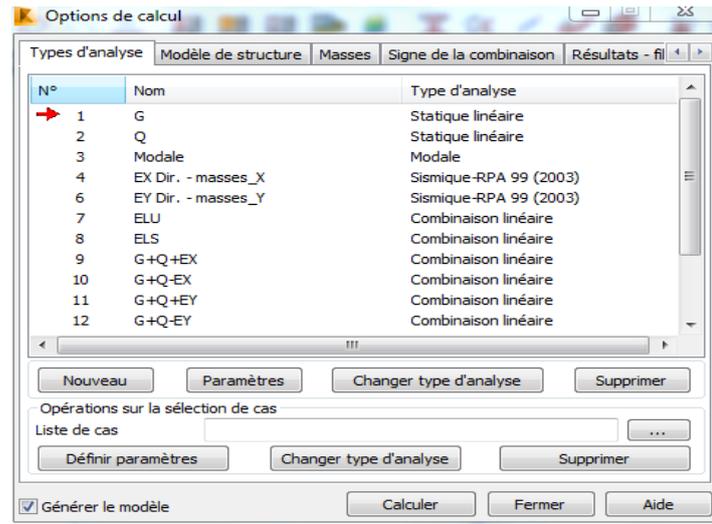


Figure IV.16 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

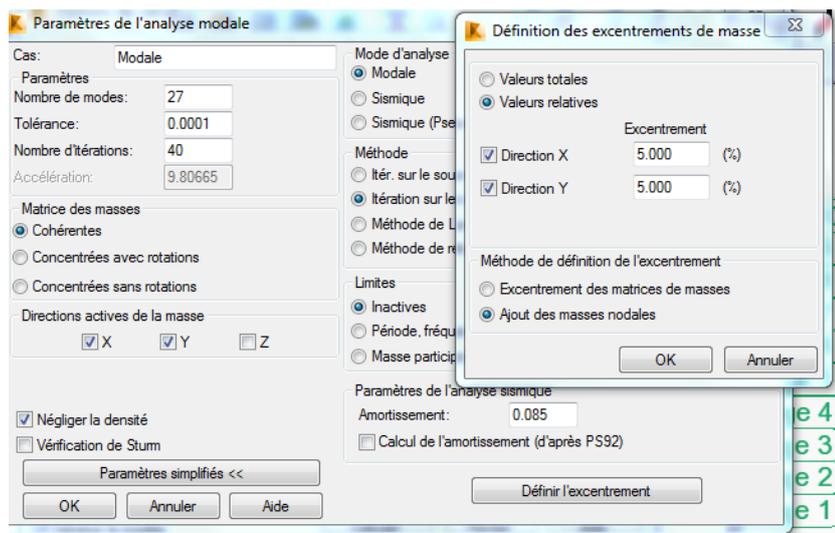


Figure IV.17 : paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

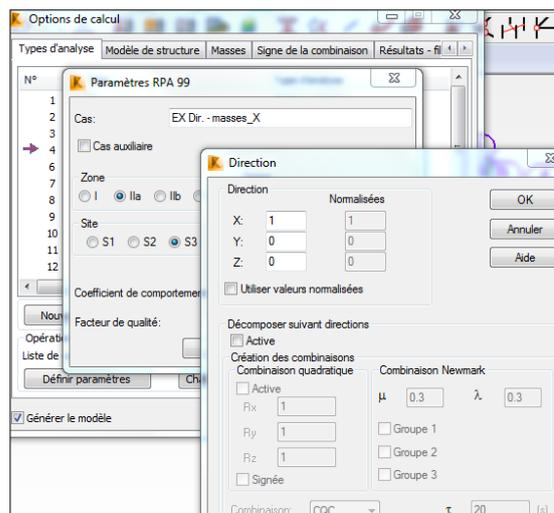


Figure IV.18 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

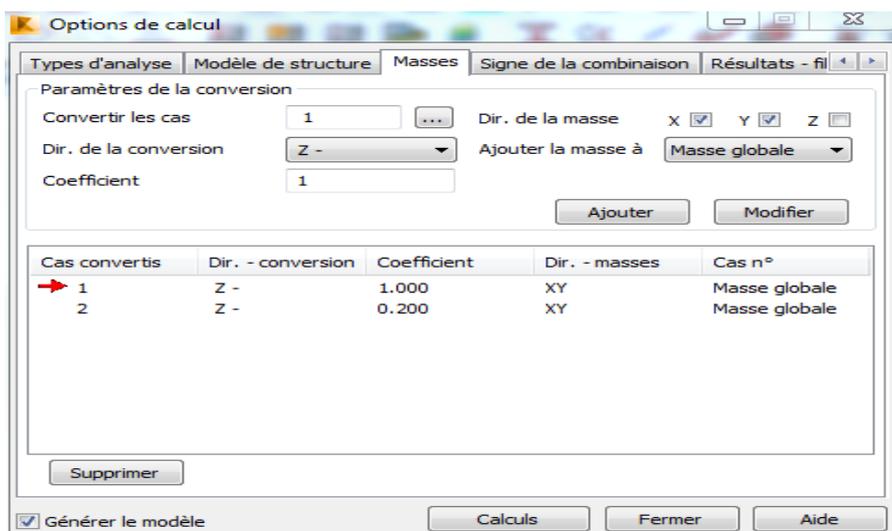


Figure IV.19 : Considération de la masse totale et de 20 % des charges d'exploitations

IV.2.12. Les combinaisons d’actions

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

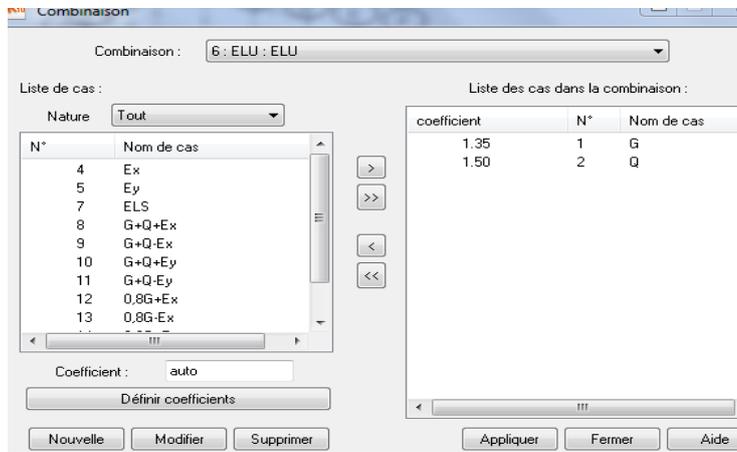


Figure IV.20 : définir les combinaisons d’actions

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	ELU	naison linéaire	ELU	permanente	$1*1.350+2*1.500$
8 (C)	ELS	naison linéaire	ELS	permanente	$(1+2)*1.000$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	naison linéaire	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.000$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	naison linéaire	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+4*-1.000$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	naison linéaire	ACC	sismique	$(1+2+6)*1.000$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	naison linéaire	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+6*-1.000$
13 (C) (CQC)	0.8G+EX	naison linéaire	ACC	sismique	$1*0.800+4*1.000$
14 (C) (CQC)	0.8G-EX	naison linéaire	ACC	sismique	$1*0.800+4*-1.000$
15 (C) (CQC)	0.8G+EY	naison linéaire	ACC	sismique	$1*0.800+6*1.000$
16 (C) (CQC)	0.8G-EY	naison linéaire	ACC	sismique	$1*0.800+6*-1.000$

Figure IV.21 : tableau de combinaisons

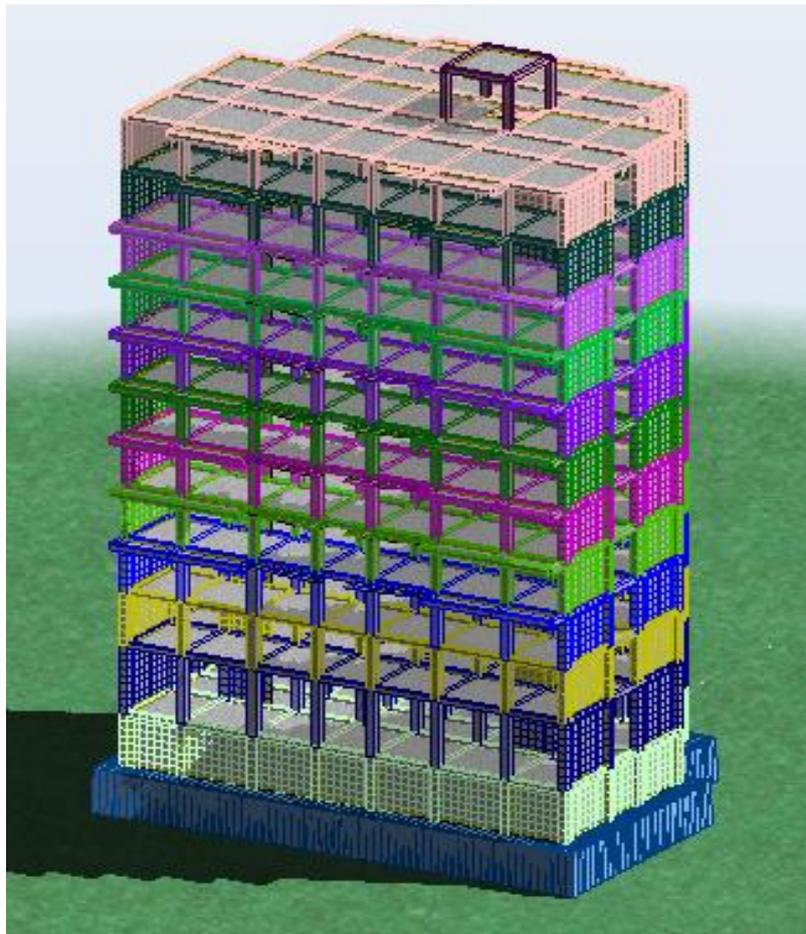


Figure IV.22 : Vue finale de la structure

IV.2.13. Vérification de la structure

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

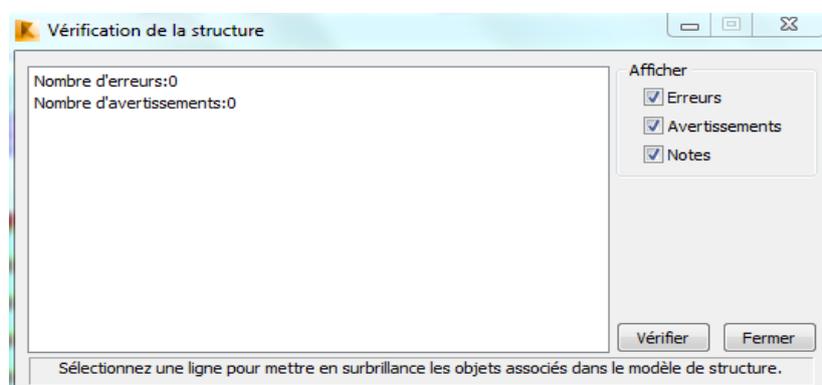


Figure IV.23 : Vérification de la structure

IV.2.14. Analyse de la structure :

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

IV.3. Exploitation des résultats :

Dans le menu « résultat » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « tableau », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

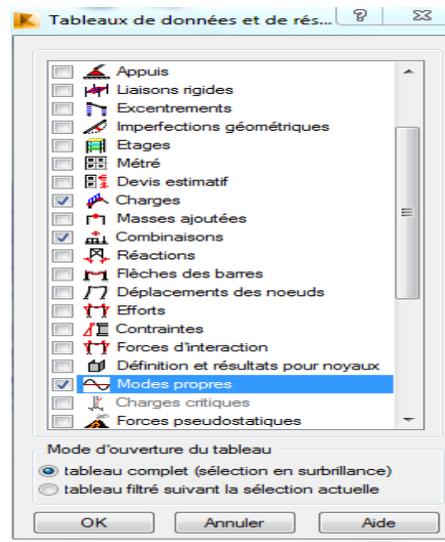


Figure IV.24 : Exploitation des résultats

IV.3.1. Vérification des périodes

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,045	0,489	78,306	0,165	0,0	78,306	0,165	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 2	2,264	0,442	78,487	73,226	0,0	0,181	73,062	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 3	4,210	0,238	78,498	73,303	0,0	0,012	0,077	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 4	6,232	0,160	87,771	73,313	0,0	9,273	0,010	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 5	7,626	0,131	87,777	88,442	0,0	0,006	15,129	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 6	8,928	0,112	87,864	88,663	0,0	0,087	0,222	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 7	9,244	0,108	87,922	89,174	0,0	0,058	0,511	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 8	9,911	0,101	87,959	89,230	0,0	0,036	0,056	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 9	11,167	0,090	90,044	89,230	0,0	2,086	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 10	12,694	0,079	90,047	89,261	0,0	0,003	0,031	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 11	15,405	0,065	90,047	92,360	0,0	0,000	3,098	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 12	15,662	0,064	91,052	92,361	0,0	1,005	0,001	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 13	19,765	0,051	91,708	92,361	0,0	0,655	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 14	21,433	0,047	91,708	92,362	0,0	0,001	0,001	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 15	22,160	0,045	91,708	94,089	0,0	0,000	1,727	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 16	23,496	0,043	92,144	94,089	0,0	0,436	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 17	26,866	0,037	92,357	94,089	0,0	0,213	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 18	28,154	0,036	92,357	95,325	0,0	0,000	1,235	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 19	29,879	0,033	92,445	95,341	0,0	0,088	0,016	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 20	29,941	0,033	92,471	95,390	0,0	0,026	0,050	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 21	32,296	0,031	92,517	95,391	0,0	0,046	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 22	33,444	0,030	92,517	96,146	0,0	0,000	0,755	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 23	33,745	0,030	92,548	96,147	0,0	0,031	0,001	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 24	35,410	0,028	92,548	96,194	0,0	0,000	0,047	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 25	36,914	0,027	92,565	96,195	0,0	0,017	0,001	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 26	37,084	0,027	93,090	96,207	0,0	0,525	0,013	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 27	37,415	0,027	93,246	96,275	0,0	0,156	0,068	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 28	37,724	0,027	93,249	96,304	0,0	0,004	0,029	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 29	38,548	0,026	93,249	96,436	0,0	0,000	0,132	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 30	39,646	0,025	93,250	96,832	0,0	0,000	0,396	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 31	40,136	0,025	93,250	96,832	0,0	0,000	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
3/ 32	40,657	0,025	93,269	96,832	0,0	0,019	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0

Tableau IV.1 : Résultats dynamiques

On clique sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	43,488	0,489	93,620	97,861	0,0	78,306	73,062	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	36	1	36	36	1	1	2	1	1	1	1
MIN	2,045	0,023	78,306	0,165	0,0	0,000	0,000	0,0	9551566,432	9551566,432	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	36	1	1	1	31	34	1	1	1	1

Tableau IV.2 : L'analyse modale

IV.3.2. Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3,455	3,622	0,727	0,001	0,002	0,000
Noeud	478	475	491	3050	14876	477
Cas	4	5	5	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC	CQC			
MIN	-3,486	-3,757	-1,104	-0,001	-0,002	-0,000
Noeud	478	475	489	2932	14824	477
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.3: Déplacements des nœuds

IV.3.3. Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,053	0,027	0,125
Barre	2801	2801	2697
Cas	4	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode	CQC		
MIN	-0,054	-0,026	-0,219
Barre	2801	2801	1953
Cas	13 (C) (CQC)	5	14 (C) (CQC)
Mode		CQC	

Tableau IV.4 : Vérification des déformations

IV.3.4. Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	171,104	227,351	1513,066	52,231	37,253	0,371
Noeud	1	15	1	91	81	67
Cas	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-167,955	-217,263	-94,603	-52,983	-36,587	-0,367
Noeud	15	91	91	15	91	67
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.5 : réaction d'appuis

IV.3.5. Les efforts internes dans les barres

Si on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2036,808	228,402	266,488	3,676	137,153	105,374
Barre	1289	3133	2801	2893	1289	3133
Noeud	515	94	525	276	515	94
Cas	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	4	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode				CQC		
MIN	-468,387	-197,274	-270,181	-3,676	-135,685	-96,188
Barre	2905	2905	1289	2893	2801	3067
Noeud	296	296	515	276	525	210
Cas	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

Tableaux IV.6 : Efforts internes

IV.3.6. Diagramme des efforts dans les barres

Dans le menu « **résultat** » on clique sur « **diagramme-barres** », on clique sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.

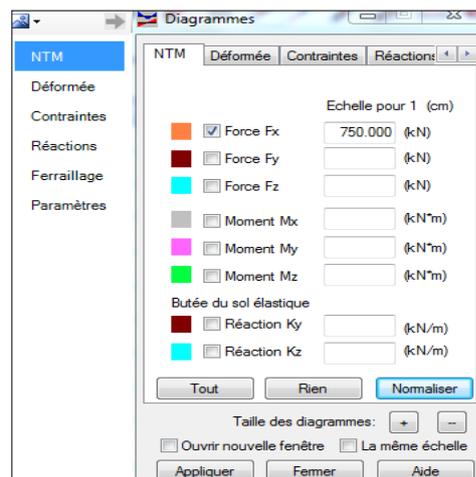
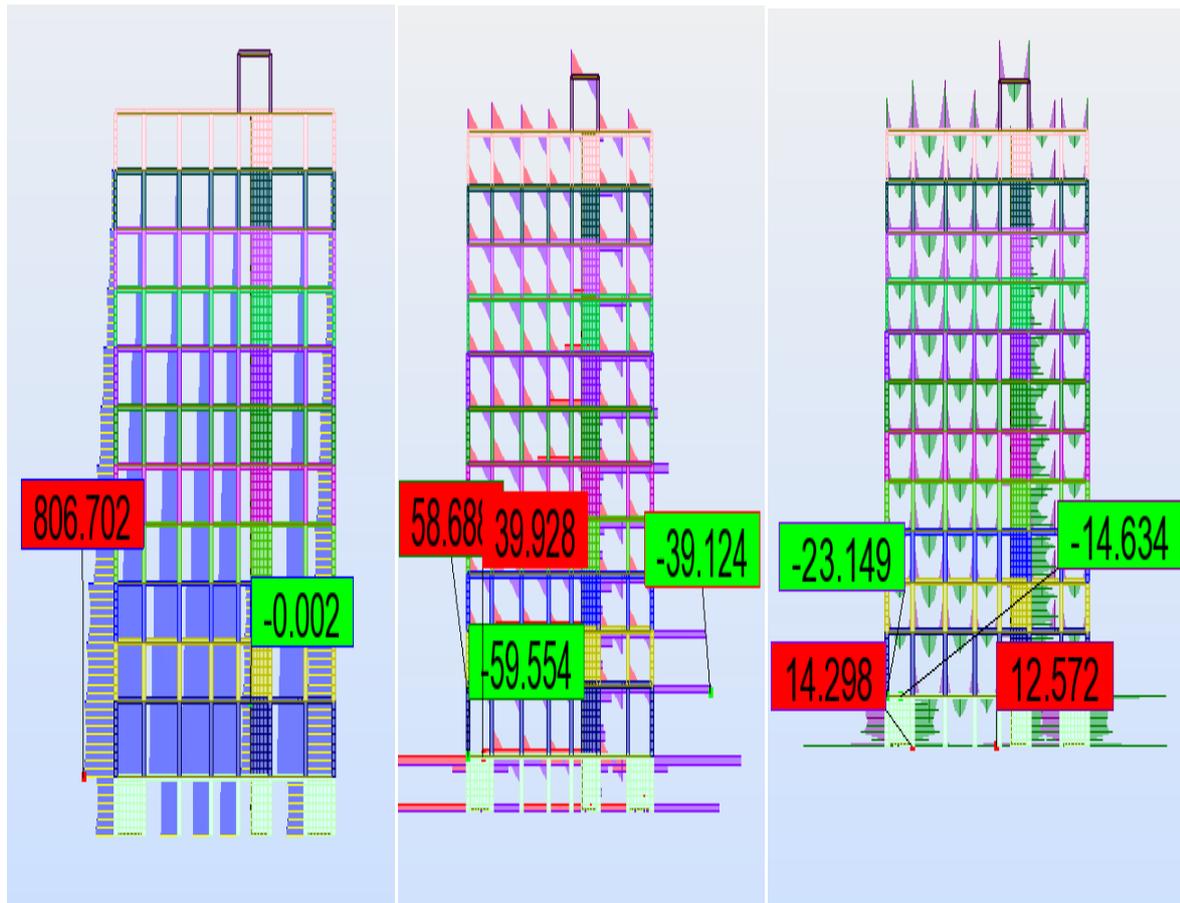


Figure IV.25 : Diagrammes -barres



Efforts normaux

Efforts tranchants

Moments fléchissant

Figure IV.26: les différents diagrammes (N, T et M) dans les portiques

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On clique sur « déformée », puis sur « démarrer ».

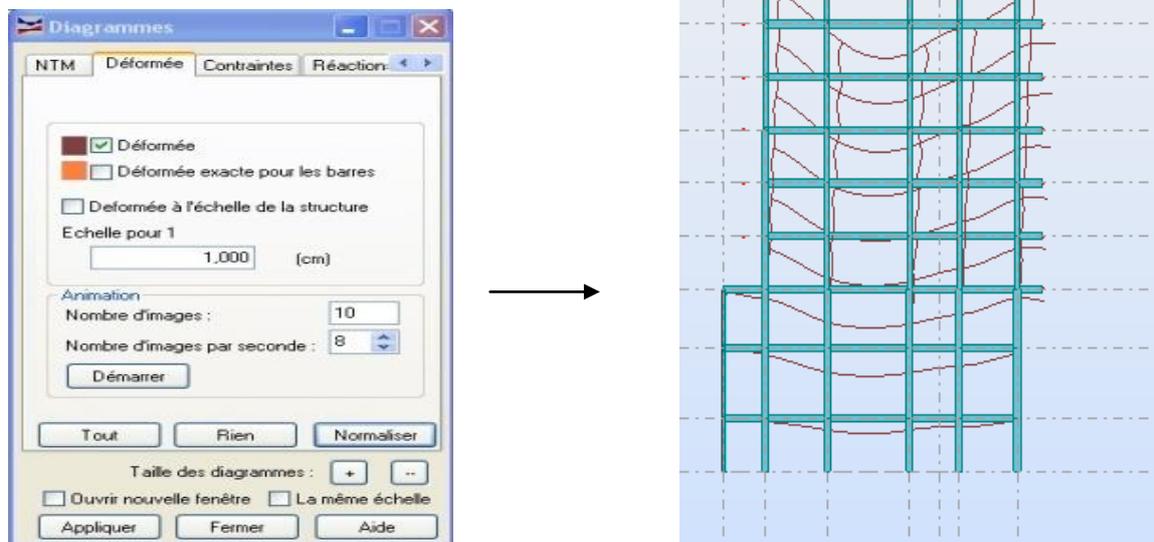


Figure IV.27 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on clique sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

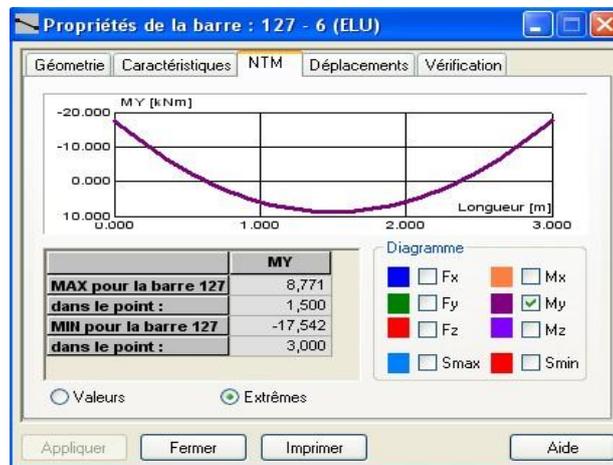


Figure IV.28 : Propriétés de la structure

IV.3.7. Les efforts dans les voiles

Dans le menu « résultats » on clique sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

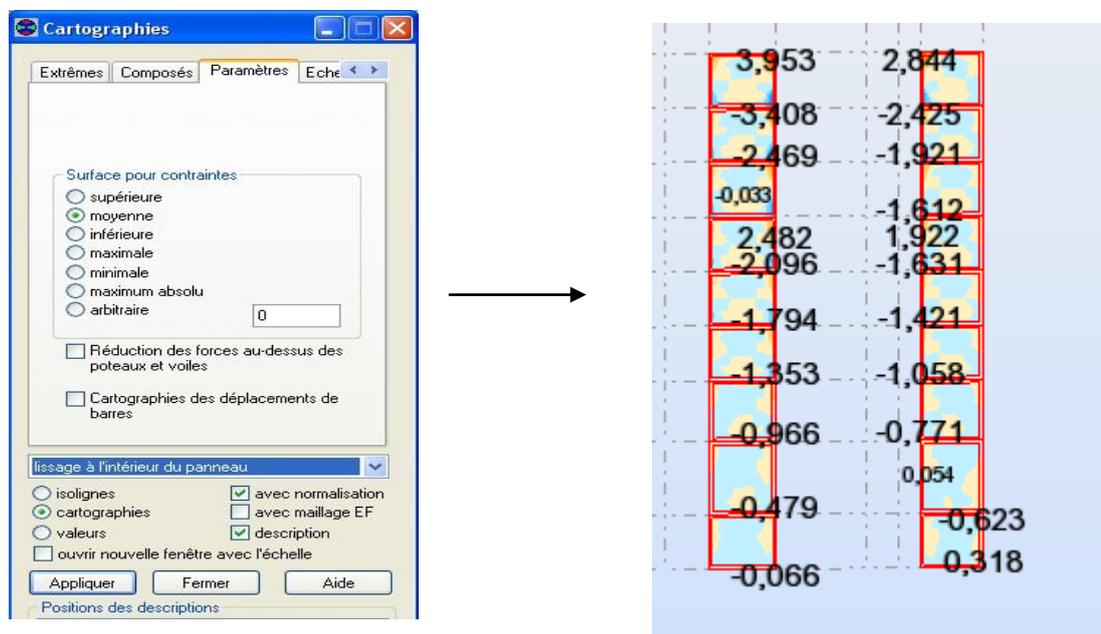


Figure IV.29: Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans les tableaux « panneau », « résultats réduits pour les panneau ».

IV.3.8. Note de calcul

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simplifiés ou complète. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT 2014 et l'exploitation des résultats.

V. 2) Introduction des données dans ROBOT :**V.2.1) Section des barres:*****Bloc I :***❖ **Les poutres :**Les poutres principales (Pp).....(30x35)cm²Les poutres secondaires (Ps).....(30x30)cm²Les poutres palières (Ppal).....(35x20)cm²❖ **Les poteaux :**Poteaux S/sol,RDC,1,2 étages.....(45x45)cm²Poteaux 3,4,5,6 étages.....(40x40)cm²Poteaux 7,8,9,10 étages.....(35x35)cm²**V.2.2) Epaisseurs EF :*****Bloc I :***❖ **Les voiles :**e_p = 20 cm❖ **Les balcons :**e_p = 15 cm❖ **Les portes à faux :**e_p = 15 cm❖ **Les paliers :**e_p = 17cm❖ **Les volées :**e_p = 17 cm❖ **La salle machine :**e_p = 15 cm❖ **Voile périphérique.**e_p = 20 cm

Remarque : Le poids propre des éléments en béton armé sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT lors de la modélisation de la structure.

V.2.3) Définition des options de calcul :❖ **Analyse modale :** (RPA99 mod 2003)Nombre de modes $\geq 3n$

n: nombre de niveaux à partir de la base.

Nombre de modes $\geq 3 \times 11 = 33$

-On prend le nombre de modes= 50 modes

-Masses participantes=90%(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

-Amortissement $\varepsilon = 0,085$ ❖ **Masse sismique :** (RPA99 mod 2003)

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

ROBOT 2014

Date: 14/09/16

Propriétés du projet: **ROBOT2016-7**

Nom du fichier: **ROBOT2016-7.rtd**

Emplacement: C:PC

Créé: 13/07/16 15:58

Modifié: 13/07/16 15:58

Taille: 24023040

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.350 (m)

Y = 8.350 (m)

Z = 17.280 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.596 (m)

Y = 8.146 (m)

Z = 15.440 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 369155900.711 (kg*m²)

I_y = 451030282.685 (kg*m²)

I_z = 229634357.006 (kg*m²)

Masse = 2362439.772 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 12.474 (m)

Y = 8.031 (m)

Z = 15.440 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

I_x = 574631721.159 (kg*m²)

I_y = 834793253.884 (kg*m²)

I_z = 818873148.654 (kg*m²)

Masse = 9602864.564 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 12.474 \text{ (m)}$$

$$Y = 8.031 \text{ (m)}$$

$$Z = 15.440 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 574631721.159 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 834793253.884 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 818873148.654 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 9602864.564 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	11405
Nombre de barres:	1569
Eléments finis linéiques:	4275
Eléments finis surfaciques:	9616
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	2457
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	263
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	15
Combinaisons:	10

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	66852
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	5
Durée max itér. sur sous-espace:	114
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	291

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé:	602151744
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	27810848
Mémoire:	38437900

Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	2.510064e+007	3.378490e+017
Précision:	4	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :	6.45607e+001 (kN*m)
Précision :	2.75078e-007

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :	1.84524e+000 (kN*m)
Précision :	2.71581e-007

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse	: Modal
Méthode	: Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	: Concentrée sans rotations
Nombre de modes	: 36
Nombre d'itérations	: 40
Tolérance	: 1.00000e-004
Amortissement	: 0.085
Limites	: 0.000
Coefficient des masses participantes	: 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X =	1.000
Y =	0.000
Z =	0.000

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

$$W_t = G + 0,2Q$$

❖ **Nœud maitre :**

Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maitres :

- Une translation suivant X.
- Une translation suivant Y.
- Une rotation autour de Z.

❖ **Liaisons rigides (diaphragmes) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds du plancher au nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragme.

V. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Justification du système de contreventement
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Vérification de la résultante des forces sismiques à la base
- Vérification de l'excentricité
- Vérification du déplacement latéral inter étage
- Spécification pour les poteaux
- Déplacement maximal
- Justification vis-à-vis de l'effet **P**

V.1 Méthode de calcul

Le RPA nous propose 3 méthodes de calcul :

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

V.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Chapitre IV Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003)

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **37,62 m**, implanter à Tizi-Ouzou qui est une zone **IIIa**.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».

On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

V.1.2 : Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe de la méthode**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

- **Classification de l'ouvrage :** Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

$H = 37,62 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe d'usage 2**.

- **Classification du site :** (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3(Site meuble)** avec une contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2,5\text{bar}$

- **Spectre de réponse de calcul :** (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003)

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements , de vitesse et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres .

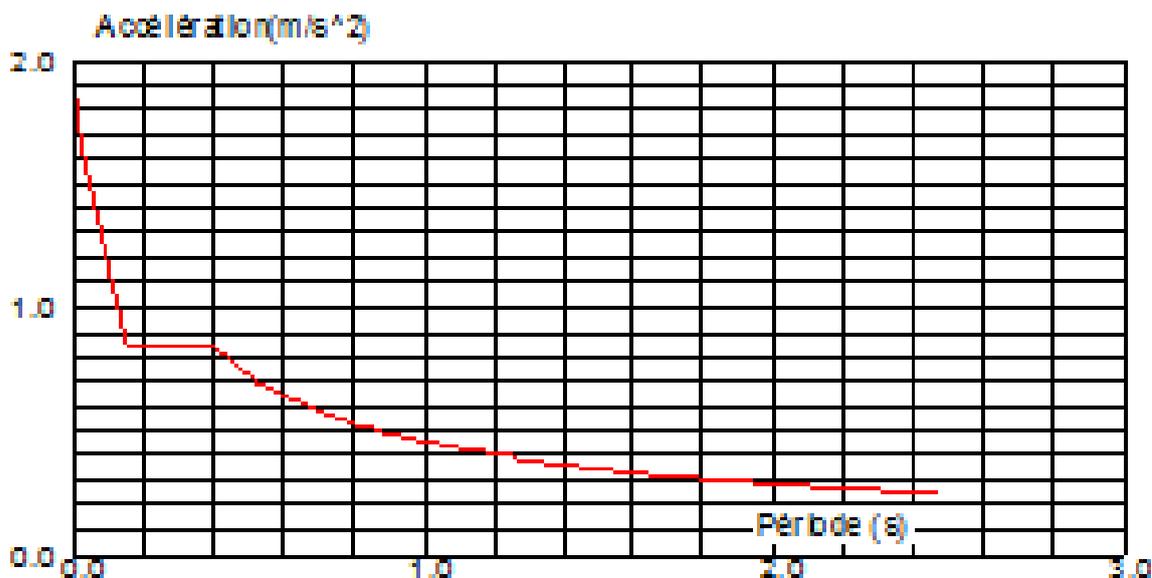


Figure.V.1. Spectre de réponse.

V.2. Justification du système de contreventement : (art3.4.RPA99/2003)

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 de la confession de comportement R (tab 4.3 RPA)

-charges sismique reprises par les portiques :

Sens xx : 16,71%

Sens yy : 19,02%

-Charges sismique reprises par les voiles :

Sens xx : 83,29 %

Sens yy : 80,98%

Conclusion :

On constate que :

Pour les charges horizontals :

L'effort repris par les voiles est plus importante que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le RPA, le système de contreventement par **des voiles**.

V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times B \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

V.3. 1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas

{ ZoneIIa

Groupe 2

⇒ A=0.15

V.3. 2. Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de

Contreventement (par voile) dont R=4

V.3. 3. Facteur de qualité Q :

$$Q = \sum_1^6 p_q$$

Pq : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003)

Tableau de facteur de qualité Qx :

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan.	Oui	0
3. Régularité en plan.	Non	0,05
4. Régularité en élévation.	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0

On aura donc $Q_x = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1.05$

$Q_x = 1.05$

Tableau de facteur de qualité Qy

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan.	Non	0.05
3. Régularité en plan.	Non	0.05
4. Régularité en élévation.	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0

On aura donc $Q_y = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15$

$Q_y = 1.15$

V.3. 4. Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n \frac{\left[\frac{T_2}{3.0} \right]^{\frac{2}{3}}}{\left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

-**T₂** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4-7.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 $\Rightarrow T_2 = 0.5$ s

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (4.2.RPA99/2003)

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

-**T** : Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003) $T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$

Avec : **h_N** : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 37.62m$$

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4-6.RPA99/2003)

$$\Rightarrow CT = 0.05$$

$$\Rightarrow 0.05(37.62)^{\frac{3}{4}} = 0.759s$$

-Les périodes donnés par robot (2014) sont :

$$T_{ROBOT} = 0.489$$
 s

1^{er} mode translation suivant U_X.

2^{eme} mode translation suivant U_Y.

3^{eme} mode rotation.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,045	0,489	78,306	0,165	0,0	78,306	0,165	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 2	2,264	0,442	78,486	73,226	0,0	0,181	73,061	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 3	4,210	0,238	78,498	73,303	0,0	0,012	0,077	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 4	6,232	0,160	87,771	73,312	0,0	9,273	0,010	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 5	7,625	0,131	87,777	88,441	0,0	0,006	15,128	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 6	8,928	0,112	87,864	88,662	0,0	0,087	0,222	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 7	9,243	0,108	87,922	89,174	0,0	0,058	0,512	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 8	9,911	0,101	87,958	89,230	0,0	0,036	0,056	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 9	11,166	0,090	90,044	89,230	0,0	2,086	0,000	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 10	12,693	0,079	90,046	89,261	0,0	0,003	0,031	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 11	15,403	0,065	90,046	92,359	0,0	0,000	3,098	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 12	15,659	0,064	91,052	92,360	0,0	1,005	0,001	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 13	19,759	0,051	91,706	92,360	0,0	0,655	0,000	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 14	21,429	0,047	91,707	92,361	0,0	0,001	0,001	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 15	22,155	0,045	91,707	94,087	0,0	0,000	1,726	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 16	23,485	0,043	92,143	94,087	0,0	0,436	0,000	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 17	26,847	0,037	92,356	94,087	0,0	0,213	0,000	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 18	28,145	0,036	92,357	95,322	0,0	0,000	1,235	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 19	29,831	0,034	92,432	95,344	0,0	0,076	0,022	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0
3/ 20	29,936	0,033	92,471	95,386	0,0	0,038	0,041	0,0	9551565,662	9551565,662	0,0

La somme des masses modales dans le 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 73,061% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 78,306%.

On doit vérifier que :

$$\frac{T}{T_c} \leq 1.3 \text{ avec } T: \text{ la période donnée par ROBOT.}$$

$$\frac{T}{T_c} = \frac{0,489}{0,759} = 0,644 \leq 1.3 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Calcul de la valeur de D

- Pour le sens longitudinal :

$$D_x = 24.7 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{37.62}{\sqrt{24.7}} = 0.681 \text{ s}$$

$$C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 37.62^{3/4} = 0.759$$

$$T = \min(0.489; 0.681) = 0.489 \text{ s}$$

On a : $\rightarrow 2.5n$

$\rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \quad D_x = 2.04 \text{ m}$

- Pour le sens transversal :

$D_y = 17.1 \text{ m}$

$$T_y = 0.09 \times \frac{37.62}{\sqrt{17.1}} = 0.818 \text{ s.}$$

$T = \min (0.489 ; 0.818) = 0.489 \text{ s.}$

On a : $\rightarrow 2.5n$

$\rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad D_y = 2.04 \text{ m}$

V. 4. Nombre de mode à considérer (art4.3.4.RPA99/2003)

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; T_K la période du mode K.

- Dans notre cas $N=11$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 10)$
Donc $K=10$ nombre de modes.

V. 5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$W = 71004.304 \text{ kN}$$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.05}{4} \times 71004.304 = 5703.420 \text{ kN}$$

$$V_{sx}=5703.420\text{kN}$$

$$V_{sy}=\frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{4} \times 71004.304 = 6246.603\text{kN}$$

$$V_{sy}=6246.603\text{kN}$$

$$\text{Sens}_{xx} : 80\%V_{sx}=4562.736\text{kN} < V_{DX}\text{Robot}=7467.945\text{kN}$$

$$\text{Sens}_{yy} : 80\%V_{sy}=4997.282\text{kN} < V_{DY}\text{Robot}=7810.072\text{kN}$$

Condition vérifiée

V.6. Vérification de l'excentricité :

V-6-1) Les excentricités théoriques:

Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant:

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	Etage 1	812127,827	0 8,153 -1,188	7 7,935 -1,188	27227765,783	48917295,985	75571366,433	0,004	0,218	1,235	0,855
4/ 2	Etage 2	681635,635	520 8,228 2,531	483 8,020 2,531	18845148,070	41951145,395	60008111,813	0,037	0,208	1,235	0,855
4/ 3	Etage 3	607029,956	497 8,203 5,999	483 8,020 5,999	16545918,823	36199165,592	52348430,708	0,014	0,184	1,235	0,855
4/ 4	Etage 4	893657,318	450 7,972 9,123	483 8,020 9,123	26315372,733	49623474,705	75517230,106	0,033	0,047	1,235	0,975
4/ 5	Etage 5	865030,709	3 7,962 12,227	3 8,014 12,227	25381883,162	47933197,587	72926049,940	0,030	0,051	1,235	0,975
4/ 6	Etage 6	865030,709	3 7,962 15,287	3 8,014 15,287	25381883,749	47933198,174	72926049,940	0,030	0,051	1,235	0,975
4/ 7	Etage 7	865030,709	3 7,962 18,347	3 8,014 18,347	25381884,335	47933198,761	72926049,940	0,030	0,051	1,235	0,975
4/ 8	Etage 8	865030,709	3 7,962 21,407	3 8,014 21,407	25381884,922	47933199,347	72926049,940	0,030	0,051	1,235	0,975
4/ 9	Etage 9	839771,937	7 7,952 24,511	4 8,009 24,511	24557455,521	46441162,091	70639677,127	0,027	0,057	1,235	0,975
4/ 10	Etage 10	839771,937	7 7,952 27,571	4 8,009 27,571	24557456,107	46441162,677	70639677,127	0,027	0,057	1,235	0,975
4/ 11	Etage 11	827470,824	8 8,083 30,614	4 8,009 30,614	23593245,860	45243699,046	68483281,964	0,026	0,074	1,235	0,975
4/ 12	Etage 12	617533,768	8 8,060 33,683	4 8,009 33,683	18564130,469	35223201,359	53430850,105	0,034	0,051	1,235	0,975
4/ 13	Etage 13	23742,526	0 9,050 36,820	0 9,050 36,820	97354,998	80613,116	163682,415	0,000	0,0	0,180	0,200

Tableau :L'excentricité théorique.

V.6.2. Evaluation de l'excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportent des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans 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.
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	510 3528A3540		24,700	17,100	1,235	0,855
2	Etage 2	3469 3472 3511		24,700	17,100	1,235	0,855
3	Etage 3	3470 3473 3512		24,700	17,100	1,235	0,855
4	Etage 4	3476 3477 3513		24,700	19,500	1,235	0,975
5	Etage 5	480 3481 3514		24,700	19,500	1,235	0,975
6	Etage 6	484 3485 3515		24,700	19,500	1,235	0,975
7	Etage 7	488 3489 3516		24,700	19,500	1,235	0,975
8	Etage 8	2 3493 3517		24,700	19,500	1,235	0,975
9	Etage 9	3496 3497 3518		24,700	19,500	1,235	0,975
10	Etage 10	3 3500 3501		24,700	19,500	1,235	0,975
11	Etage 11	504 3505 3520		24,700	19,500	1,235	0,975
12	Etage 12	3508 3509 3521		24,700	19,500	1,235	0,975
13	Etage 13	A288 330A334		3,600	4,000	0,180	0,200

Tableau: L'excentricité accidentelle.

Doit vérifier que : $e = \max(0.05L_{max} ; e_0)$

Avec e_0 : excentricité théorique

$$e_x = \max(0.05 \times 24.7; 0.004) = 1.235 \implies \text{Condition vérifié}$$

$$e_y = \max(0.05 \times 19.50; 0.218) = 0.975 \implies \text{Condition vérifié}$$

La condition d'excentricité est vérifiée pour tous les planchers.

V.7. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_K = K \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement R=5

δ_{ek} : Déplacement du 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 (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapportaux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.*

Tableau du déplacement latéral inter étage :

Etage	$\delta_{KX}(\text{cm})$	$\delta_{KY}(\text{cm})$	$\Delta_{KX}(\text{cm})$	$\Delta_{KY}(\text{cm})$	1%h (cm)
SS	0,065	0,108	/	/	3,06
RDC	0,580	0,389	0,515	0,281	3,96
1	0,906	0,629	0,326	0,240	3,06
2	1,236	0,896	0,330	0,267	3,06
3	1,581	1,189	0,345	0,293	3,06
4	1,908	1,496	0,327	0,307	3,06
5	2,212	1,807	0,304	0,311	3,06
6	2,486	2,217	0,274	0,410	3,06
7	2,739	2,423	0,253	0,206	3,06
8	2,950	2,714	0,211	0,291	3,06
9	3,114	2,984	0,164	0,270	3,06
10	3,229	3,228	0,115	0,244	3,06
11	3,457	3,635	0,228	0,407	3,06

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage **Condition vérifiée**

V.8. Spécification pour les poteaux Art 7.4.3.1/ RPA99 version 2003

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $G + Q \pm E$.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

V.9. Déplacement maximal :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,053	0,027	0,125
Barre	2801	2801	2697
Cas	4	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode	CQC		
MIN	-0,054	-0,026	-0,219
Barre	2801	2801	1953
Cas	13 (C) (CQC)	5	14 (C) (CQC)
Mode		CQC	

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

On a $\delta x = 0.053$ $\delta y = 0.027 < f = \frac{37,62}{500} = 0.075$ **Condition vérifiée**

V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Art 5.9 RPA99 version 2003 :

Les effets de 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

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

h_k : Hauteur d'étage « k »

Niveau	P(KN)	Sens XX				Sens-Y-Y			
		Δ_k	V_k	h_k	θ_x	Δ_k	V_k	h_k	θ_y
SS	812,127	0,065	7467,984	3,06	0,00002	0,108	7815,630	3,06	0,00003
RDC	681,635	0,515	7444,340	3,96	0,00013	0,281	7737,190	3,96	0,00006
1	607,029	0,326	7283,724	3,06	0,00008	0,240	7570,503	3,06	0,00006
2	865,030	0,330	7051,537	3,06	0,00013	0,267	7346,941	3,06	0,00010
3	865,030	0,345	6601,742	3,06	0,00014	0,293	6923,881	3,06	0,00012
4	865,030	0,325	6057,082	3,06	0,00015	0,307	6419,594	3,06	0,00013
5	865,030	0,304	5411,328	3,06	0,00015	0,311	5821,153	3,06	0,00015
6	865,030	0,274	4668,963	3,06	0,00016	0,410	5121,508	3,06	0,00019
7	839,771	0,253	3842,359	3,06	0,00018	0,206	4315,143	3,06	0,00013
8	839,771	0,211	2937,195	3,06	0,00019	0,291	3391,382	3,06	0,00023
9	827,470	0,164	1936,567	3,06	0,00022	0,270	2312,033	3,06	0,00031
10	617,533	0,115	852,962	3,06	0,00027	0,244	1063,734	3,06	0,00046
11	23,442	0,228	37,289	3,06	0,00046	0,407	64,412	3,06	0,00048

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

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.

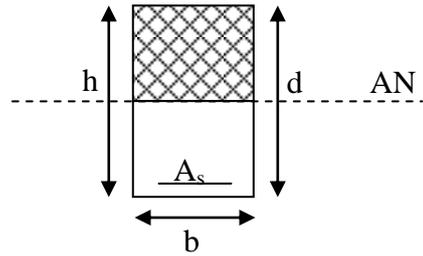
$$\text{On calcul le moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

- ✳ 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 :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

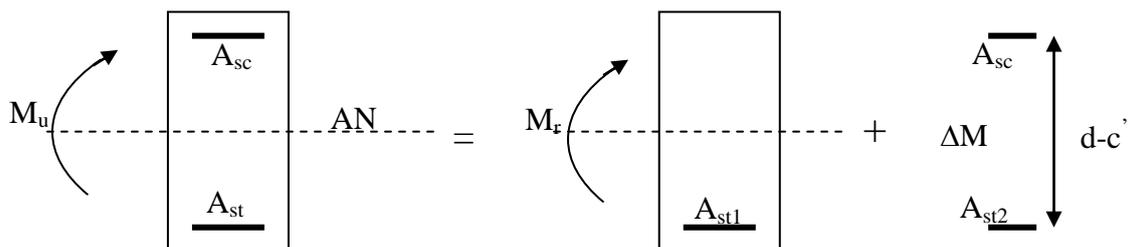
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$



- 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	ELU	89,057	9,04	0,5% x 30 x 35=5.25	12,80	3HA12+3HA20
RDC		ELU	67,608	6,64		12,80	3HA12+3HA20
1 ^{ER}		ELU	67,608	6,64		12,80	3HA12+3HA20
2eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
3eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
4eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
5eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
6eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
7eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
8eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
9eme		ELU	115,483	12,30		12,80	3HA12+3HA20
10eme		ELU	61,688	6,00		12,80	3HA12+3HA20

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	ELU	44,529	4,23	0,5% x 350x 35=5.25	6,47	3HA12+2HA14
RDC		ELU	33,804	3,16		6,47	3HA12+2HA14
1 ^{ER}		ELU	33,804	3,16		6,47	3HA12+2HA14
2eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
3eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
4eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
5eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
6eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
7eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
8eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
9eme		ELU	57,742	5,59		6,47	3HA12+2HA14
10eme	ELU	30,844	2,88	6,47	3HA12+2HA14		

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	15,487	1,69	0,5% x 30 x 30=4.5	3,38	3HA12
RDC		Acci	22,079	2,44		3,38	3HA12
1 ^{ER}		Acci	19,230	2,11		3,38	3HA12
2eme		Acci	18,789	2,06		3,38	3HA12
3eme		Acci	18,742	2,06		3,38	3HA12
4eme		Acci	16,988	1,86		3,38	3HA12
5eme		Acci	14,951	1,63		3,38	3HA12
6eme		Acci	12,811	1,39		3,38	3HA12
7eme		Acci	10,900	1,18		3,38	3HA12
8eme		Acci	9,918	1,07		3,38	3HA12
9eme		Acci	4,640	0,48		3,38	3HA12
10eme		Acci	3,974	0,42		3,38	3HA12

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	15,670	1,71	0,5% x 30 x 30=4.5	3.38	3HA12
RDC		Acci	21,758	2,41		3.38	3HA12
1 ^{ER}		Acci	18,949	2,08		3.38	3HA12
2eme		Acci	18,815	2,066		3.38	3HA12
3eme		Acci	18,474	2,029		3.38	3HA12
4eme		Acci	16,744	1,83		3.38	3HA12
5eme		Acci	14,735	1,61		3.38	3HA12
6eme		Acci	12,622	1,37		3.38	3HA12
7eme		Acci	10,744	1,164		3.38	3HA12
8eme		Acci	7,790	0,84		3.38	3HA12
9eme		Acci	4,572	0,457		3.38	3HA12
10eme		Acci	1,987	0,21		3.38	3HA12

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 :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159\text{cm}^2 \implies A_s > A_{min}$$

- 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 $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$.

Pour les poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{163 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.697 \text{MPa}$

Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{41,493 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.512 \text{MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **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 : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 163 - \frac{115,483}{0.9 \times 0.32} = -237,982 < 0$

Pour la poutre secondaire: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 41,493 - \frac{18,789}{0.9 \times 0.27} = -35,827 < 0$

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 :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} \quad \text{Avec} \quad \sum u : \text{le périmètre des aciers.}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{163 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 301.44} = 1,87 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{41,493 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 1,51 \text{ MPa.}$$

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.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 20$: $l_s = 70,55 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

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.

Pour $\phi 20$: $l_a = 28,22 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$

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 :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L\right\} = \min\{30 ; 9.14 ; 12\text{mm}\}$$

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)

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40\text{cm}\} = \min\{28.8 ; 40\text{cm}\} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm.}$$

• **Condition de non fragilité ;** (Art A.5.3/BAEL 91)

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{30 \times 30} = 0.89\text{MPa} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right\} = 0.4\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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
10	22,530	6,47	0,675	0.880	0.038	161,214	6,126	15Mpa	Vérifiée
9	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
8	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
7	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
6	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
5	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
4	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
3	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
2	41,977	6,47	0,675	0.880	0.038	300,367	11,413		
1	24,246	6,47	0,675	0.880	0.038	173,493	6,59		
RDC	24,246	6,47	0,675	0.880	0.038	173,493	6,59		
SS	31,395	6,47	0,675	0.880	0.038	224,647	8,536		

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
10	45,059	12,80	1,333	0.846	0.057	130,032	7,411	15Mpa	Vérifiée
9	83,954	12,80	1,333	0.846	0.057	242,276	13,809		
8	83,954	12,80	1,333	0.846	0.057	242,276	13,809		
7	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
6	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
5	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
4	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
3	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
2	83,954	12,80	1,333	0.882	0.057	242,276	13,809		
1	48,491	12,80	1,333	0.882	0.057	139,936	7,976		
RDC	48,491	12,80	1,333	0.882	0.057	139,936	7,976		
SS	62,791	12,80	1,333	0.882	0.057	181,203	10,328		

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}	σ̄ _{bc}	Obs
10	2,944	3,38	0,418	0,901	0,028	35,804	1,002	15Mpa	Vérifiée
9	2,944	3,38	0,418	0,901	0,028	35,804	1,002		
8	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
7	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
6	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
5	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
4	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
3	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
2	7,136	3,38	0,418	0,901	0,028	86,785	2,429		
1	2,944	3,38	0,418	0,901	0,028	35,804	1,002		
RDC	2,944	3,38	0,418	0,901	0,028	35,804	1,002		
SS	2,944	3,38	0,418	0,901	0,028	35,804	1,002		

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}	σ̄ _{bc}	Obs
10	1,472	3,38	0,418	0,901	0,028	17,902	0,501	15Mpa	Vérifiée
9	1,472	3,38	0,418	0,901	0,028	17,902	0,501		
8	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
7	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
6	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
5	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
4	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
3	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
2	3,568	3,38	0,418	0,901	0,028	43,392	1,214		
1	1,472	3,38	0,418	0,901	0,028	17,902	0,501		
RDC	1,472	3,38	0,418	0,901	0,028	17,902	0,501		
SS	1,89	3,38	0,418	0,901	0,028	22,985	0,643		

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.

❖ **Vérification de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)

- **Sens des Poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

Calcul de la flèche :(les flèches sont tirées directement du logiciel ROBOT)

Sens transversale : $f = 0,06 \leq 8 \text{ mm} \implies$ **condition vérifiée**

Sens longitudinale : $f = 0,47 \leq 7 \text{ mm} \implies$ **condition vérifiée**

❖ **Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :**

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA12+3HA14	3HA12+3HA20	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA12	3HA12	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

TableauVI.1.9.Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire

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.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	F_{c28}	F_{bu}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

- Caractéristique mécanique des matériaux

Sous les combinaisons :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q ± E
- 0,8G±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 :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$$

◆ Leur pourcentage maximal

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

Poteau (45x45) $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

Poteau (45x45) $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

- ◆ 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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'effort «N » : est un effort de traction} \\ e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c : \text{Centre de pression entre les armatures} \end{array} \right.$$

$$A_{st\sup} = \frac{N \times \alpha}{(d - c)\sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{st\inf} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st\sup}$$

VI.2.3.2 Section partiellement comprimée

Une section est partiellement comprimée si :

$$1^{\text{er}} \text{ cas } \left\{ \begin{array}{l} C : \text{ centre de pression est en dehors des armatures} \\ N : \text{ est un effort de traction ou de compression} \end{array} \right.$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas } \left\{ \begin{array}{l} C : \text{ entre les armatures} \\ N : \text{ est un effort de compression} \\ \text{Et la condition suivante sera vérifiée} \\ N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad Nu : \text{ est efforts de compression}$$

$$A_{st} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad Nu : \text{ est un efforts de traction}$$

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 :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

Et

$$A_{sc2} = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

Cas 2 :

$$(0.337h - 0.81c) \sigma_b \cdot h b \leq (0.5h - c) \sigma_b b h \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_s} \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

Les résultats seront donnés dans les tableaux suivant :

Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.
 Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Tableau VI.2.1 Ferrailage 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-2	$P_{max} = 2036,808$	$M_{cor} = -93,595$	45	SEC	0,00	0,00	16,2	18,72	4HA20+4HA14
	$P_{min} = -468,387$	$M_{cor} = 2,383$	X	SEC	0,00	0,00		18,72	
	$P_{cor} = 1969,155$	$M_{max} = -135,685$	45	SEC	0,00	0,00		18,72	
3-6	$P_{max} = 1292,218$	$M_{cor} = -53,784$	40	SEC	0,00	0,00	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	$P_{min} = -213,426$	$M_{cor} = 1,553$	X	SET	2.55	2.78		14,2	
	$P_{cor} = 1241,247$	$M_{max} = -82,195$	40	SEC	0,00	0,00		14,2	
7-10	$P_{max} = 577,446$	$M_{cor} = -22,077$	35	SEC	0,00	0,00	9,8	10,68	4HA14+4HA12
	$P_{min} = -106,779$	$M_{cor} = 22,683$	X	SPC	0.00	3,24		10,68	
	$P_{cor} = 555,810$	$M_{max} = -33,021$	35	SEC	0.00	0,00		10,68	

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-2	$P_{max} = 2036,808$	$M_{cor} = 1,039$	45	SEC	0.00	0.00	16.2	18.72	4HA20+4HA14
	$P_{min} = -468,387$	$M_{cor} = -85,563$	X	SET	11.34	0.37		18.72	
	$P_{cor} = 2036,164$	$M_{max} = 105,374$	45	SEC	0.00	0.00		18.72	
3-6	$P_{max} = 1292,218$	$M_{cor} = 0,665$	40	SEC	0.00	0.00	12.8	14.2	4HA16+4HA14
	$P_{min} = -213,426$	$M_{cor} = -51,919$	X	SPC	6.40	0.00		14.2	
	$P_{cor} = 1278,573$	$M_{max} = 63,626$	40	SEC	0.00	0.00		14.2	
7-10	$P_{max} = 577,446$	$M_{cor} = 0,253$	35	SEC	0.00	0.00	9.8	10.68	4HA14+4HA12
	$P_{min} = 106,779$	$M_{cor} = -0,276$	X	SEC	0.00	0.00		10.68	
	$P_{cor} = 30,942$	$M_{max} = -26,946$	35	SPC	0.00	1.75		10.68	

VI.2.3.3 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{effort tranchant de la section étudiée} \\ b : \text{la largeur de la section étudiée} \\ d : \text{la hauteur utile (d = h-c)} \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{array} \right.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On à : } \lambda_g = \frac{396}{45} = 8,80 \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\bar{\tau}_b = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (45x45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{266.488 \times 10^3}{450 \times 420} = 1.409 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{228.402 \times 10^3}{450 \times 420} = 1.208 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (40x40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{183.415 \times 10^3}{400 \times 370} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{152.528 \times 10^3}{400 \times 370} = 1.03 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (35x35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{81.201 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{64.946 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VI.2.4.1) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

• HA12 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$ on prend $l_s = 45 \text{ cm}$

•

• HA14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,4 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$

- HA16 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$ on prend $l_s = 60 \text{ cm}$
- HA20 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$ on prend $l_s = 70 \text{ cm}$

VI.2.4.2) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

- Pour les HA12 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.
- Pour les HA14 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA20 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.

VI.2.5.1 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.2.5.2 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.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,666 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA 8
Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

VI.2.5.3. Espacement des armatures transversales

♦ Selon le BAEL 91 Art A.8.1.3

$$St \leq \min \{ 15\phi^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \}$$

$$St \leq \{ 15 \times 1,2; 40 \text{ cm}; (40 + 10) \text{ cm} \}$$

$$St \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

♦ 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 : $S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 14\text{cm}$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,707 l_0$).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible

Application numérique :

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 3,96 = 2,78 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,0034}{0,1764}} = 0,139$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2,78}{0,139} = 20,00$$

$\lambda_g \geq 5$ donc le coefficient $\rho_a = 2,50$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 211,418 \text{ KN}$

Pour les

❖ **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 211,418}{45 \times 40} \times 10 = 2,93 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante $S_t = 14 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 211,418}{45 \times 40} \times 14 = 4,09 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.4. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA

$$\lambda_g = \frac{0,7L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,96 = 2,772m.$$

(tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

L_0 : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,4} = 6,9375 \Rightarrow$$

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% . S . b$$

❖ En zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,3\% b s_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ En zone courante :

$$A_{t \min} = 0,3\% b s_t = 0,003 \times 45 \times 14 = 1,89 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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:

$$h' = \max (396/6 , 45 , 45 , 60 \text{ cm}) = 66\text{cm}$$

VI.2.6.1. Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

1. 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.

2. 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 :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2 \right]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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 : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

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)	Sec t (cm ²)	es (m)	$\frac{h}{6}$	nature	σ_b sup MP A	σ_b inf MP A	$\bar{\sigma}_b$ (MP a)	σ_a sup MP A	σ_a sup MP A	$\bar{\sigma}_s$ (MP)	Obs
SS-2	$N_{max}=1113.54$	$M_{cor}=0.054$	45	4.85^{-05}	0.075	SEC	4.44	4.43	15	66.5	66.5	348	vérifiée
	$N_{min}=-251.52$	$M_{cor}=-0.231$	X	9.18^{-04}	0.075	SEC	0.99	1.01		14.9	15.2		
	$N_{cor}=1015.67$	$M_{max}=21.779$	45	0.0214	0.075	SEC	4.98	3.11		72.8	48.6		
3-6	$N_{max}=1029.59$	$M_{cor}=0.054$	40	5.24^{-05}	0.066	SEC	5.19	5.19	15	77.9	77.8	348	vérifiée
	$N_{min}=-251.52$	$M_{cor}=-0.333$	X	0.0013	0.066	SEC	1.25	1.29		18.8	19.3		
	$N_{cor}=569.462$	$M_{max}=16.742$	40	0.029	0.066	SEC	3.9	1.84		56.2	29.9		
7-10	$N_{max}=782.51$	$M_{cor}=0.555$	35	0.0007	0.058	SEC	5.2	5.1	15	77.9	76.6	348	vérifiée
	$N_{min}=-105.65$	$M_{cor}=-2.772$	X	0.026	0.058	SEC	0.44	0.96		7.21	13.7		
	$N_{cor}=868.371$	$M_{max}=0.52$	35	0.0005	0.058	SEC	5.77	5.67		86.4	85.1		

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 sup MP A	σ_b inf MP A	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_a sup MPA	σ_a inf MP A	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
SS-2	N _{max} = 1113.54	M _{cor} = 32.151	45	0.028	0.075	SEC	5.81	3.06	15	84.4	48.7	348	vérifiée
	N _{min} =251.52	M _{cor} =0,018		X	7.15 ⁻⁰⁵	0.075	SEC	1.00		1.00	15		
	N _{cor} = 1113.54	M _{max} =32.151	45	0.028	0.075	SEC	5.81	3.06		84.4	48.7		
3-6	N _{max} =1029.59	M _{cor} =29.701	40	0.028	0.066	SEC	7.02	3.36	15	101.2	54.5	348	vérifiée
	N _{min} =251.52	M _{cor} =0,868		X	0.003	0.066	SEC	1.32		1.21	19.7		
	N _{cor} =959.74	M _{max} =27.281	40	0.028	0.066	SEC	4.85	4.82		72.8	72.4		
7-10	N _{max} =782.506	M _{cor} =0.252	35	0.0003	0.058	SEC	5.18	5.13	15	77.6	77.0	348	vérifiée
	N _{min} =-105.65	M _{cor} =1,734		X	0.016	0.058	SET	0		0	60		
	N _{cor} =876.98	M _{max} =0.246	35	0.0002	0.058	SEC	5.8	5.75		86.9	86.3		

VI.2.7 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 :

$$A_{\text{adopter}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Avec :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1 \text{ MPa}$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} [\text{MPa}]$
- $d = h - c$

•Sens transversal des poteaux :

Section	NS (KN)	Ms (KN.m)	es(m)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	OBS
45X45	1113.54	0.054	4.85 ⁻⁰⁵	5.56	18.72	C.V
	251.52	-0.231	9.18 ⁻⁰⁴	5.49		
	1015.67	21.779	0.0214	6.59		
40X40	1029.89	0.054	5.24 ⁻⁰⁵	4.298	14.20	C.V
	251.52	0.33	0.0013	4.345		
	569.462	16.742	0.029	6.14		
35X35	782.51	0.555	0.0007	3.27	10.68	C.V
	-105.65	-2.772	0.026	4.73		
	868.371	0.52	0.0005	3.26		

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)	A adopté (cm ²)	OBS
45X45	1113.54	32.151	0.028	7.29	18.72	C.V
	251.52	0,018	7.15 ⁻⁰⁵	5.49		
	1113.54	32.151	0.028	7.29		
40X40	1029.59	29.701	0.028	6.03	14.20	C.V
	251.52	0,868	0.003	6.13		
	959.74	27.281	0.028	6.03		
35X35	782.506	0.252	0.0003	3.26	10.68	C.V
	-105.65	1,734	0.016	3.95		
	876.98	0.246	0.0002	3.258		

• Tableau VI.2.6 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens longitudinal

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone **IIa**

	NIVEAU	Section (cm ²)	Armatures longitudinaux
Zone I	SS, RDC, 1,2	45X45	4 HA 20+ 4 HA 14
Zone II	3, 4, 5,6,7	40X40	4 HA 16+4 HA 14
Zone III	8, 9, 10	35X35	4 HA 14+ 4 HA 12

Tableau VI.2.7 Ferrailage finale des poteaux

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 et 2^{ème} étage
- Zone2 : .3.4.5 et 6^{ème} étage
- Zone3 :7, 8.9 et 10^{ème} 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

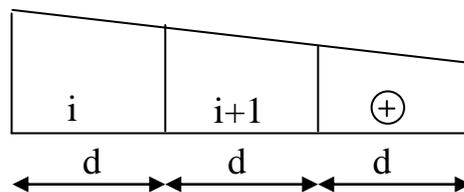
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

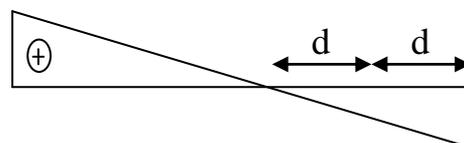
Avec : « e » épaisseur du voile



• **Section partiellement comprimée**

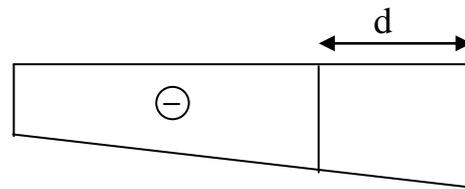
$$N_i = \frac{\sigma_{\text{MIN}} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **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 :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL91)}$$

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.

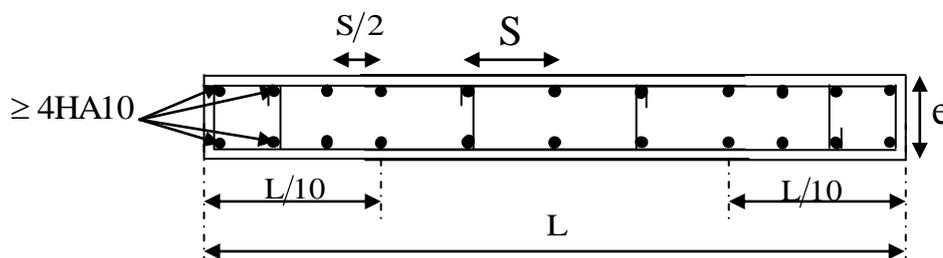


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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 VL3 de la zone I :

$$L = 1,8 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 6213,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5849,12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \longrightarrow L_c = \frac{6213,05}{6213,05 + 5849,12} \cdot 1,8 = 0,93$$

$$L_c = 0,65 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c \longrightarrow L_t = 1,8 - 0,93 = 0,87$$

$$L_t = 0,87 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

On prend $d = 0,436$

Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \frac{(-\sigma_{\min} \times (L_t - d))}{L_t} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{(5849,12 \times (0,87 - 0,436))}{0,87} = 2917,84 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$N_1 = \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_1)}{2} \times d \times e \longrightarrow N_1 = \frac{(5849,12 + 2917,84)}{2} \times 0,436 \times 0,20 = 382,24 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \longrightarrow N_2 = \frac{2917,84}{2} \times (0,87 - 0,436) \times 0,20 = 126,63 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{40} = 9,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{40} = 3,19 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4LVu}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 57.46 \times 10}{400} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 2X5HA12 = 11.30 cm²/d₁ soit: 5HA12 /nappe avec espacement de 9 cm

2^{ème} bande : 2x4HA10 = 6.28cm²/d₂ soit: 4HA10/nappe avec espacement de 20 cm

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 2.825 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 2.62 \text{ cm}^2$

Soit : 5 HA10 = 3.92 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 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{57.416 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1800} = 0.177 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 57.416 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1800} = 0,248 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.248 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1518.501 \times 10^3}{200 \times 2100 + 15 \times 17.58 \times 10^2} = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Tableau VI.3.1. Ferrailage de voile (VL3)

		Zones	Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques		L (m)	1,8	1,8	1,8
		e (m)	0,2	0,2	0,2
		B (m)	0,36	0,36	0,36
Sollicitations de calcul		σ_{max} [KN/m ²]	6213,05	4438,46	2840,45
		σ_{min} [KN/m ²]	-5849,12	-4512,5	-2825,7
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC
		V _u (kN)	57,416	43,765	20,078
		L _t (m)	0,87	0,91	0,90
		L _c (m)	0,93	0,89	0,90
		d (m)	0,436	0,454	0,449
		σ_1 [KN/m ²]	2924,560	2256,250	1412,850
	N (kN)	N ₁	382,90	307,11	190,24
		N ₂	127,635	102,371	63,413
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,57	7,68	4,76
		A _{v2}	3,19	2,56	1,59
		A _{vj} (cm ²)	2,21	1,68	0,77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10,12	8,10	4,95
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,74	2,98	1,78
		A _{min} (cm ²)	4,58	4,76	4,71
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	7,85
Bonde 2		6,28	6,28	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 5HA12	2 × 5HA12	2 × 5HA10
		Bonde 2	2 × 4HA10	2 × 4HA10	2 × 4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	9cm	9cm	9 cm
		Bonde 2	20cm	20 cm	20cm
		A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	2,62	2,72	2,70
		A _H /nappe (cm ²)	2,83	2,83	1,96
		Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	e _p =20 cm	(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	
Vérification des contraintes			4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,177	0,135	0,062
		τ_b (MPa)	0,248	0,189	0,087
	ELS	N _s (kN)	1518,501	1293,883	687,987
σ_b (MPa)		3,40	3,35	1,80	

Tableau VI.3.2. Ferrailage de voile (VL2)

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,3	2,3	2,3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,46	0,46	0,46		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5782,66	4031,02	2510,27		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5910,5	-4147,81	-2527,6		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	75,092	56,7	26,529		
	L _t (m)	1,16	1,17	1,15		
	L _c (m)	1,14	1,13	1,15		
	d (m)	0,581	0,583	0,577		
	σ_1 [KN/m ²]	2955,250	2073,905	1263,800		
	N (kN)	N ₁	515,35	362,86	218,76	
		N ₂	171,785	120,952	72,918	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,88	9,07	5,47	
		A _{v2}	4,29	3,02	1,82	
	A _{vj} (cm ²)		2,89	2,18	1,02	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,85	9,62	5,72	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,29	3,57	2,08	
	A _{min} (cm ²)		6,10	6,12	6,06	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	11,3	11,3	7,85	
		Bonde 2	7,85	7,85	7,85	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 × 5HA12	2 × 5HA12	2 × 5HA10
			Bonde 2	2 × 5HA10	2 × 5HA10	2 × 5HA10
S _t (cm)		Bonde 1	11	11	11	
		Bonde 2	22	22	22	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,49	3,50	3,45		
A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	1,96		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nap	6HA10/nap	6HA10/nappe		
ep =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,181	0,137	0,064	
		τ_b (MPa)	0,254	0,192	0,090	
	ELS	N _s (kN)	2052,771	1759,565	934,196	
σ_b (MPa)		4,20	3,60	1,93		

Tableau VI.3.3. Ferrailage de voile (VL1)

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,38	0,38	0,38		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	9518,1	6566,78	4205,37		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9666,8	-6716,31	-4233,67		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	89,586	67,732	30,604		
	L _t (m)	0,96	0,96	0,95		
	L _c (m)	0,94	0,94	0,95		
	d (m)	0,479	0,480	0,477		
	σ_1 [KN/m ²]	4833,400	3358,155	2116,835		
	N (kN)	N ₁	694,10	483,92	302,66	
		N ₂	231,366	161,308	100,887	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17,35	12,10	7,57	
		A _{v2}	5,78	4,03	2,52	
	A _{vj} (cm ²)		3,45	2,61	1,18	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18,21	12,75	7,86	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,78	4,68	2,82	
	A _{min} (cm ²)		5,03	5,04	5,00	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	18,48	13,55	9,42	
		Bonde 2	7,85	7,85	7,85	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA10
			Bonde 2	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
S _t (cm)		Bonde 1	9cm	9 cm	9cm	
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,87	2,88	2,85		
A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39	2,36		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nap	6HA10/nap	6HA10/nappe		
ep =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,262	0,198	0,089	
		τ_b (MPa)	0,367	0,277	0,125	
	ELS	N _s (kN)	2482,398	2158,205	1150,475	
		σ_b (MPa)	5,92	5,24	2,83	

Tableau VI.3.4. Ferrailage de voile (VT1)

		Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques		L (m)	4,25	4,25	4,25	
		e (m)	0,2	0,2	0,2	
		B (m)	0,85	0,85	0,85	
Sollicitations de calcul		σ_{max} [KN/m ²]	2185,57	1340,82	790,12	
		σ_{min} [KN/m ²]	-2101,11	-1455,5	-802,78	
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
		V _u (kN)	76,247	2,696	2,46	
		L _t (m)	2,78	2,90	2,14	
		L _c (m)	2,17	2,04	2,11	
		d (m)	1,390	1,450	1,071	
		σ_1 [KN/m ²]	1050,555	727,750	401,390	
	N (kN)	N ₁	438,08	316,57	128,96	
		N ₂	146,027	105,524	42,987	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17,20	15,96	3,22	
		A _{v2}	5,73	5,31	1,07	
		A _{vj} (cm ²)	2,94	0,10	0,09	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,93	15,99	3,25	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	17,20	5,34	1,10	
		A _{min} (cm ²)	14,60	15,23	11,24	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,64	18,07	12,56	
		Bonde 2	18,07	18,07	12,56	
	aillage des v	Choix des barres	Bonde1	2× 8HA14	2× 8HA12	2×8HA10
			Bonde 2	2 ×8HA12	2 ×8HA12	2 ×8HA10
S _t (cm)		Bonde1	16	16	16	
		Bonde 2	27	27	27	
		A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	8,34	8,70	6,42	
		A _H /nappe (cm ²)	6,16	4,52	3,14	
		Choix des barres/nappe (cm ²)	10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe	
	ep =20cm	A=11,30cm²	A=11,30cm²	(A=7,85cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,100	0,004	0,003	
		τ_b (MPa)	0,140	0,005	0,005	
	ELS	N _s (kN)	4447,417	3881,367	2053,64	
σ_b (MPa)		4,87	4,29	2,31		

Tableau VI.3.5. Ferrailage de voile (VT2)

		Zones	Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques		L (m)	4	4	4
		e (m)	0,2	0,2	0,2
		B (m)	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul		σ_{max} [KN/m ²]	1501,61	1329,12	968,95
		σ_{min} [KN/m ²]	-1181,98	-987,25	-768,25
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC
		V _u (kN)	802,8	765,681	503,436
		L _t (m)	1,76	1,70	1,77
		L _c (m)	2,24	2,30	2,23
		d (m)	0,881	0,852	0,884
		σ_1 [KN/m ²]	590,990	493,625	384,125
	N (kN)	N ₁	156,18	126,23	101,92
		N ₂	52,060	42,077	33,975
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,90	3,16	2,55
		A _{v2}	1,30	1,05	0,85
		A _{vj} (cm ²)	30,91	29,48	19,38
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11,63	10,53	7,39
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8,04	8,42	5,69
		A _{min} (cm ²)	9,25	8,95	9,29
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,58	9,42	9,42
		Bonde 2	12,56	12,56	12,56
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 7HA12	2 × 7HA10
Bonde 2			2 × 8HA10	2 × 8HA10	2 × 8HA10
S _t (cm)		Bonde1	12 cm	12cm	12 cm
		Bonde 2	28	28	28
		A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	5,29	5,11	5,31
		A _H /nappe (cm ²)	3,90	2,36	2,36
		Choix des barres/nappe (cm ²)	7HA10/nappe	7HA10/nappe	7HA10/nappe
	ep =20cm	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,115	1,063	0,699
		τ_b (MPa)	1,561	1,489	0,979
	ELS	N _s (kN)	4325,62	3022,46	706,59
σ_b (MPa)		5,14	3,63	0,85	

Tableau VI.3.6. Ferrailage de voile (VT3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,42	0,42	0,42	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2297,95	1275,2	807,18	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2258,62	-1455,56	-826,26	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	52,09	38,644	16,903	
	L _t (m)	1,04	1,12	1,06	
	L _c (m)	1,06	0,98	1,04	
	d (m)	0,520	0,560	0,531	
	σ_1 [KN/m ²]	1129,310	727,780	413,130	
	N (kN)	N ₁	176,33	122,20	65,83
		N ₂	58,777	40,732	21,943
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,41	3,05	1,65
		A _{v2}	1,47	1,02	0,55
	A _{vj} (cm ²)		2,01	1,49	0,65
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4,91	3,43	1,81
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,97	1,39	0,71
	A _{min} (cm ²)		5,46	5,88	5,58
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	9,03	6,28	6,28
Bonde 2		6,28	6,28	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2× 4HA12	2× 4HA10	2× 4HA10
		Bonde 2	2× 4HA10	2× 4HA10	2× 4HA10
	S _t (cm)	Bonde 1	12 cm	12cm	12cm
		Bonde 2	26cm	26cm	26cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,12	3,36	3,18
	A _H /nappe (cm ²)		2,26	1,57	1,57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nap	6HA10/nap	6HA10/nappe
ep =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,138	0,102	0,045
		τ_b (MPa)	0,193	0,143	0,063
	ELS	N _s (kN)	1819,672	1557,039	826,816
σ_b (MPa)		4,11	3,55	1,88	

Tableau VI.3.7. Ferrailage de voile (VT4)

		Zones	Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques		L (m)	3,25	3,25	3,25
		e (m)	0,2	0,2	0,2
		B (m)	0,65	0,65	0,65
Sollicitations de calcul		σ_{max} [KN/m ²]	2050,32	1277,24	801,42
		σ_{min} [KN/m ²]	-2015,47	-1322,2	-810,37
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC
		V _u (kN)	56,793	9,99	11,438
		L _t (m)	1,61	1,65	1,63
		L _c (m)	1,64	1,60	1,62
		d (m)	0,806	0,827	0,817
		σ_1 [KN/m ²]	1007,735	661,100	405,185
	N (kN)	N ₁	243,53	163,93	99,31
		N ₂	81,177	54,643	33,104
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,09	4,10	2,48
		A _{v2}	2,03	1,37	0,83
		A _{vj} (cm ²)	2,19	0,38	0,44
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6,63	4,19	2,59
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,25	4,36	0,94
		A _{min} (cm ²)	8,46	8,68	8,58
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13,55	13,55	9,42
Bonde 2		10,99	10,99	10,99	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 6HA12	2 × 6HA12	2 × 6HA10
		Bonde 2	2 × 7HA10	2 × 7HA10	2 × 7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	17	17	17
		Bonde 2	17	17	17
		A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	4,83	4,96	4,89
		A _H /nappe (cm ²)	3,39	3,39	2,36
		Choix des barres/nappe (cm ²)	7HA10/nappe	7HA10/nappe	7HA10/nappe
	ep =20cm	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,097	0,017	0,020
		τ_b (MPa)	0,136	0,024	0,027
	ELS	N _s (kN)	2706,207	2307,524	650,92
σ_b (MPa)		3,94	3,36	0,96	

Tableau VI.3.8. Ferrailage de voile (VT4)

		Zones	Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques		L (m)	3,25	3,25	3,25
		e (m)	0,2	0,2	0,2
		B (m)	0,65	0,65	0,65
Sollicitations de calcul		σ_{max} [KN/m ²]	719,83	716,55	746,13
		σ_{min} [KN/m ²]	-1879,52	-885,55	-1079,2
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC
		V _u (kN)	765,681	589,36	92,48
		L _t (m)	2,35	1,80	1,92
		L _c (m)	0,90	1,45	1,33
		d (m)	1,175	0,898	0,961
		σ_1 [KN/m ²]	939,760	442,775	539,600
	N (kN)	N ₁	331,26	119,31	155,53
		N ₂	110,421	39,770	51,842
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,28	2,98	3,89
		A _{v2}	2,76	0,99	1,30
	A _{vj} (cm ²)		29,48	22,69	3,56
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,65	8,66	4,78
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,25	4,36	2,19
	A _{min} (cm ²)		12,34	9,43	10,09
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,07	18,1	12,56
Bonde 2		11,3	11,3	7,86	
Ferraillage des v	Choix des barres	Bonde1	2 × 8HA12	2 × 8HA12	2 × 8HA10
		Bonde 2	2 × 5HA12	2 × 5HA12	2 × 5HA10
	S _t (cm)	Bonde1	14 cm	14cm	14 cm
		Bonde 2	22cm	22 cm	22cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,05	5,39	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		4,52	4,53	3,14
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe
ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=7.02cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,309	1,007	0,158
		τ_b (MPa)	1,832	1,410	0,221
	ELS	N _s (kN)	2052,4	1649,19	650,92
σ_b (MPa)		2,96	2,38	0,96	

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.
-

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII.1. 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 $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VII.3. Dimensionnement :**a)Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC .

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

N_s : effort normal à l'ELS .

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1507,82 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars} = 0,25 \text{ Mpa} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1507,82}{250}} \rightarrow B \geq 2,45 \text{ m}$$

On prend $B = 3 \text{ m}$.

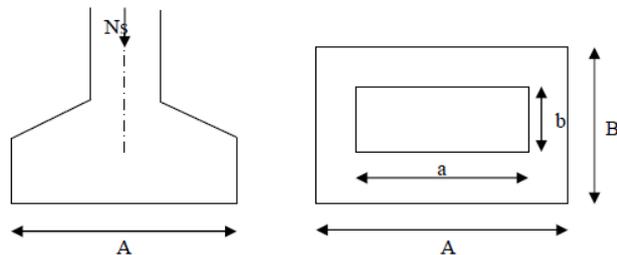


Figure VII.1 : Dimensions d'une fondation

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :**Semelles sous poteaux :****❖ hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs Centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants Sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

-Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- $e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Application: exemple de calcul (sens y file B)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

poteaux	Ns(G+Q)	ei	Nser*ei	Mi
B1	918,955	12,35	11349,0943	13,207
B3	845,759	9,15	7738,69485	2,038
B5	843,205	5,15	4342,50575	0,086
B7	851,359	1,55	1319,60645	-1,864
B9	846,904	-1,55	-1312,7012	1,785
B11	828,594	-5,15	-4267,2591	-0,154
B13	818,925	-9,15	-7493,16375	-2,024
B15	881,43	-12,35	-10885,6605	-12,706
	6835,131		791,11675	0,368

Tableau VII.1 : Détermination de la résultante des charges.

1) Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \sum N_i = 6835.131 \text{ KN}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum Mi}{R} = \frac{791.11675 + 0.368}{6835.131} = 0.1158 \text{ m}$$

$$e = 0.1158 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{24.7}{6} = 4.11 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6835.131}{24.70} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.1158)}{24.70}\right) = 230.02 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = 276.726 \times \left(1 + \frac{6 \times (0.1158)}{24.70}\right) = 268.94 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = 276.726 \times \left(1 + \frac{3 \times (0.1158)}{24.70}\right) = 280.62 \text{ KN/m}$$

3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{280.62}{250} = 1,12 \text{ m}$$

On prend **B= 1,20 m**

On aura : $S_s = B \times L = 1,20 \times 24,7 = 29,64 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 29,64 \times 6 = 177,84 \text{ m}^2$$

Semelles sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0,25 \text{ MPa}$)

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens longitudinal

VOILE	N(KN)	L(m)	B(m)	s=B*L(m ²)
VL1	1465,259	1,9	3,856	7,3264
VL2	981,775	1,8	2,727	4,9086
VL3	1289,691	2,3	2,8	6,44
				18,675

Tableau VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

Sens transversal :

VOILE	N(KN)	L(m)	B(m)	s=B*L(m ²)
VT1	2571,658	4,25	3,025	12,85625
VT2	2313,535	4	2,89	11,56
VT3	1782,529	3,25	2,74	8,905
VT4	1158,441	2,1	2,758	5,7918
				39,11305

Tableau.VII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 18.675 + 39,113 = 57.788 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 177,84 + 57,788 = 235.63 \text{ m}^2$.

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = (24.70 \times 11,05) + (18,3 \times 6,05) = 383.65 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{totale}}{S_{batiment}} = \frac{235.63}{383.65} = 0,614 \%$$

La surface totale des semelles représente 6,14% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VII.4.1 Etude du radier général :

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 du poids propre du radier.

a) Pré-dimensionnement du radier :

❖ Epaisseur du tablier (La dalle) :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

h_d : épaisseur de la dalle .

L_{\max} : portée maximale.

On prend : **hd = 30cm**

❖ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend : **hn = 90 cm**

Largeur de la nervure **bn** :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend **bn = 50 cm.**

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure ;

$h_d = 30 \text{ cm}$Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 50 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

VII.4.2 Détermination des efforts:

VII.4.2.1 Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 68452.775 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 12757.682 \text{ KN}$

➤ Combinaison d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 68452.775 + 1,5 \times 12757.682 = 111547.769 \text{ KN}$.

L' ELS $N_s = G + Q = 68452,775 + 12757,682 = 81210,46$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{111547,769}{1,33 \times 250} = 335,48 \text{ m}^2.$$

$$\text{E L S : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{81210,46}{250} = 324,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 383,65 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 335,48 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30\text{cm} \right) = \max (45; 30\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

Soit un débord de **Ldéb= 50 cm**.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = 83,6 \times 0,5 = 41,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 383,65 + 41,8 = 425,45 \text{ m}^2$$

VII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :

❖ **Charges permanentes:**

$$\text{Poids de bâtiment : } G = 68452,775 \text{ KN}$$

• **Poids de radier :**

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

• **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (425,45 \times 0,3) \times 25 = 3190,87 \text{ KN}$$

• **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times [(24,7 \times 4) + (18,3 \times 2) + (17,10 \times 6) + (11,05 \times 2)] \times 25$$

$$P_n = 1950,75 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

ρ : poids volumique du remblai .

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

Avec : $S_{ner} = 0,5 [(24,7 \times 4) + (18,3 \times 2) + (17,10 \times 6) + (11,05 \times 2)] = 130,05$

$$P_{TVO} = (425,45 - 130,05) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 3013,45 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$P_{df} = (425,45 - 130,05) \times 0,1 \times 25 = 738,5 \text{ KN}$. ($e_p = 10 \text{ cm}$).

DONC: Grad = 8893.57 KN

- ❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 12757,682 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 425,45 = 2127,25 \text{ KN}$. (Surcharge sur le radier).

- ❖ **Poids total de la structure :**

$G_{tot} = G_{radier} + G_{bât} = 8893,57 + 68452,775 = 77346,345 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bât} = 2127,25 + 12757,25 = 14884,50 \text{ KN}$

- ❖ **Combinaison d'actions:**

A L'ELU :

$N_u \text{ total} = 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35 \times 77346,345 + 1,5 \times 14884,50 = 126744,3158 \text{ KN}$.

L'ELS

$N_s \text{ total} = G_{tot} + Q_{tot} = 77346,345 + 14884,50 = 92230,845 \text{ KN}$

- ❖ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,35 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8,55 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{24,7 \times 11,05^3}{12} + \frac{18,3 \times 6,05^3}{12} = 3114,87 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{11,05 \times 25^3}{12} + \frac{6,05 \times 18,3^3}{12} = 17477,799 \text{ m}^4$$

b) Vérifications :

- **Vérification à la contrainte de cisaillement :** (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b=1\text{m} \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{radier}}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{126744,3158 \times 1}{425,45} \times \frac{4,25}{2} = 633,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{633,05}{1 \times 0,27} = 2344,63 \text{ KN/m}^2 = 2,344\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 2,344 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_{xx} , I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

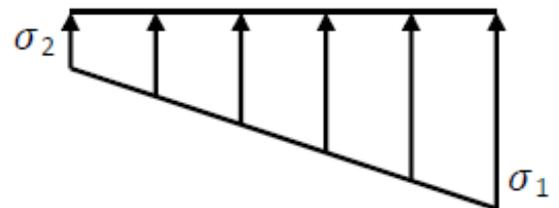
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A L'E L S : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \text{ Fig.}$$



Figureur : VII.2. Diagramme des contraintes

- **Sens longitudinal :**

$$M_{0x} = 93,248 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 7469,662 \text{ KN}$$

$$N_u = 126744,3158 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 93,248 + 7469,662 \times 0,9 = 6815,94 \text{ KN.m}$$

L'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{126744,3158}{425,45} + \frac{6815,94}{17477,799} \times 12,35 = 302,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{126744,3158}{425,45} - \frac{6815,94}{17477,799} \times 12,35 = 293,09 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 302,72) + 293,09}{4} = 300,31 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}} = 332,5 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

Ns= 92230,845

A L' E L S :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{92230,845}{425,45} + \frac{6815,94}{17477,799} \times 12,35 = 221,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{92230,845}{425,45} - \frac{6815,94}{17477,799} \times 12,35 = 211,97 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 221,60) + 211,97}{4} = 219,19 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

• **Sens transversal :**

$$M_{0Y} = 107,706 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0Y} = 7821,295 \text{ KN}$$

$$N_u = 126744,3158 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 107,706 + 7821,295 \times 0,9 = 7146,87 \text{ KN.m}$$

L'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{126744,3158}{425,45} + \frac{7146,87}{3114,87} \times 8,55 = 317,524 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{126744,3158}{425,45} - \frac{7146,87}{3114,87} \times 8,55 = 278,289 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 317,524) + 278,289}{4} = 307,71 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}} = 332,5 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

Ns= 92230,845

A L'É L S :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{92230,845}{425,45} + \frac{7146,87}{3114,87} \times 8,55 = 236,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{92230,845}{425,45} - \frac{7146,87}{3114,87} \times 8,55 = 197,16 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 236,40) + 197,16}{4} = 226,59 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée

VII.6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

1^{er} cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

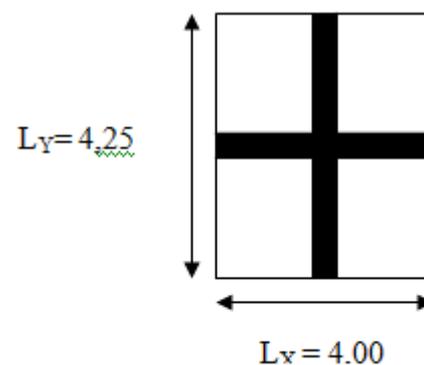
$0,4 \leq \rho = 0,94 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de

la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte

due au poids propre du radier, ce dernier étant

directement repris par le sol.



La contrainte moyenne max:

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 307,71 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Fig. VIII.3. Entre axes du panneau le plus sollicité}$$

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 307,71 - \frac{8893,57}{425,45} = 286,80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 226,59 - \frac{8893,57}{425,45} = 205,68 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul:**

- ❖ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$v = 0 \quad ; \quad \rho = 0,94$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 286,80 \times 4^2 = 172,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,864 \times 192,27 = 146,12 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0,3MX \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5MX \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,75MX \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,75MX \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 172,27 \text{ KN.m et } M_y = 146,12 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 172,27 = 51,68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 146,12 = 43,83 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 172,27 = 82,135 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 146,12 = 73,06 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \times 172,27 = 129,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 146,12 = 109,59 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**• **Sur appuis :**

on choisit (M_x^{\max}) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{82,135 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,079 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,079 \rightarrow \beta_u = 0,9585$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{82,135 \times 10^3}{0,9585 \times 27 \times 348} = 9,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm²/ml.** Avec un espacement de 16 cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{129,20 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,124 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,124 \rightarrow \beta_u = 0,934$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{129,20 \times 10^3}{0,934 \times 27 \times 348} = 14,02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **7HA16 = 14,07 cm²/ml.** Avec un espacement de 14 cm

❖ **Ferraillage transversal suivant le sens y-y :**• **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{73,06 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,070 \rightarrow \beta_u = 0,964$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73,06 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 8,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm²/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{109,59 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,106 \rightarrow \beta_u = 0,944$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109,59 \times 10^3}{0,944 \times 27 \times 348} = 12,35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **7HA16 = 14,07 cm²/ml.** Avec un espacement de 14 cm

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} \geq 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,94}{2}\right) = 2,47 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$A_x^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_x^t = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Espacement des armatures (Art A.8.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 30 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14\text{cm} \leq 33\text{cm}.$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min (4h_d ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 30 ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm}.$$

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

a) Sollicitation de calcul :

ELU :

$$q_u = 286,80 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 205,68$$

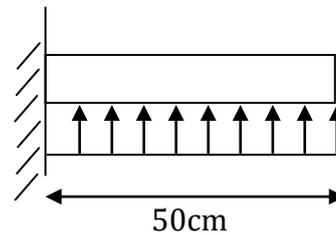


Fig. VII -4) Schéma statique du débord

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{286,80 \times (0,5)^2}{2} = 35,85 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{205,68 \times (0,50)^2}{2} = 25,71 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures a l'ELU :

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 27\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,85 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,034 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,983$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35,85 \times 10^6}{0,983 \times 270 \times 348} = 351,75 \text{ mm}^2 = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec un espacement : } St = 25 \text{ cm.}$$

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

2-1) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35,85}{25,71} = 1,39$$

$$\mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,012$$

$$\alpha = 0,012 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ($A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$) Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

VII .6). Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement

à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

✚ Cas de chargement trapézoïdal :

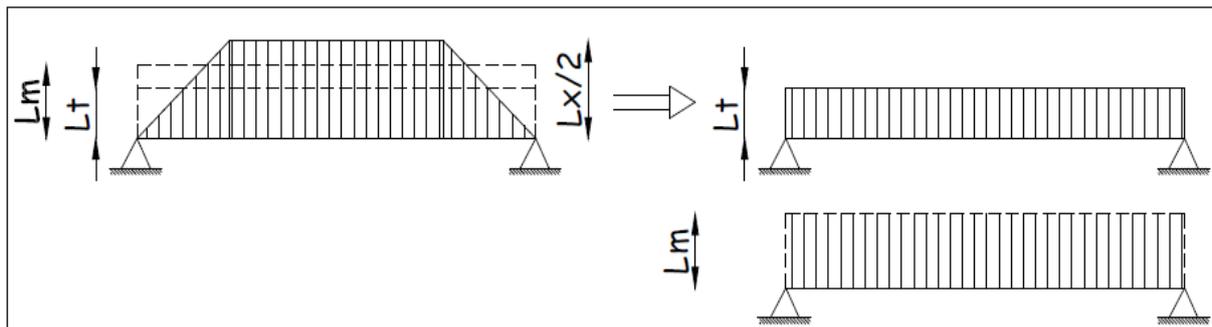


Figure VII.5 :Présentation des chargements simplifiés.

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

$$\text{ELU} : q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{serv}}}{S_{\text{serv}}} \right) :$$

$$\text{ELS} : q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{serv}}}{S_{\text{serv}}} \right)$$

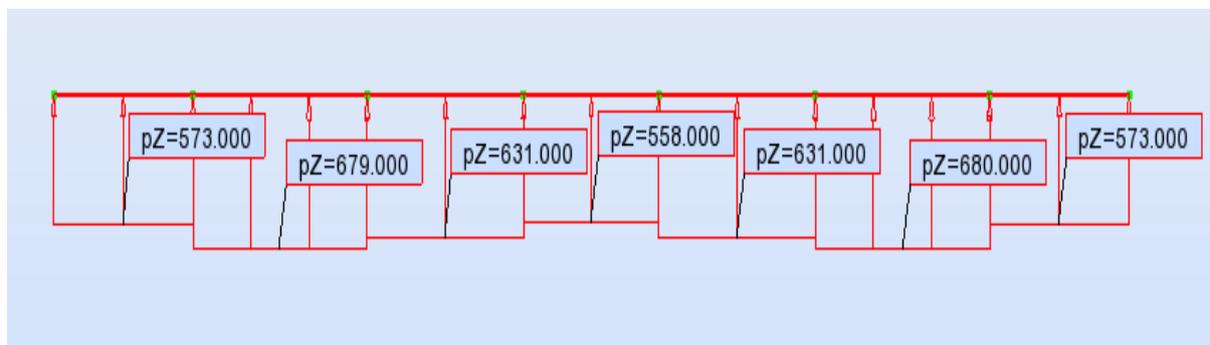
ELU : $q_u = 271,8 \text{ KN.m}$

ELS : $q_s = 190,688 \text{ KN.m}$

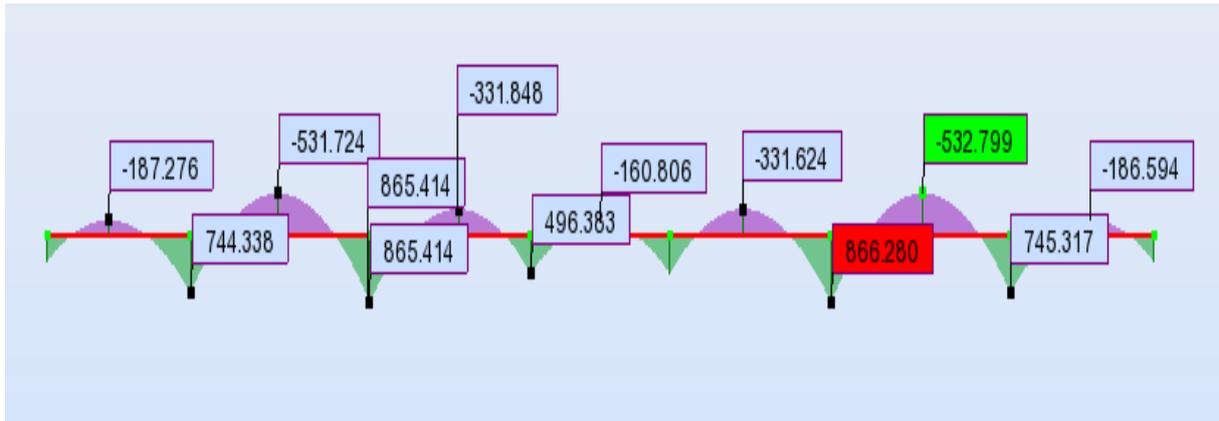
• Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Trave	Panneau	Lx	Ly	P	Chargem	Lm	Lt	qu	qs	Qu	Σqu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
AB	1	2,8	3,2	0,88	Trapéze	1,04	0,86	272	191	283	573	199	402	235	452	164,76	317,3
	2	3,2	4,25	0,75	Triangle	1,07	0,8	272	191	290		203		217		152,54	
BC	1	2,8	4	0,7	Trapéze	1,17	1,06	272	191	318	679	223	477	287	559	201,55	392,23
	2	4	4,25	0,94	Triangle	1,33	1	272	191	362		254		272		190,68	
CD	1	2,8	3,6	0,77	Trapéze	1,12	0,98	272	191	305	631	214	443	268	512	187,81	359,43
	2	3,6	4,25	0,85	Triangle	1,2	0,9	272	191	326		229		245		171,61	
DE	1	2,8	3,1	0,9	Trapéze	1,02	0,83	272	191	278	558	195	392	226	437	158,84	307,61
	2	3,1	4,25	0,73	Triangle	1,03	0,78	272	191	281		197		211		147,78	
EF	1	2,8	3,6	0,77	Trapéze	1,12	0,98	272	191	305	631	214	443	268	512	187,81	359,43
	2	3,6	4,25	0,85	Triangle	1,2	0,9	272	191	326		229		245		171,61	
FG	1	2,8	4	0,7	Trapéze	1,17	1,06	272	191	318	680	223	477	287	559	201,55	392,23
	2	4	4,25	0,94	Triangle	1,33	1	272	191	362		254		272		190,68	
GH	1	2,8	3,2	0,88	Trapéze	1,04	0,86	272	191	283	573	199	402	235	452	164,76	317,3
	2	3,2	4,25	0,75	Triangle	1,07	0,8	272	191	290		203		217		152,54	

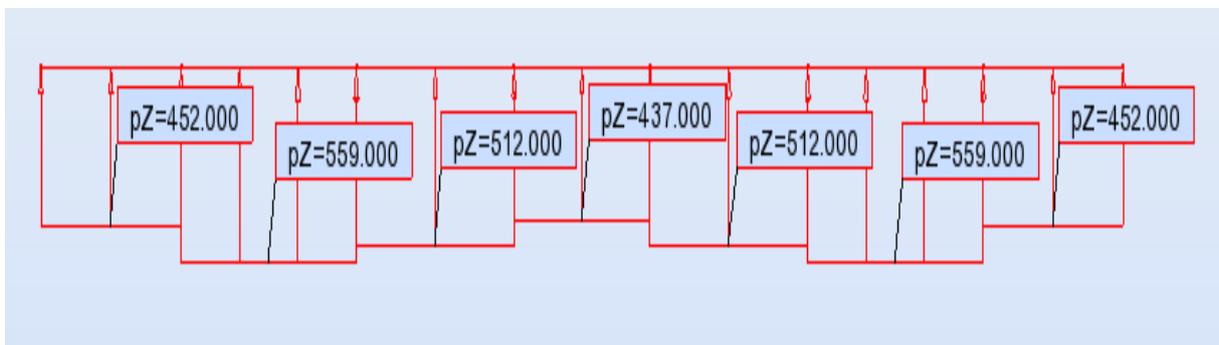
- Détermination des efforts :



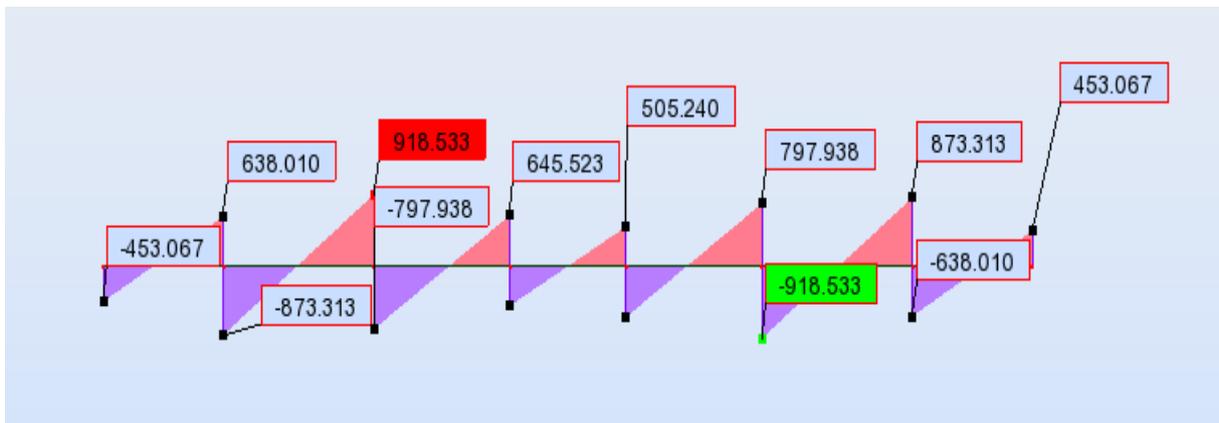
FigVII.6.Le chargement à ELU



FigVII-7:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigVII.8.Le chargement des efforts tranchants à ELU en KN



FigVII-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ Sens longitudinal X-X :

$$M_a^{\max} = 866,280 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = -532,799 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{866,280 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0.161 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.161 \Rightarrow \beta = 0.9115$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{866,280 \times 10^3}{0.9115 \times 87 \times 348} = 31,30 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA20FIL + 4HA20chap + 2HA20chap = 31,40 \text{ cm}^2 / ml$

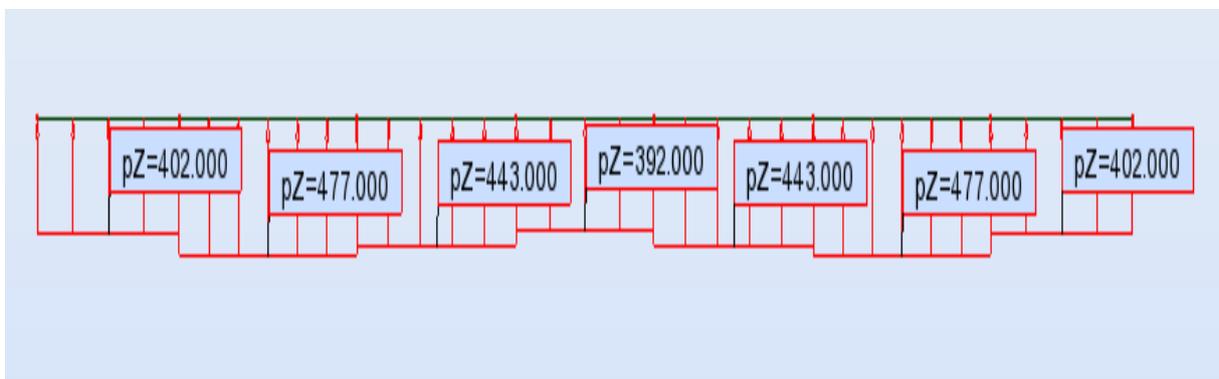
En travée :

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{532,799 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0.099 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

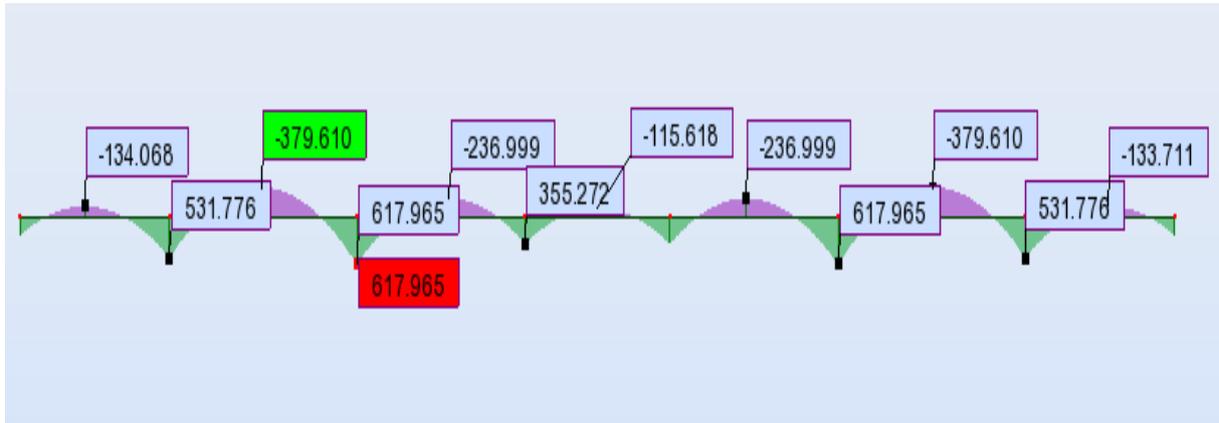
Du tableau : $\mu_x = 0.099 \Rightarrow \beta = 0.9475$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{532,799 \times 10^3}{0.9475 \times 87 \times 348} = 18,57 \text{ cm}^2$$

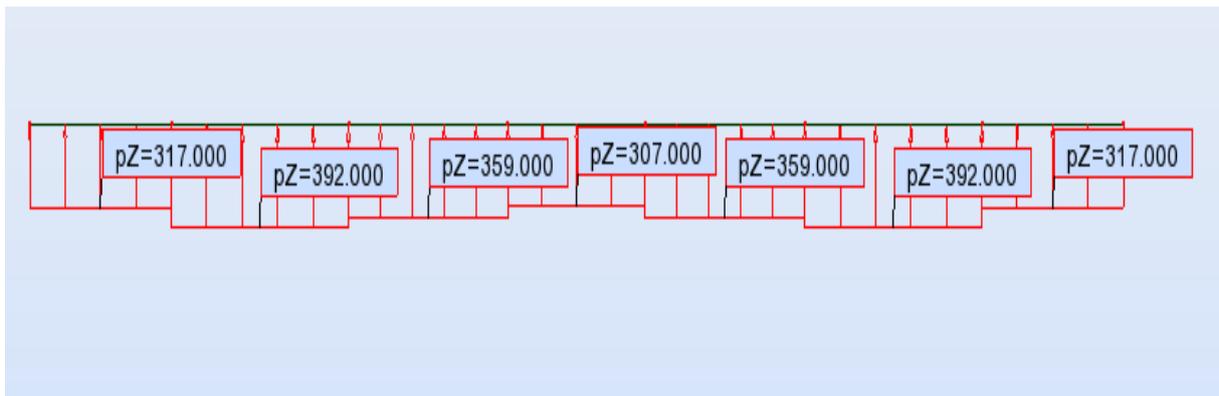
Soit : $4HA16fil + 4HA20chap = 20,60 \text{ cm}^2 / ml$



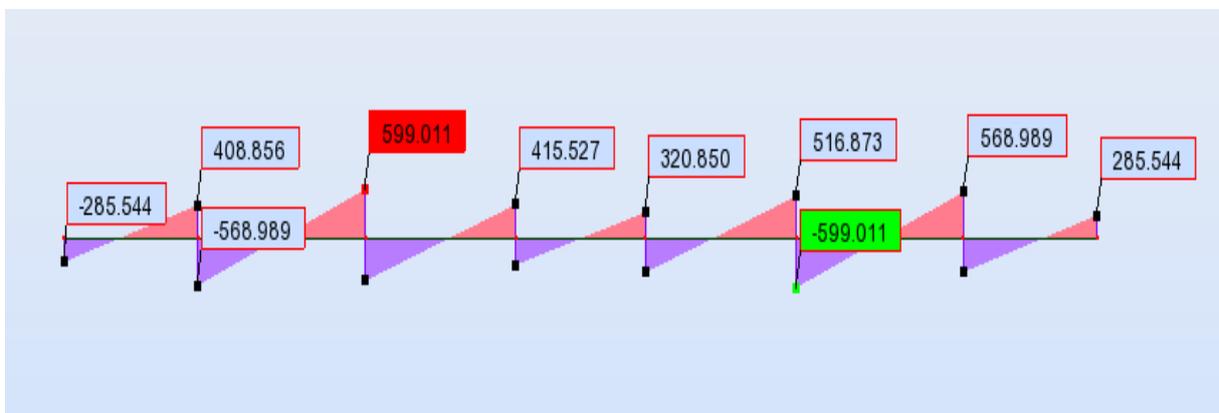
FigVII.10.Le chargement à l'ELS



FigVII-11:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S



FigVII.12.Le chargement des efforts tranchants à l'ELS en KN

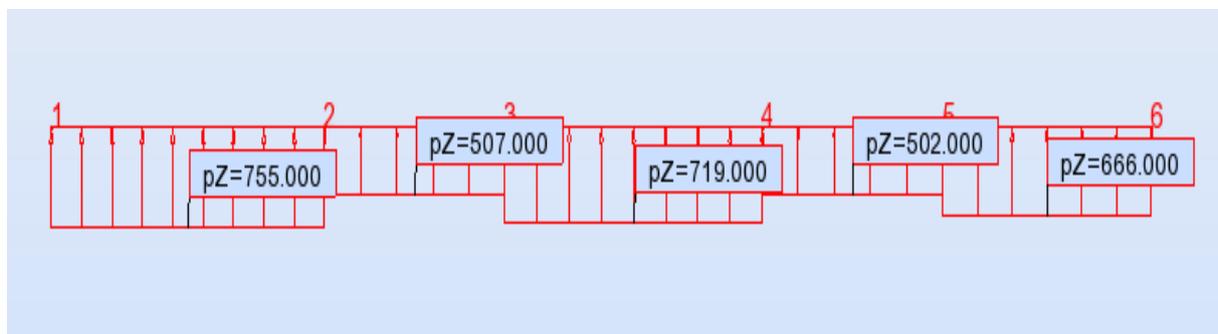


FigVII-13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

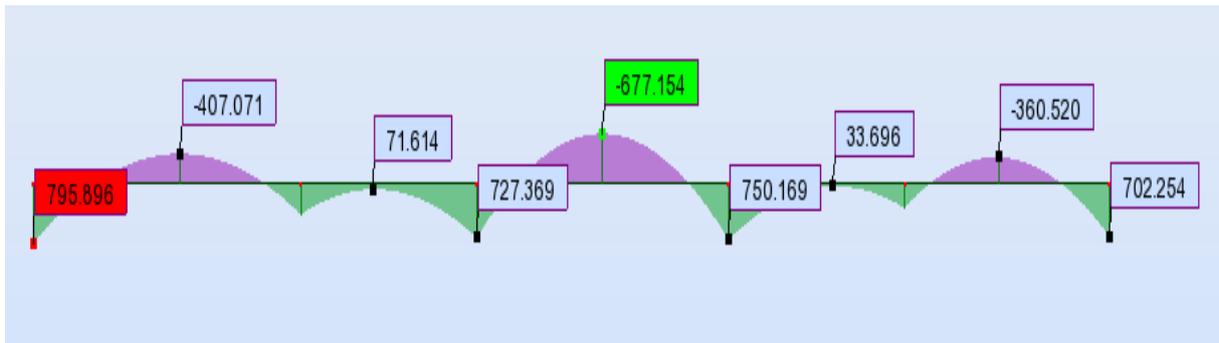
• Sens transversal(y-y)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travee	Panneaux	Lx	Ly	P	Chargement	Lm	Lt	qu	qs	Qu	Σqu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4	4,25	0,94	Trapéze	1,41	1,11	272	191	383	755	269	530	303	617	212	433
	2	3,6	4,25	0,85	Trapéze	1,37	1,15	272	191	372		261		314		220	
2-3	1	2,8	4	0,7	Triangle	0,93	0,7	272	191	253	507	178	356	190	381	133	267
	2	2,8	3,6	0,78	Triangle	0,93	0,7	272	191	253		178		190		133	
3-4	1	4	4	1	Triangle	1,33	1	272	191	362	719	254	505	272	563	191	395
	2	3,6	4	0,9	Trapéze	1,31	1,07	272	191	357		251		291		204	
4-5	1	2,8	4	0,7	Triangle	0,92	0,7	272	191	251	502	176	352	190	381	133	267
	2	2,8	3,6	0,78	Triangle	0,92	0,7	272	191	251		176		190		133	
5-6	1	3,25	4	0,81	Trapéze	1,27	1,09	272	191	344	666	242	467	296	558	208	391
	2	3,25	3,6	0,9	Trapéze	1,18	0,96	272	191	322		226		262		184	

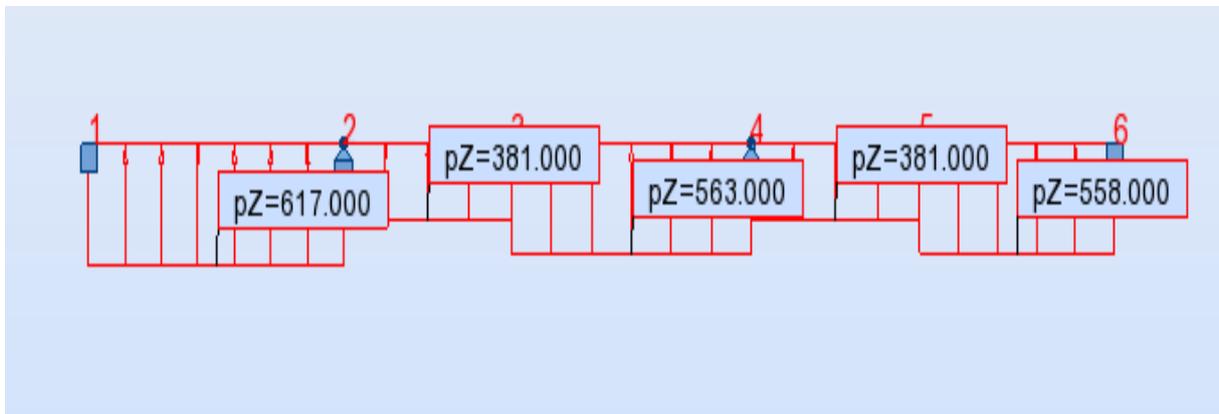
- Détermination des efforts :



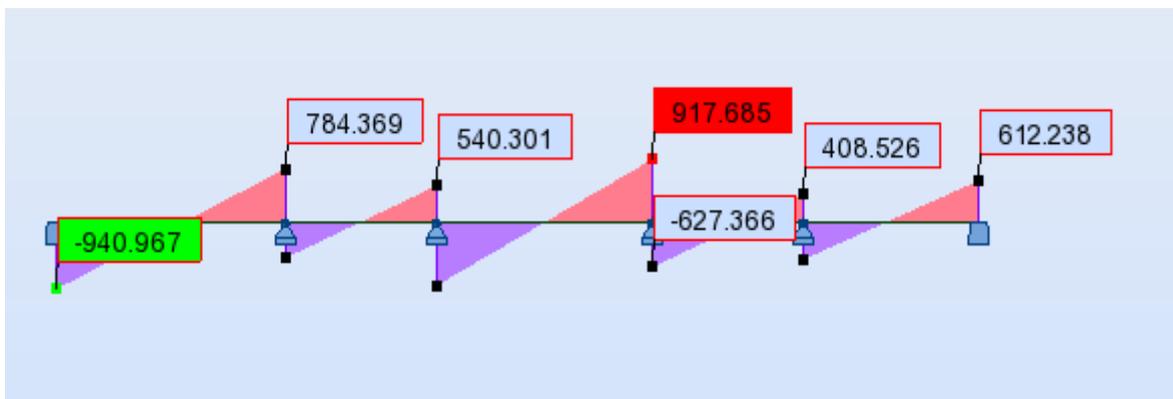
FigVII.14.Le chargement à ELU



FigVII-15:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigVII.16.Le chargement des efforts tranchants à ELU en KN



FigVII-17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ **Sens transversal suivant y-y :**

$$M_a^{\max} = 795,896 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 677,154 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{795,896 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.148 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.148 \Rightarrow \beta = 0.919$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{795,896 \times 10^3}{0.919 \times 87 \times 348} = 28,60 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA20FIL + 4HA20chap + 2HA16chap = 29,14 \text{ cm}^2 / ml$

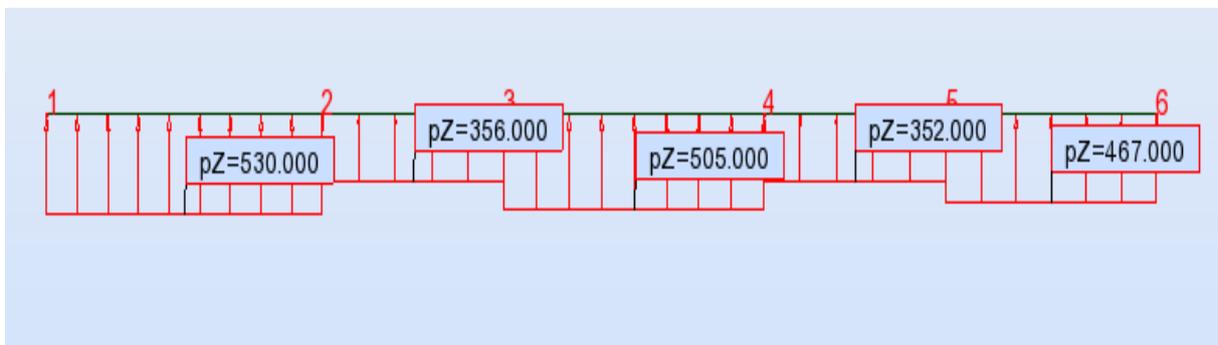
En travée :

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{677,154 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.126 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

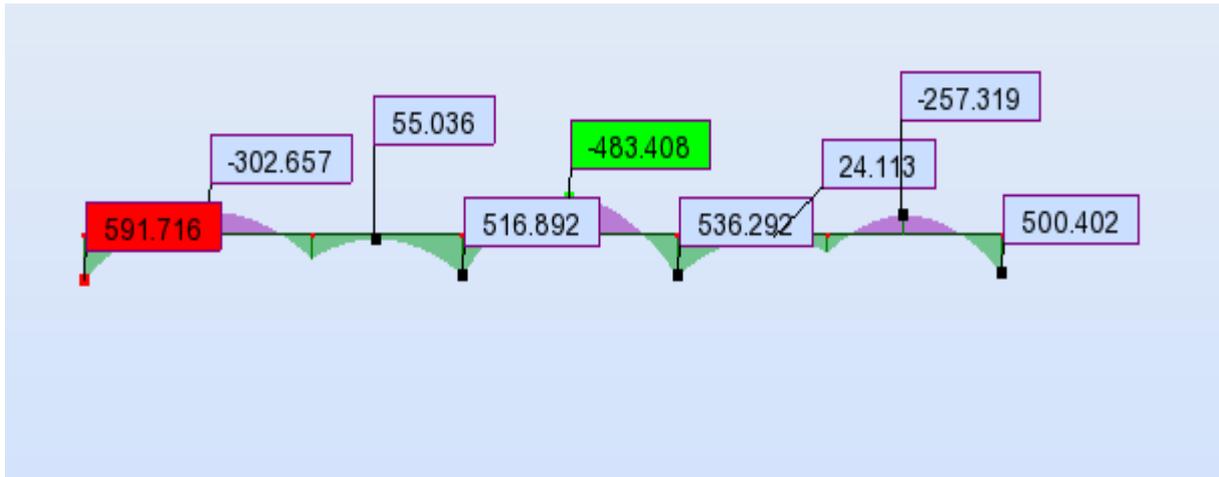
Du tableau : $\mu_y = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932$

$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{677,154 \times 10^3}{0.932 \times 87 \times 348} = 23,99 \text{ cm}^2$$

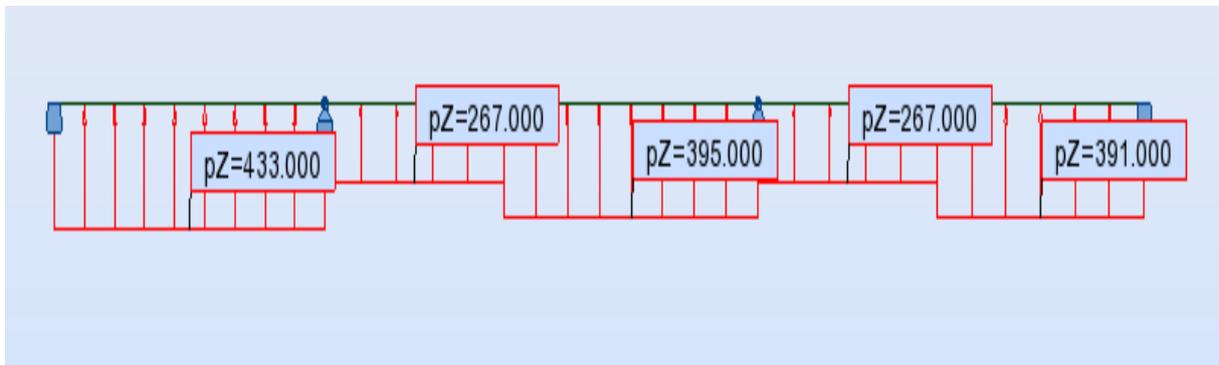
Soit : $4HA20fil + 4HA20chap = 25,12 \text{ cm}^2 / ml$

ELS :

FigVII.18.Le chargement à l'ELS



FigVII-19:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S



FigVII.20.Le chargement des efforts tranchants à l'ELS en KN



FigVII-21 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.LS

VII.6.1 Vérifications à l'ELU

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 90 \times 2.1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal x-x :

En travée: $A_u = 20,60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 31,40 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Sens transversal suivant y-y :

En travée : $A_u = 23,99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 29,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

Sens X-X :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{918,533 \times 10^3}{500 \times 870} = 2,11 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 2,11 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Sens Y-Y :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{940,967 \times 10^3}{500 \times 870} = 2,16 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2,16 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.2. Armatures transversales :

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min \left(\frac{90}{4}, 12 \times 1.4 \right) = \min (22,5 \text{ cm}, 16.8 \text{ cm}) = 16.8 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right) = (25,57 ; 60 ; 20)$$

Soit 10mm

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Zone courant :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

VIII.6.3 Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens longitudinal x-x**

En travée: $\mu_x = 0.099 \Rightarrow \alpha = 0.130$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{532,799}{379,610} = 1.40$$

$$\alpha = 0.130 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0,161 \Rightarrow \alpha = 0,2208$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{866,280}{617,965} = 1.40$$

$$\alpha = 0,2208 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée: $\mu_y = 0.126 \Rightarrow \alpha = 0.1689$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{677,154}{483,408} = 1.40$$

$$\alpha = 0.1689 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.148 \Rightarrow \alpha = 0.2013$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{795,896}{591,716} = 1.34$$

$$\alpha = 0.2013 \leq \frac{1.34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

VIII.6.4 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre

de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 90} = 3,33 \Rightarrow 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{parois}$

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 voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20cm.

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

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Calcul des sollicitations

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3,06 + 1.5 \times 10) = 49,18 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3,06) = 35,79 \text{ KN/m}^2$$

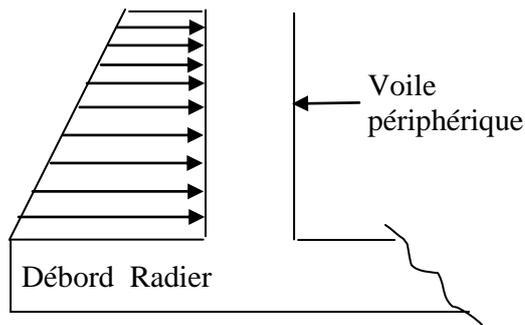
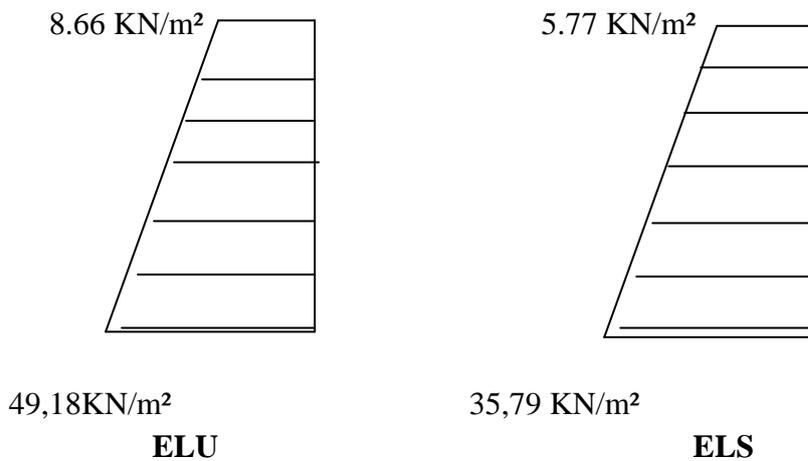


Diagramme des contraintes

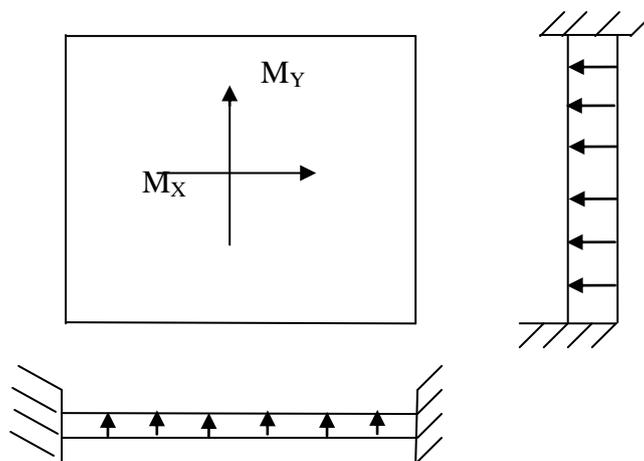


$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 49,18 + 8,66}{4} = 39,05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35,79 + 5,77}{4} = 28,29 \text{ KN/ml}$$

VIII.3) Ferrailage du voile périphérique

- Méthode de calcul :** Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



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 de rive, 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 : 0.85
- Moment en appui: 0.5

➤ **Identification des panneaux**

$$l_x = 3,06\text{m}$$

$$l_y = 4,25\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,25} = 0,72 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0670 \\ \mu_y = 0,464 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0670 \times 39,05 \times 3,06^2 = 24,50\text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,464 \times 24,50 = 11,37\text{KN.m}$$

Correction des momentsSens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 24,50 = 12,25\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 24,50 = 20,83\text{KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 11,37 = 5,69\text{KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 11,37 = 9,66\text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0,0719 \times 28,29 \times 3,06^2 = 19,05\text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0,608 \times 19,05 = 11,58\text{KN.m}$$

Correction des momentsSens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 9,53\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0X} = 16,19\text{KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 5,79\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0Y} = 9,84\text{KN.m}$$

➤ 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 _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	12,25	0,029	0.392	SSA	0,985	2,10	2	5HA10 =3.92	20
	Travée	20,83	0,050	0.392	SSA	0,974	3,61	2	5HA10 =3.92	20
yy	Appuis	5,69	0,013	0.392	SSA	0,994	0,97	2	5HA10 =3.92	20
	travée	9,66	0,023	0.392	SSA	0,989	1,65	2	5HA10 =3.92	20

Tableau VIII.1:ferrailage du voile périphérique

3.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)

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII.4) 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	12,25	9,53	1,29	0,0368	0,395	vérifiée
	Travée	20,83	16,19	1,29	0,0641	0,395	vérifiée
YY	appui	5,69	5,79	0,98	0,0164	0,24	vérifiée
	travée	9,66	9,84	0,98	0,0292	0,24	vérifiée

Tableau VIII.2 : vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

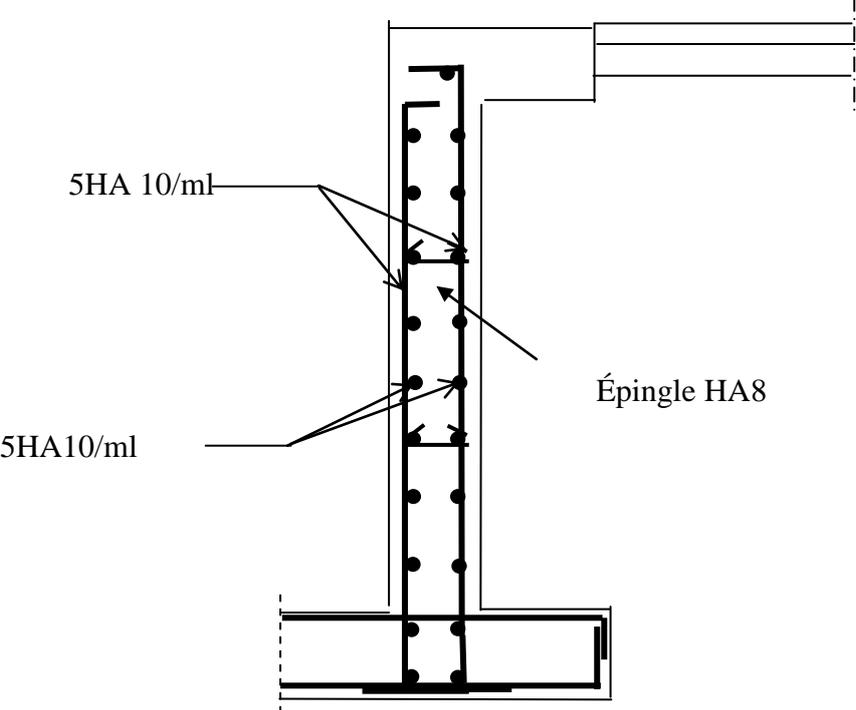
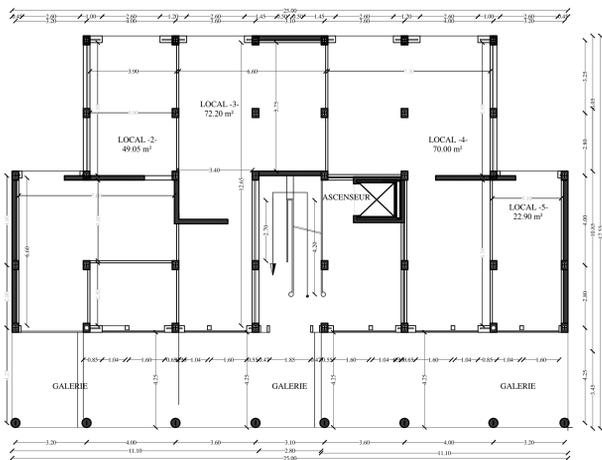
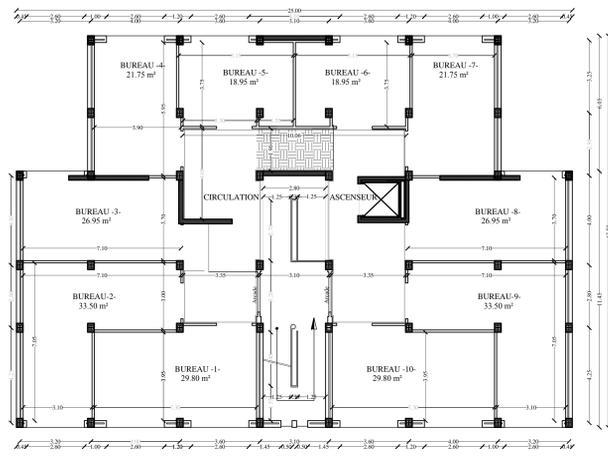


Fig.VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique

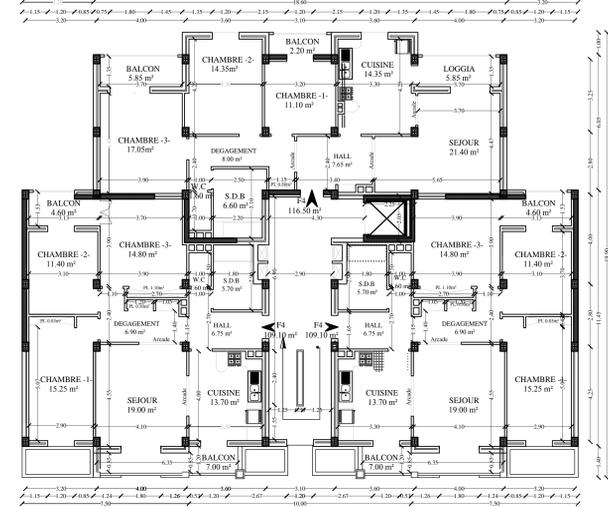
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU 2eme ETAGE



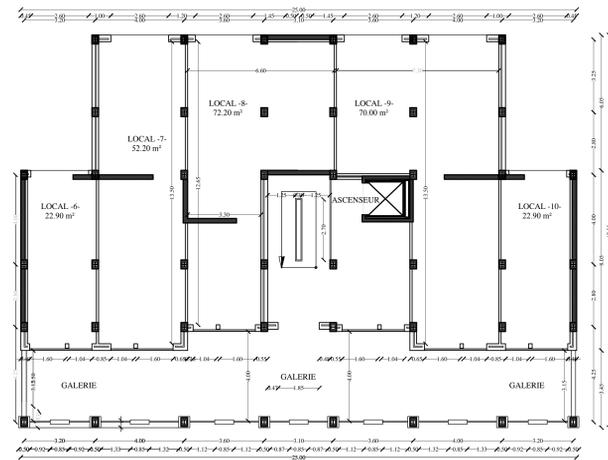
PLAN DU 9eme et 10eme ETAGE



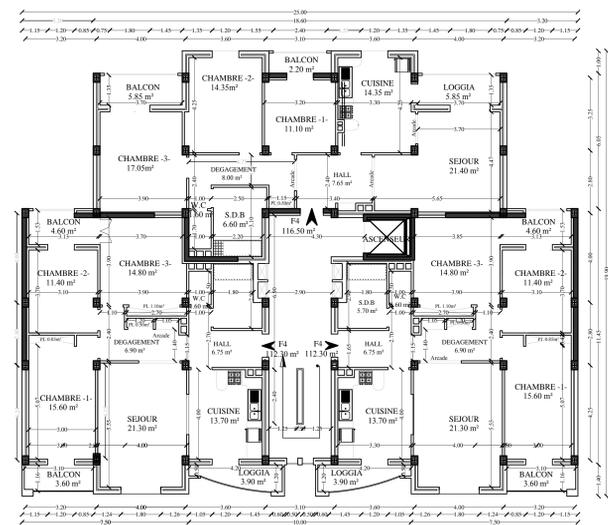
FACADE PRINCIPALE



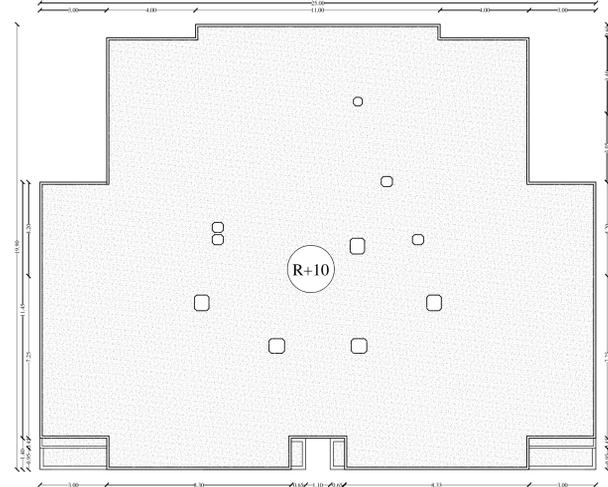
PLAN DU 1er ETAGE



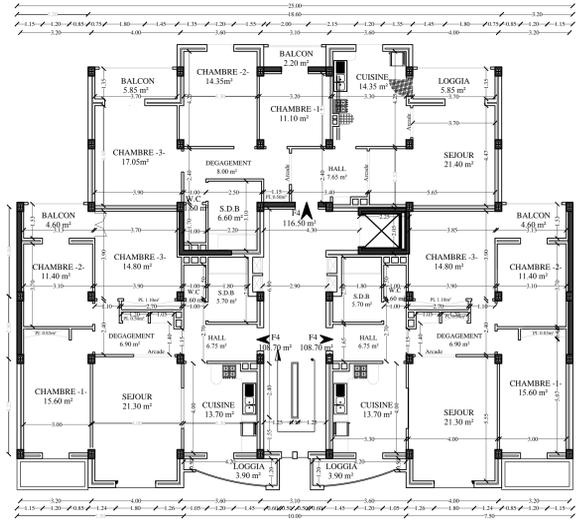
PLAN DU 3eme ,4eme, 5eme, 6eme, 7eme et 8eme ETAGE



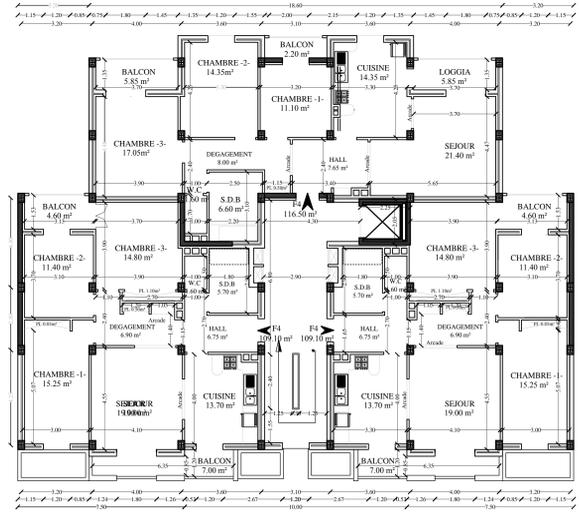
PLAN DE TOITURE



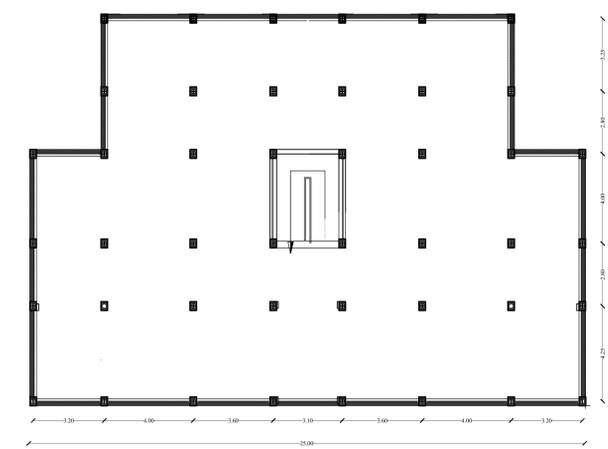
PLAN DU 8eme ETAGE



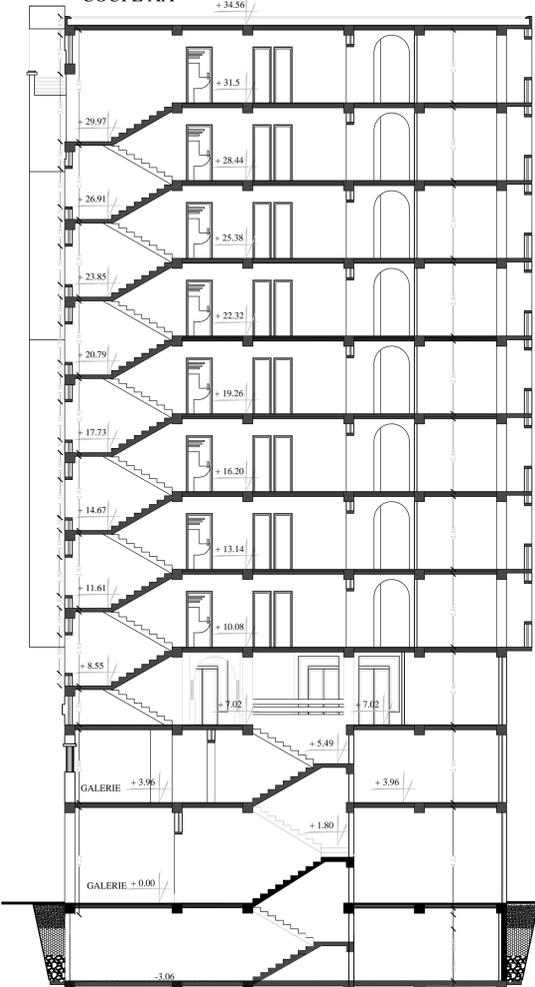
PLAN DU 9eme ETAGE

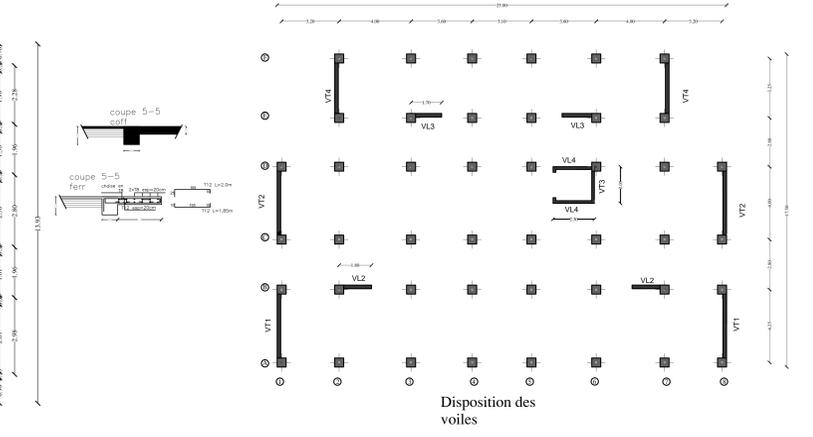
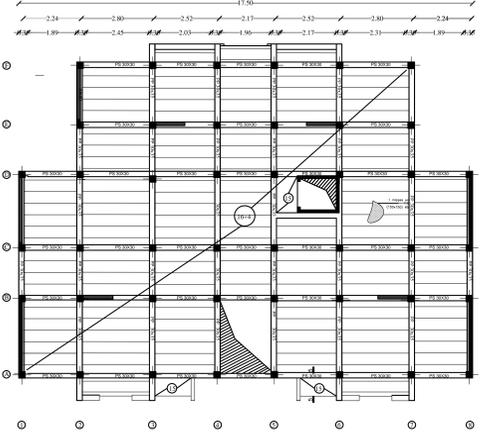
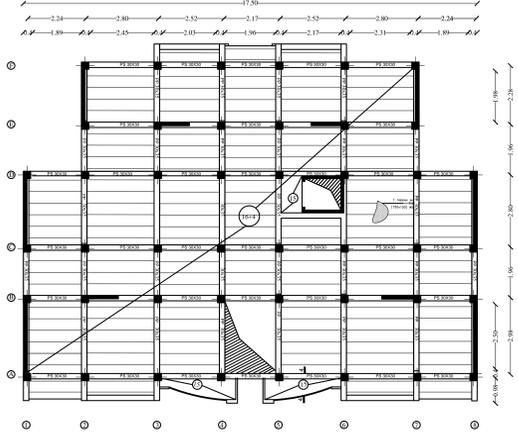
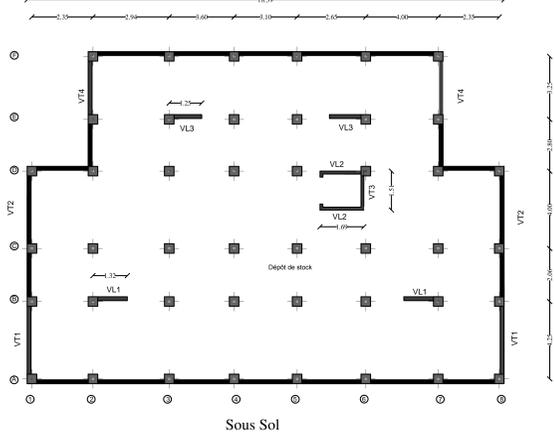
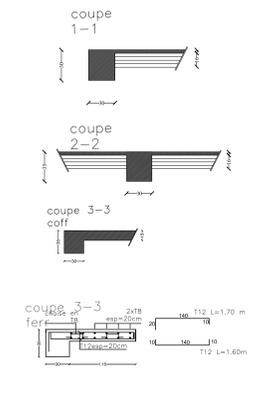
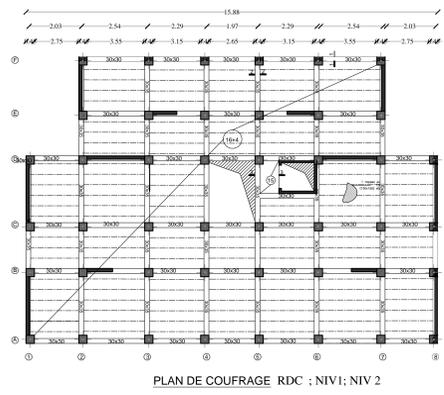


PLAN DU SOUS SOL

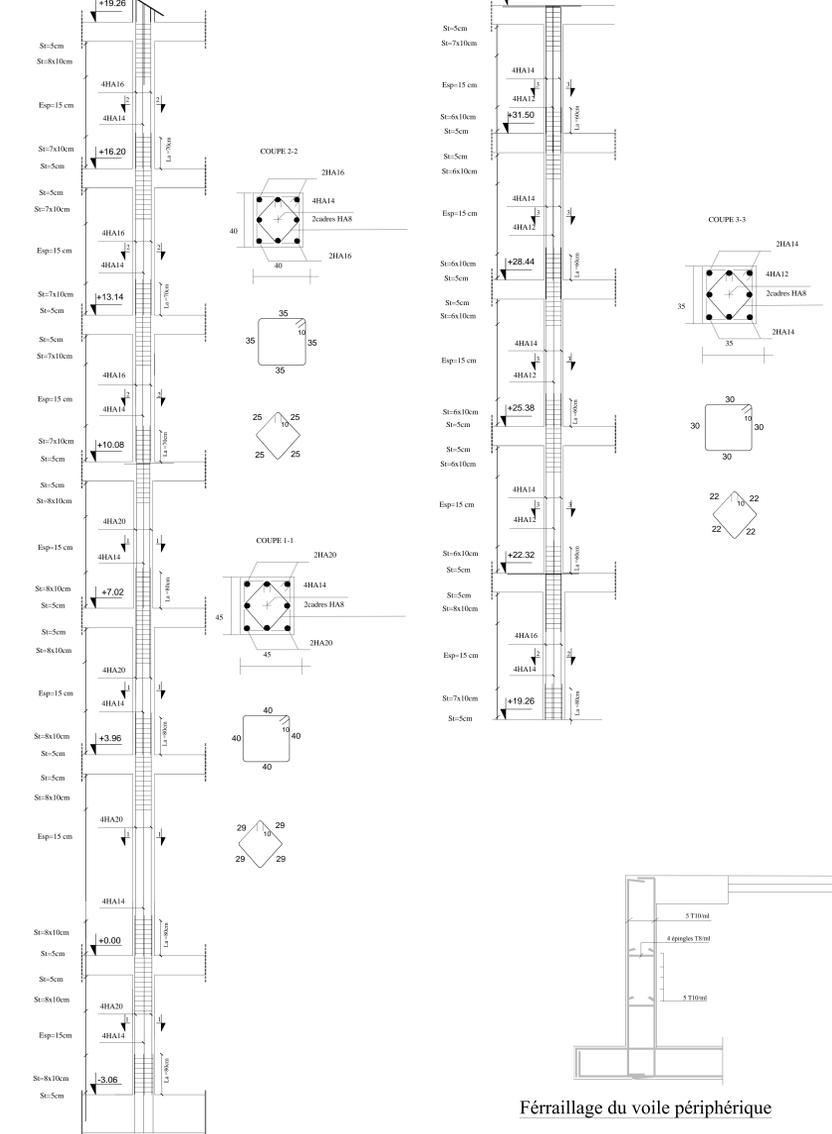


COUPE AA

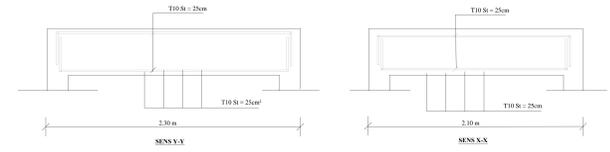
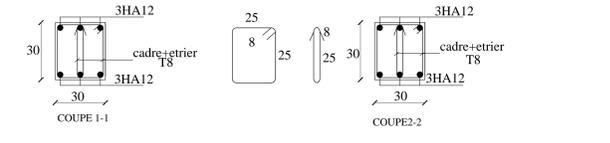
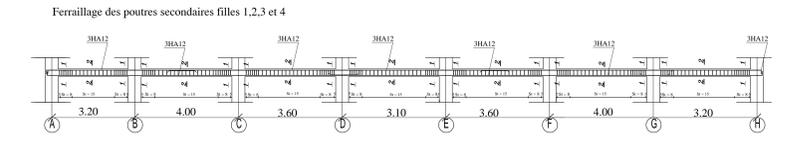
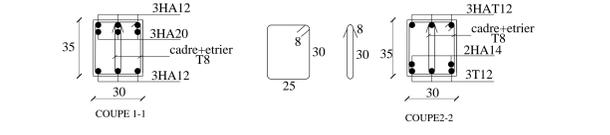
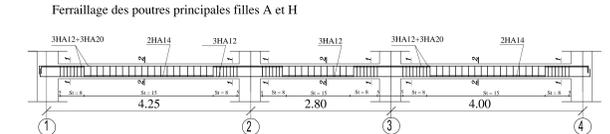
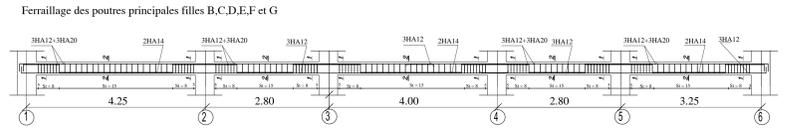




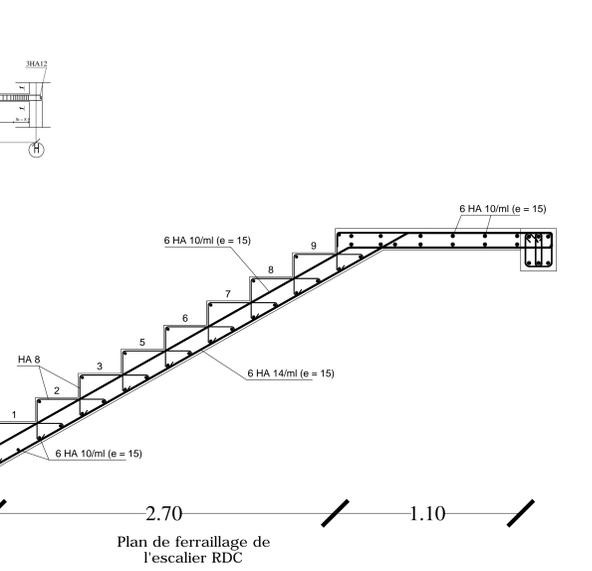
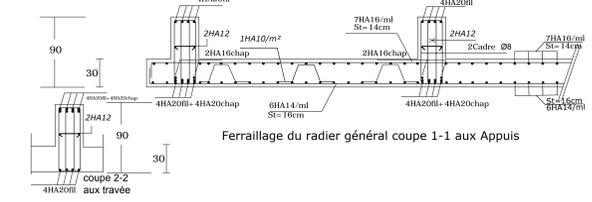
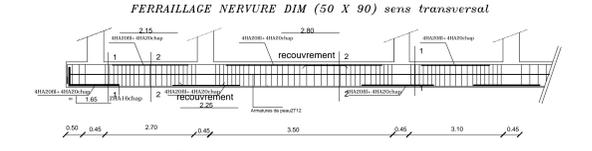
FERRAILLAGE DES POTEAUX



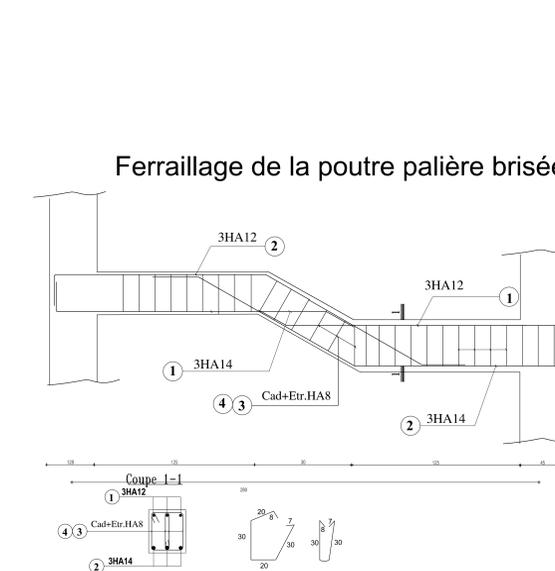
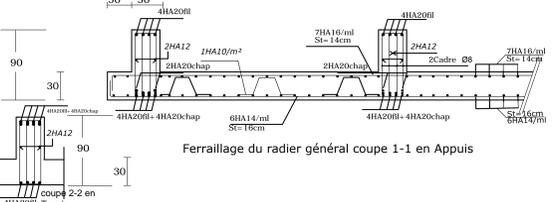
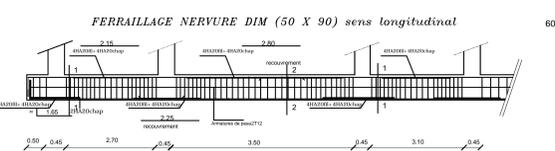
Ferrailage du voile périphérique



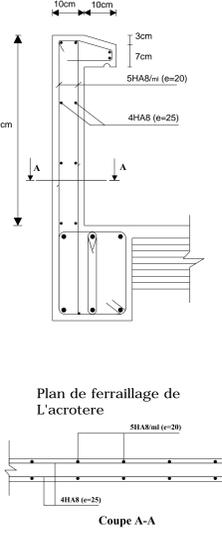
Ferrailage de la dalle plane de la salle machine.



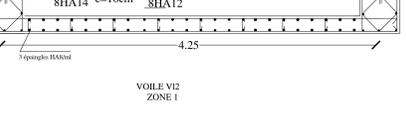
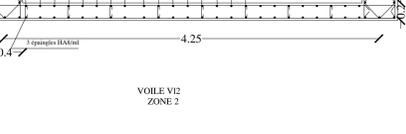
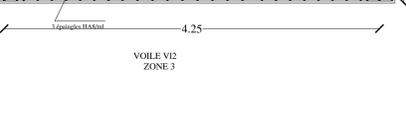
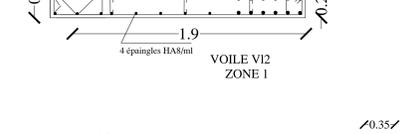
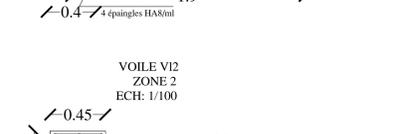
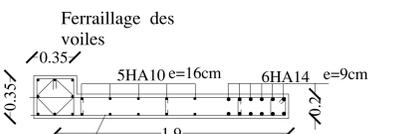
Plan de ferrailage de l'escalier RDC



Ferrailage de la poutre palière brisée



Coupe A-A



VOILE V12 ZONE 1

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 Robot
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.