

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 d'ingénieur en génie civil

Option construction civile et industrielle.

THEME

***Etude d'un bâtiment (R+9 étages) à usage
d'habitation, service et commercial contreventé par
voiles***

Dirigé par : Mr KHELIL. N

Etudié par: M^r LAKHDARI Rabah

M^r FERHAT Belaid

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Nous tenons à remercier notre bon dieu, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nous études, et l'accomplissement de ce modeste travail.

*Nous exprimons nos sincères remerciements :
A nos parents pour leur soutien dans chaque travail que nous avons effectués.*

A notre chère promoteur M^r KHELIL .N, pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir et son soutien durant toute la période de la réalisation de notre travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous ceux qui ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mes 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 sœurs*
- ❖ *A tous mes amis sans exception.*
- ❖ *A mes camarades de la promotion*
- ❖ *A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

Belaid , Rabah

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....page 01

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.....page 12

Chapitre III: Calcul des éléments:

1-Acrotèrepage 30

2-Plancher.....page 37

3-dalle salle machinepage 68

4-Porte a fauxpage 77

5-Balconpage 83

6-Poutre palièrepage 89

7-Les escalierspage 99

Chapitre IV: Modélisation et vérifications exigé par le RPA.....page 120

Chapitre V: ferrailage des éléments structuraux :

1-Ferrailage des poteaux.....page 146

2-Ferrailage des poutres.....page 164

3-Ferrailage des voiles.....page 173

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.....page 188

Bibliographie

Conclusion générale

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques, et visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 9, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement par voiles.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

La première partie réservée à la superstructure, qui contient:

- De description de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux.
- Pré dimensionnement des éléments.
- Etude des éléments secondaires.
- Modalisation de la structure avec logiciel ETABS.
- Vérification e RPA.
- ferraillage des éléments non structuraux.

La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

- Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003** et les différents **DTR**).

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation et commercial (R+9) Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Tizi Ouzou (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

I.2 But

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.3 caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage courant $h_e = 3,06$ m.
- Hauteur de RDC $h = 4.08$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 31.62$ m.
- Cage d'escaliers : $1,30 \times 5,4$ m².
- Cage d'ascenseur : $2 \times (1,85 \times 1,85)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 13.50$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 21.60$ m.

I.4 Caractéristiques géométriques du sol

On suppose que Le sol d'assise de la construction est un sol meuble

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars pour un ancrage $D = 1,50$ m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.5 Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs et escaliers.
- L'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I.6 les charges :

Elles sont classées en charges « permanente » et « surcharges d'exploitations ». Les charges permanentes comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les surcharges d'exploitation agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les surcharges d'exploitation peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les surcharges d'exploitation sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.7 Conception de la structure**1. Planchers**

Nous avons utilisé deux type de plancher ; plancher corps creux , et un plancher en dalle pleine , avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

2. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

3. Escaliers

Sont des éléments de la construction qui permettent la circulation verticale des personnes entre les étages, elles sont construits en béton armé.

Elles sont constituées de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau

4. Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

5. Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est $(15 + 10)$ cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

6. Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux, le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

8. Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

9. L'acrotère :

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

10. Terrasse inaccessible :

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux**1. Le Béton**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPG325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section (16cm de diamètre et de 32cm de hauteur).

- Compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

- **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPA}$$

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

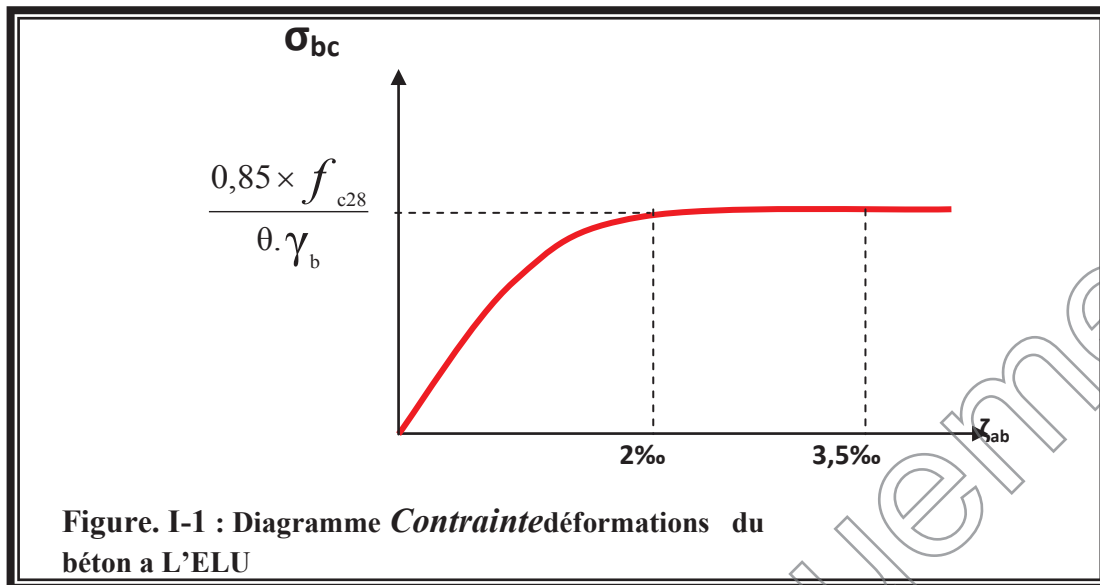
$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]} \quad \text{I 1}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{I 2}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \quad \text{I 3}$$



b. Etat Limite Service « E.L.S » :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

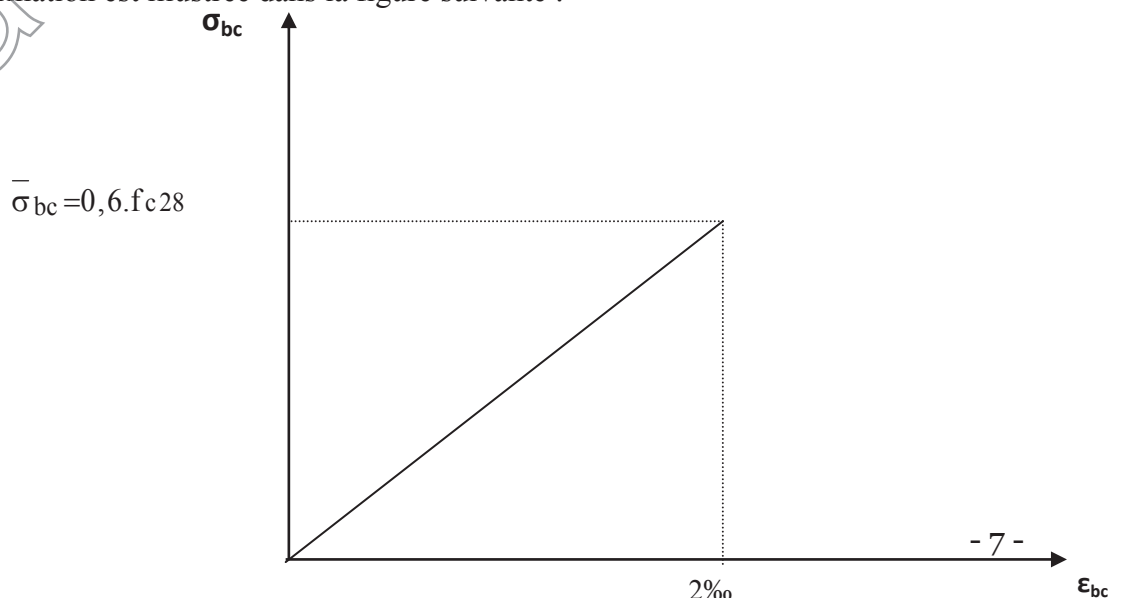
On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \text{ D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :



2. Les Armatures

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

- Barres lisses \longrightarrow FeE 235
- Barres à haute adhérence \longrightarrow FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \longrightarrow FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa.

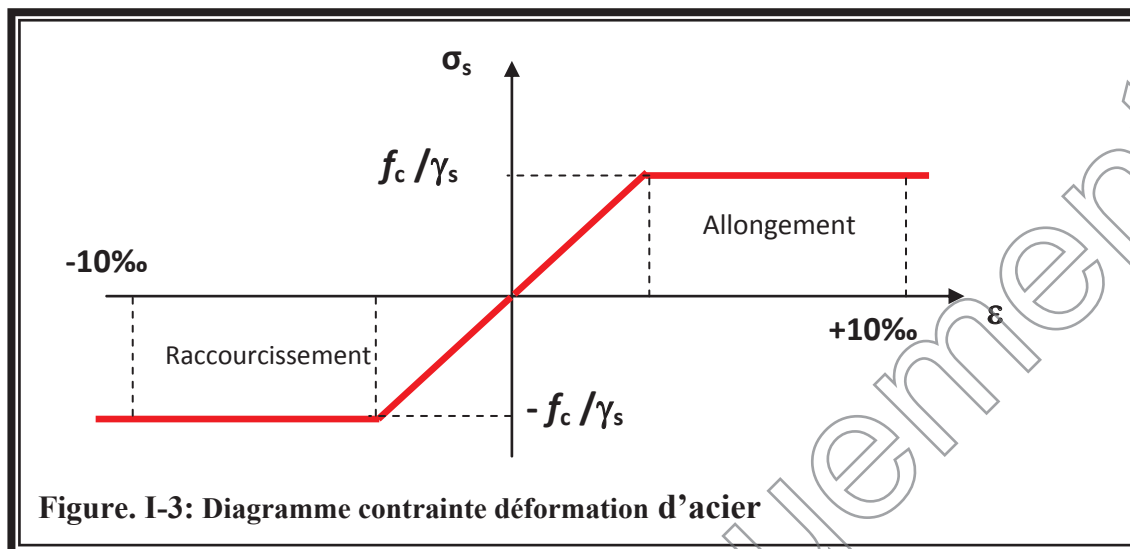
$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

$$\text{Si } \zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$



b. Etat Limite Service (E.L.S)

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

✱ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

✱ Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots | 4$$

✱ Fissuration très préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots | 5$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.9 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.10 Les règlements utilisés

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.11 Les logiciels utilisés

- ETABS (Version 9.5.0) : Pour la modélisation de la structure.
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- AUTOCAD 2008 : Pour les dessins des plans.

Ébauche uniquement

II.1 INTRODUCTION :

Après avoir terminé le chapitre I (Présentation de l'ouvrage), nous passons au redimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du (BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003), pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.2 Pré dimensionnement:

II.2.1 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée, ils assurent deux fonctions essentielles :

- **Une fonction de résistance mécanique ;** Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité ;** Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaires contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle des compressions contre le bruit.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de plancher :

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

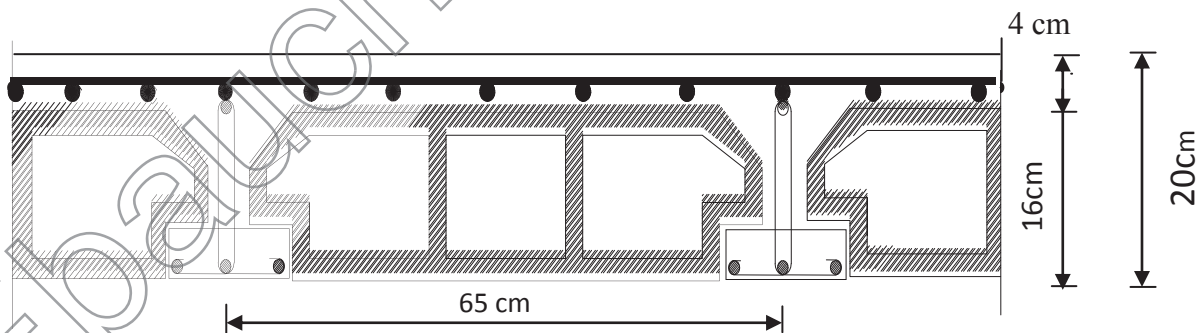


Figure. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (article B.6.8,4 24/BAEL 91) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

- h_t : Épaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Remarque :

En premier temps, Nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$

Nous aurons donc :

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2.1.2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

II.2.2.1 Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$

- ✓ L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.
- ✓ $L_0 = 1,20 \text{ m}$
- ✓ $e \geq 1,20 / 10 = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$ on prend $e = 15 \text{ cm}$ →

II.2.2.2 Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.2.2.3 Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max(11, 14, 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 modifié 99**) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes (**Art A.4.14 BAEL 91**)

$$\begin{aligned} \frac{L}{15} &\leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h &\leq b \leq 0.7h \end{aligned}$$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante (RPA) :

- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Le rapport $h / b \leq 4$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

II.3.1 Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$\begin{aligned} L/15 &\leq h_t \leq L/10 \\ 0.4 h_t &\leq b \leq 0.7 h_t \end{aligned}$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=490 \text{ cm}$).

$$L = 490 - 25 = 465 \text{ cm}.$$

$31 \leq h_t \leq 46.5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 45 \text{ cm}$.

$18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité $b = 30 \text{ cm}$.

II.3.2 Poutres secondaires (PS) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$$

$30 \leq h_t \leq 45 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 40 \text{ cm}$.

$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ Nous prendrons : $b = 25 \text{ cm}$.

Vérification aux exigences de RPA :

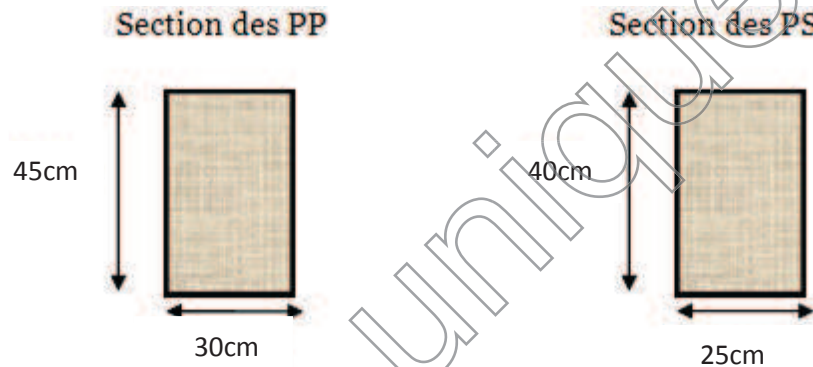
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.6	vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA**Conclusion :**

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

**Figure II.2 : sections des poutres secondaires et principales.****II.4 Pré Dimensionnement Des Voiles :**

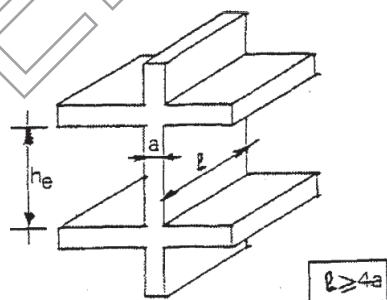
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003**) qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

Avec : a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.



- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm. $a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$

Figure II-3 Coupe du voile en élévation

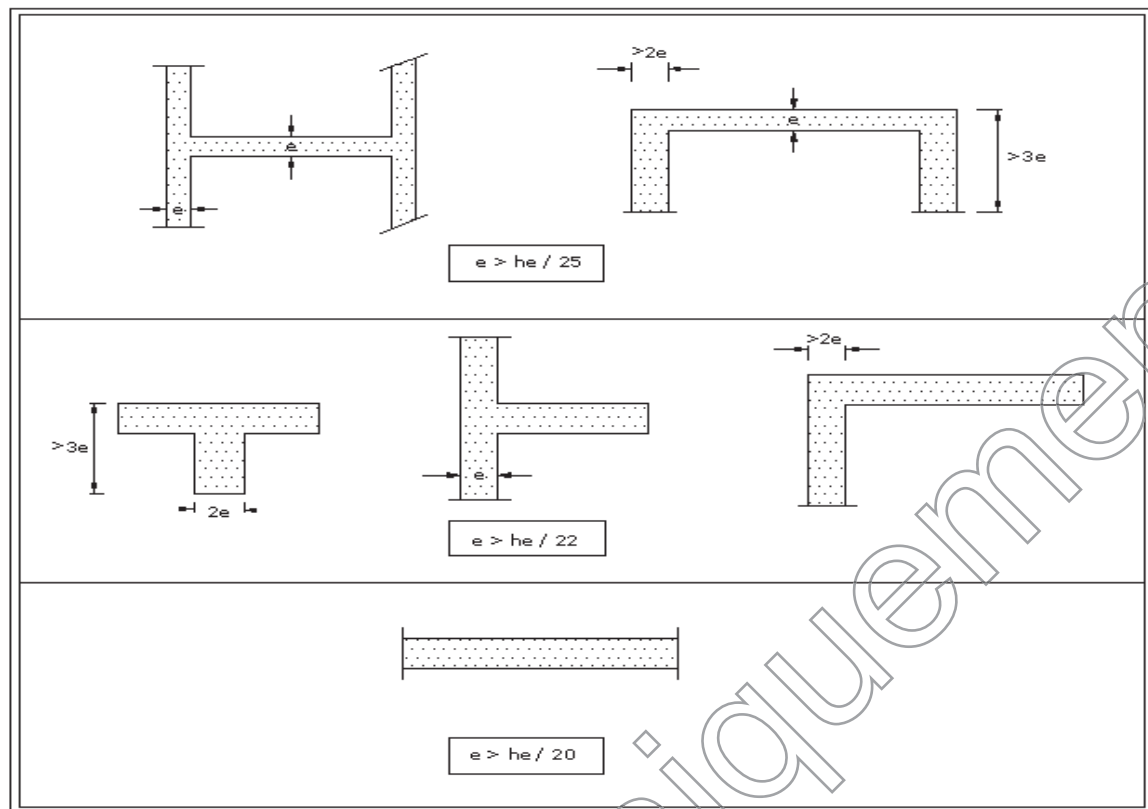


Figure II.4 « Coupe de voile en plan »

- Au niveau du RDC:

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq 388 / 20 = 19.4 \text{ on prend } \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 a = 80 \text{ cm.}$$

- Au niveau d'étages courants :

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a \geq 286 / 20 = 14.30 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 a = 80 \text{ cm.}$$

Remarque : Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes de coffrage

II.5 Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$

$$\frac{1}{4} \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$S \geq \frac{N_s}{0.6 f_c 28}$$

Avec: $N_s = G + Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

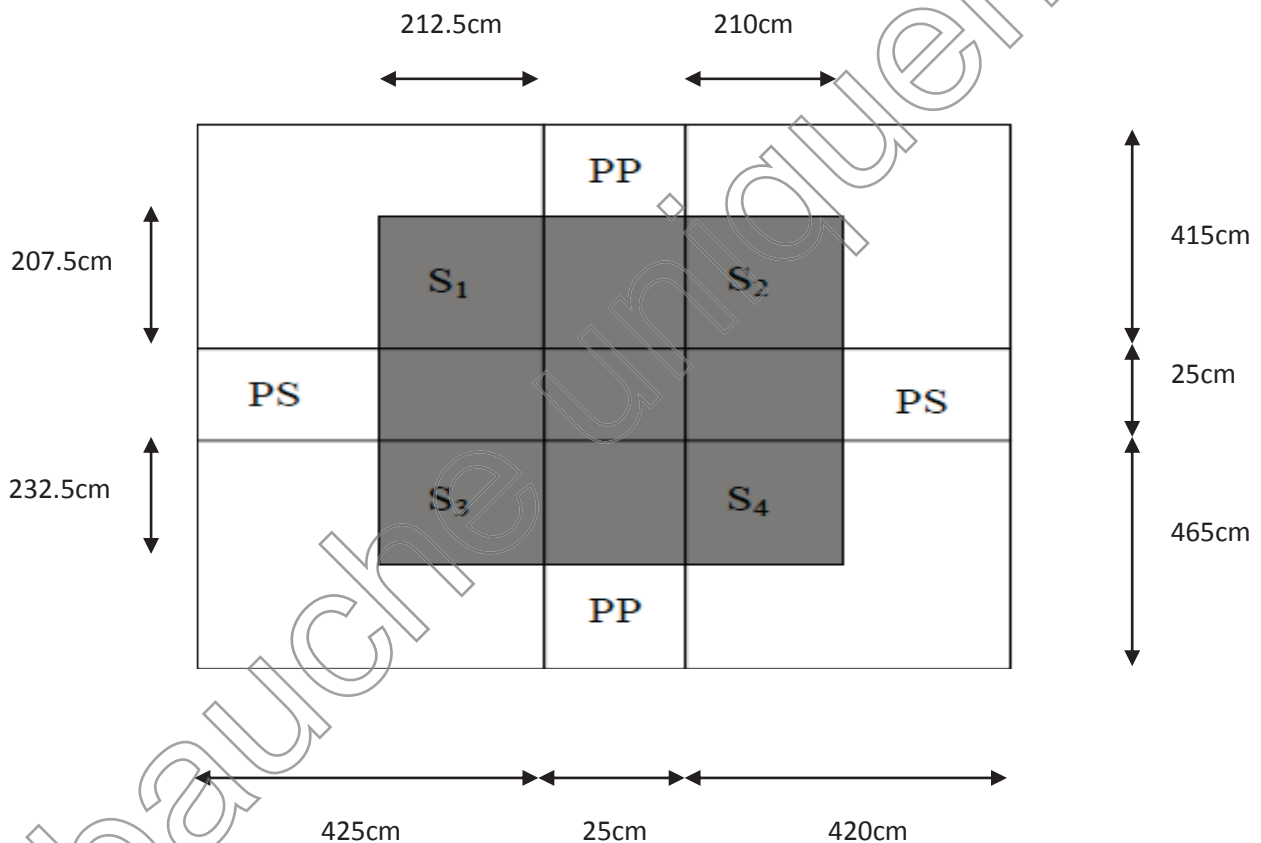


Figure II.5.surface revenant au poteau le plus sollicité

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

✓ **Surface d'influence :**

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E2) sera déterminée comme suit :

$$S1 = 2.125 \times 2.075 = 4.41 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.1 \times 2.075 = 4.357 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.325 \times 2.125 = 4.94 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.325 \times 2.1 = 4.882 \text{ m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 18.589 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 18.589 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = (2.25 \times 2.2) + (2.225 \times 2.2) + (2.45 \times 2.25) + (2.45 \times 2.225) = 20.8 \text{ m}^2$$

II.6 Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

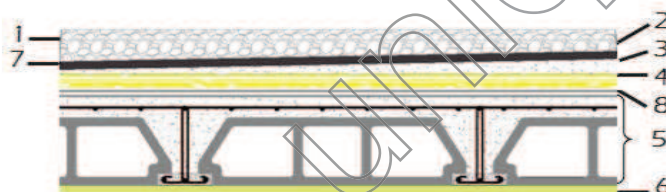
II.6.1 Charges permanentes « G » :**1. Plancher terrasse (Inaccessible)**

Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
Isolation thermique	0.04	04	0.16
3. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
4. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
5. Feuille polyane	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			5.68 kN/m ²

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

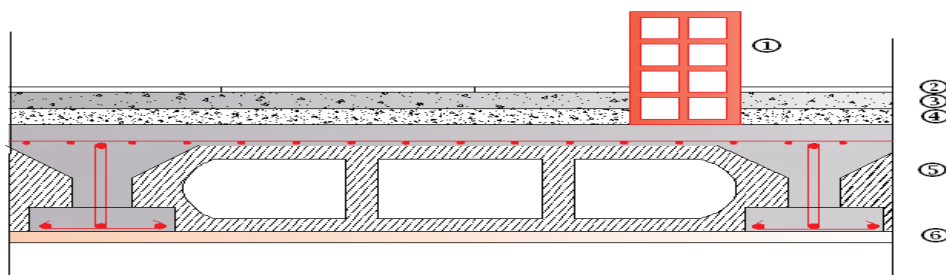
2) Plancher d'étage courant :

Figure II-7 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en corps creux)	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Coloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
G_{tot} = 5.24 (kN/ m²)				

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant

3. planche dalle pleine :

Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine)

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.2	20	0.40
G tot=			5.49kN/m²

Tableau II-4 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine

4) Maçonnerie :▪ **Mur extérieur :**

N°	Composition	Épaisseur (m)	Hauteur (m)	ρ (kN / m ³)	G (kN / ml)
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	2.66	18	0.9576
2+	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	2.66	9	2.394
3	Lame d'air	0.05	2.66	-	-
4	Cloison en briques creuses (8trous)	0.1	2.66	9	2.394
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	2.66	10	0.532
Gme = 6.277 (kN / ml)					

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs

$$Gme = 6.277 \times 2.90 = 18.20 \text{ KN}$$

2.90m c'est la longueur la plus grande de mur extérieur.

▪ **Mur intérieur :**

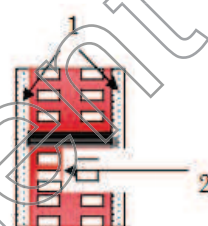
N°	Composition	Épaisseur (m)	Hauteur (m)	$\rho (KN/m^3)$	$G (KN/ml)$	
1	Enduit en plâtre	0.02	2.66	10	0.532	
2	Brique creuse	0.10	2.66	9	2.394	
1	Enduit en plâtre	0.02	2.66	10	0.532	
			$G_{tot} = 3.458 KN/ml$			

Tableau II-6 : Charges permanentes des murs intérieurs.

$$G_{mi} = 3.458 \times 4.40 = 15.21 \text{ KN}$$

4.40m c'est la longueur de plus long mur intérieur

5) Acrotère:

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante :

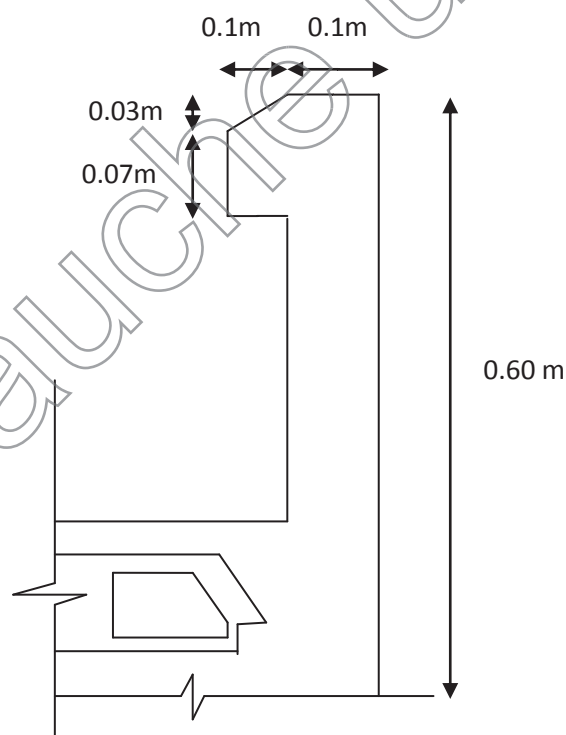


Figure II-8 : Coupe verticale de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.50 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.03 \times 0.1 \right) \right] = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale $Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.6.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Élément :	Surcharge (Q) [kN/m ²] :
- Acrotère	1.00
- Plancher terrasse inaccessible	1.00
- Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
- Plancher étage courant à usage bureautique	2.50
- Plancher RDC à usage commercial	3.50
- Balcon	3.50
- Escalier	2.50

Tableau II-7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

➤ Les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 18.589 = 18.589 \text{ KN}$

- plancher étage courant : $\rightarrow Q = Q_1 = \dots\dots Q_6 = 1.50 \times 18.589 = 27.883 \text{ KN}$.

- Plancher étage courant à usage bureautique : $\rightarrow Q = Q_7 = Q_8 = 2.50 \times 18.589 = 46.472 \text{ KN}$

- Plancher RDC : $\rightarrow Q = Q_9 = 3.5 \times 18.589 = 65.061 \text{ KN}$.

II.6.3 Poids propre des éléments :

✓ Poids du plancher = $G \times S$

- Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 18.589 = 105.58 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$P = 5.24 \times 18.589 = 97.406 \text{ kN}$$

✓ Poids des poutres : $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)

-Poutres principales (30X45) :

$$P_{PP} = (0.30 \times 0.45 \times 25) \times (4.90 - 0.25) = 15.69 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires (25X40) :

$$P_{PS} = (0.25 \times 0.4 \times 25) \times (4.75 - 0.25) = 11.25 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 26.94 \text{ KN}$

✓ **Poids des poteaux** : $P_{\text{pot}} = (S \times \rho \times h_e)$

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA99/VERSION 2003)

ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)

-poteau de RDC :

$$G_{\text{PRDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

- Poteau du l'étage courant :

$$G_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

II-6-3 Loi de dégression des surcharges:

D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

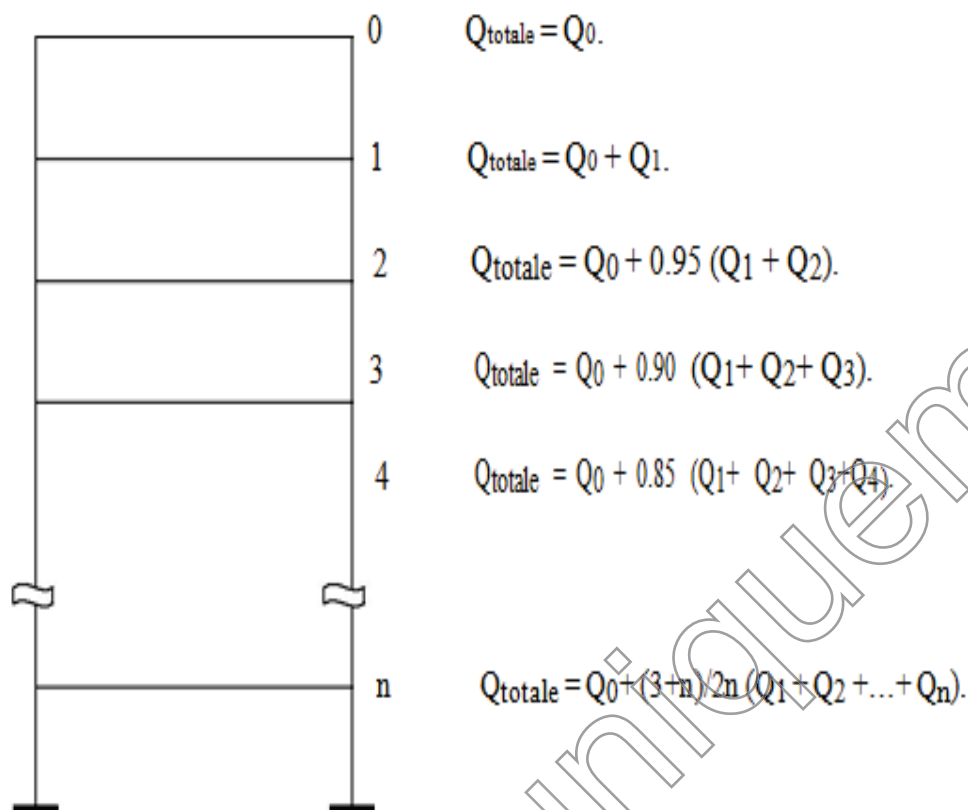
Charges d'exploitation cumulées :

Figure II-9 : descente des charges

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667

Tableau II-8 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$ II-6-3-1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des

✓ Niv9 = Q_0 = **18.589**

✓ Niv8 = $Q_0 + Q_1$ = 18.589 + 27.883 = **46.472 KN**

✓ Niv7 = $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ = 18.589 + 0.95(27.883x2) = **71.566 KN**

✓ Niv6 = $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ = 18.589 + 0.90(27.883x3) = **93.873 KN**

- ✓ Niv5 = $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18.589 + 0.85(27.883 \times 4) = 113.391 \text{ KN}$.
- ✓ Niv4 = $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18.589 + 0.80(27.883 \times 5) = 130.121 \text{ KN}$.
- ✓ Niv3 = $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18.589 + 0.75(27.883 \times 6) = 144.062 \text{ KN}$.
- ✓ Niv2 = $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 18.589 + 0.714(27.883 \times 6 + 46.472) = 171.22 \text{ KN}$.
- ✓ Niv1 = $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 18.589 + 0.688 (27.883 \times 6 + 46.472 \times 2) = 197.635 \text{ KN}$
- ✓ NivRDC = $Q_0 + 0.667 (Q_1 + \dots + Q_9) = 18.589 + 0.667(27.883 \times 6 + 46.472 \times 2 + 65.061) = 235.836 \text{ KN}$

Condition de l'effort normal a la base :

Exemple de calcul : (RDC)

On doit vérifier que $v = \frac{N_s}{S \times F_{c28}} \leq 0.3$

$$\frac{1797.17 \times 10^3}{(500 \times 500) \times 25} = 0.287 \leq 0.3$$

Remarque : vu que les sections des poteaux trouver avec la descente des charges sont très petite par rapport a celles exigées par le RPA , on a pré dimensionner les poteaux avec la vérification de l'effort normal a la base qui est la suivante :

$$V = \frac{N_s}{S \times F_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{N_s}{F_{c28} \times 0.3}$$

Avec $S = A \times B$

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges

Niveau	Charges permanentes [kN]						Surcharges [kN]		Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		
	Poids planchers (kN)	Poids des poteaux (kN)	Poids des poutres (kN)	Poids des murs intérieurs (kN)	G _{tot}	G Cumulée	Q	Q Cumulée	$N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	RPA	$S_a = \max(\text{Effort tranchant, RPA et Section Calculés})$
9 ^{ème}	105.58	4.781	26.94	15.21	152.78	152.78	13.98	13.98	166.76	11.11	25 × 25	30x30
8 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	297.12	20.97	34.95	332.07	22.14	25 × 25	30x30
7 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	441.46	20.97	55.92	497.38	33.16	25 × 25	30x30
6 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	585.8	20.97	76.89	662.69	44.18	25 × 25	35x35
5 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	730.14	20.97	97.86	828	55.2	25 × 25	35x35
4 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	874.48	20.97	118.83	993.31	66.22	25 × 25	40x40
3 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	1018.82	20.97	139.8	1158.62	77.24	25 × 25	45x45
2 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	1163.16	20.97	160.77	1323.93	88.26	25 × 25	45x45
1 ^{ème}	97.406	4.781	26.94	15.21	144.34	1307.5	20.97	181.74	1489.24	99.28	25 × 25	50x50
RDC	97.406	6.375	26.94	45.21	145.93	1451.84	20.97	202.71	1654.55	110.30	25 × 25	50x50

II-6-3-2 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

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

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min(b,h) \geq 25$ $\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	RDC et 1 Etage (50x50)	$\min(b,h) = 50 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 2 et 3 (45x45)	$\min(b,h) = 45 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 4 (40x40)	$\min(b,h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 5 et 6 (35 x35)	$\min(b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 7,8 et Terrasse (30 x30)	$\min(b,h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

II.7. Vérification au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

- . λ : Élancement du poteau.
- . l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**). [14]
- . l_0 : Longueur libre du poteau.
- . i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).
- . I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).
- . S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}} \cdot \frac{1}{b}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	$L_f = 0,7 L_0$ (m)	λ	Vérification
7,8 et terrasse	30x30	3.06	2.142	24.735	OK
5,6	35x35	3.06	2.142	21.20	Ok
4	40x40	3.06	2.142	18.551	Ok
2 et 3	45x45	3.06	2.142	16.49	Ok
1	50x50	3.06	2.142	14.841	Ok
RDC	50x50	4.08	2.856	19.788	OK

Tableau II-11 vérification de flambement des poteaux

- La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifié, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

CONCLUSION :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm (16+4)}$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Voiles	RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(25 \times 40) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC , 1 ^{er} étages	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	4 ^{ème} étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	5 et 6 ^{ème} étages	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	7, 8 et 9 ^{ème} étages et terrasse	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires de notre ouvrage tel que :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Les dalles pleines.
- Les escaliers.

III.1. L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

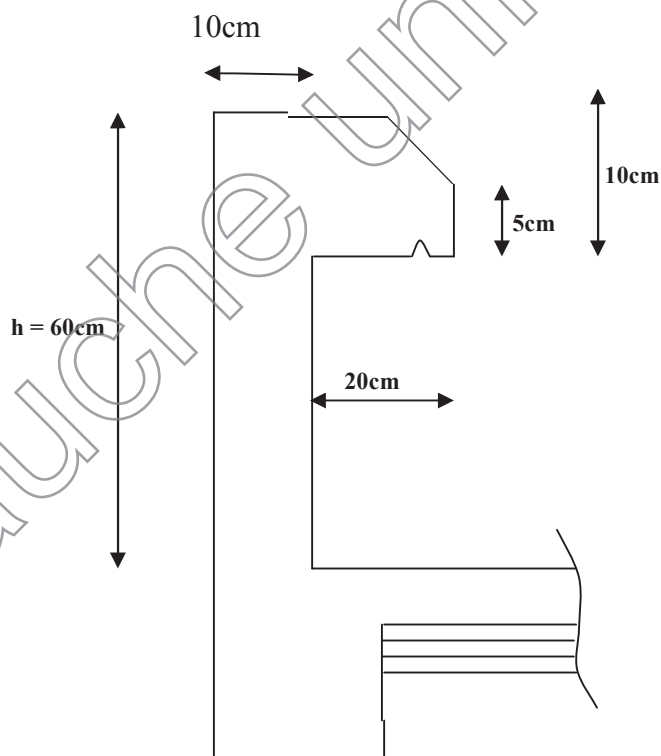
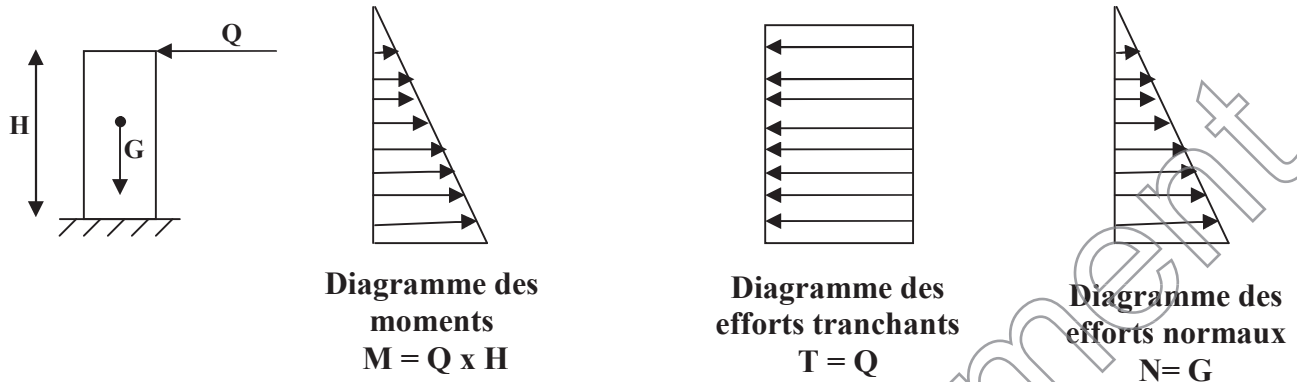


Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique :



b) Calcul des efforts :

b₁- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,2) - \frac{0,05 \times 0,05}{2}) \right]$$

$$G = 1.719 \text{ KN/ml}$$

avec :

 ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

b₂- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.b₃- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

b₄ . Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$ b₅- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,719 \text{ KN}$

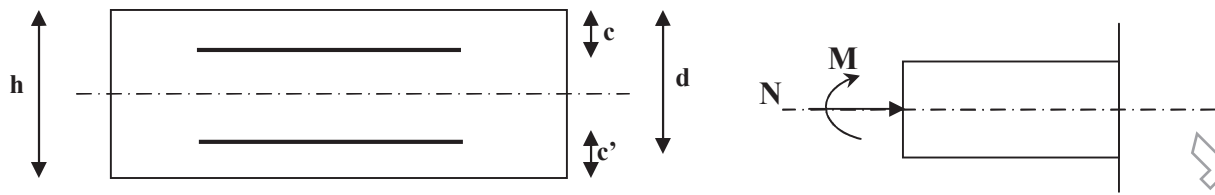
c) Combinaison de charge :

➤ A l'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,719 = 2.32 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,719 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm} \end{cases}$$

d) Ferrailage:

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

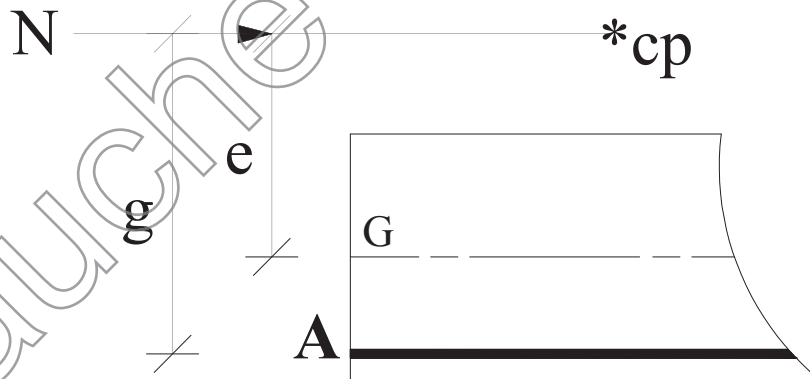
$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues .

e) Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39m = 39cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

f) Calcul en flexion simple :***Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,32 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

***Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

*** Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

g) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,32}{34,8} = 0,32 \text{ cm}^2$$

h) Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,32 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

2) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,214\text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec} : \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,6 = 24\text{cm.}$$

i) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[226,67, 201,63] = 201,63\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,258}{15(1-0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

j) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

k) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient de d'accélération de zone.

(en Zone II_a, groupe d'usage 2, A = 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère (W_p = 1,719 KN/ml)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,719 = 0,825 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

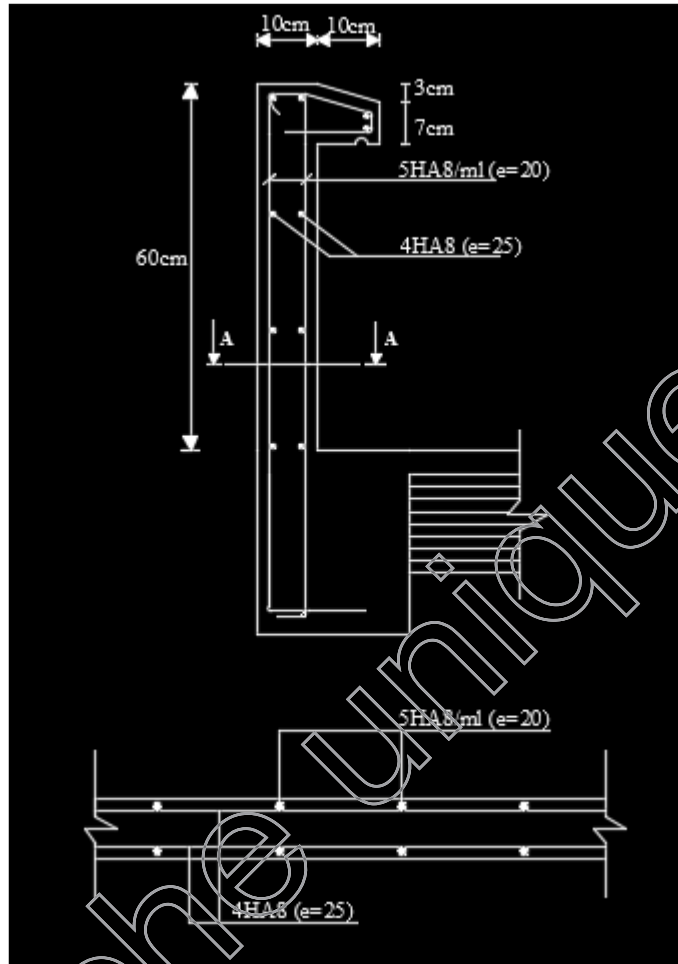


Figure III-1-2 : ferrailage de l'acrotère

III.2. PLANCHERS

III.2.1 INTRODUCTION :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm.

La dalle de compression est coulée sur place. Avec une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé de nuances (TS520) ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le **BAEL91 modifiée 99 Art.6.8.4.23**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, Il est armé d'un quadrillage de barres

Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux, reposant sur des Poutrelles préfabriquées, distance de 65cm (entre axes) et une dalle de compression.

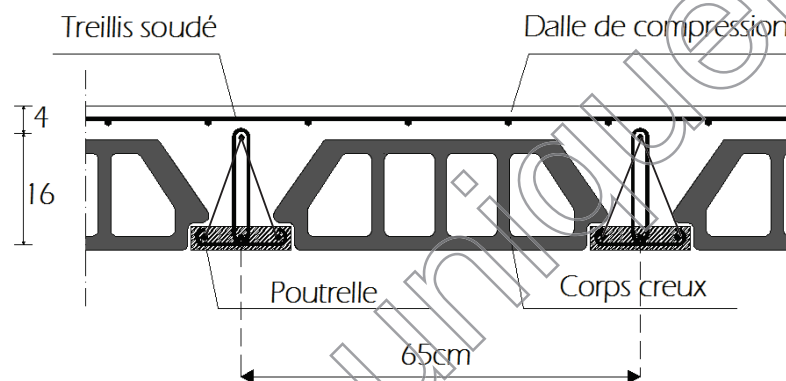


Figure III.2.1 : Coupe transversal du plancher

III.2.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes,

Données par le **B.A.E.L. 91 (Art B.6.8.423)** :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50cm < L < 80cm) Donc :

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

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion: nous adoptons pour le ferrillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

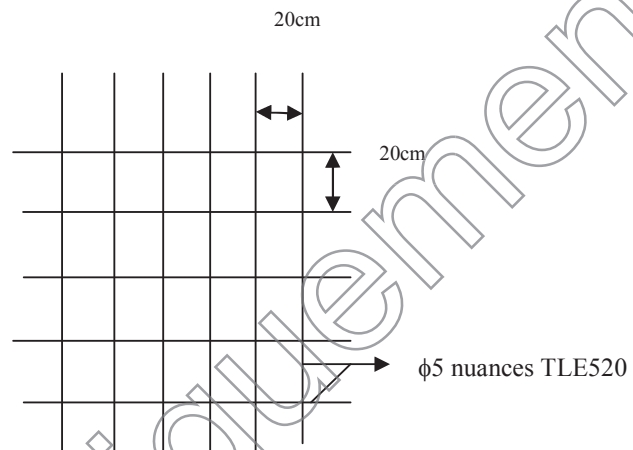


Figure : III.2.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III. 2.3 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

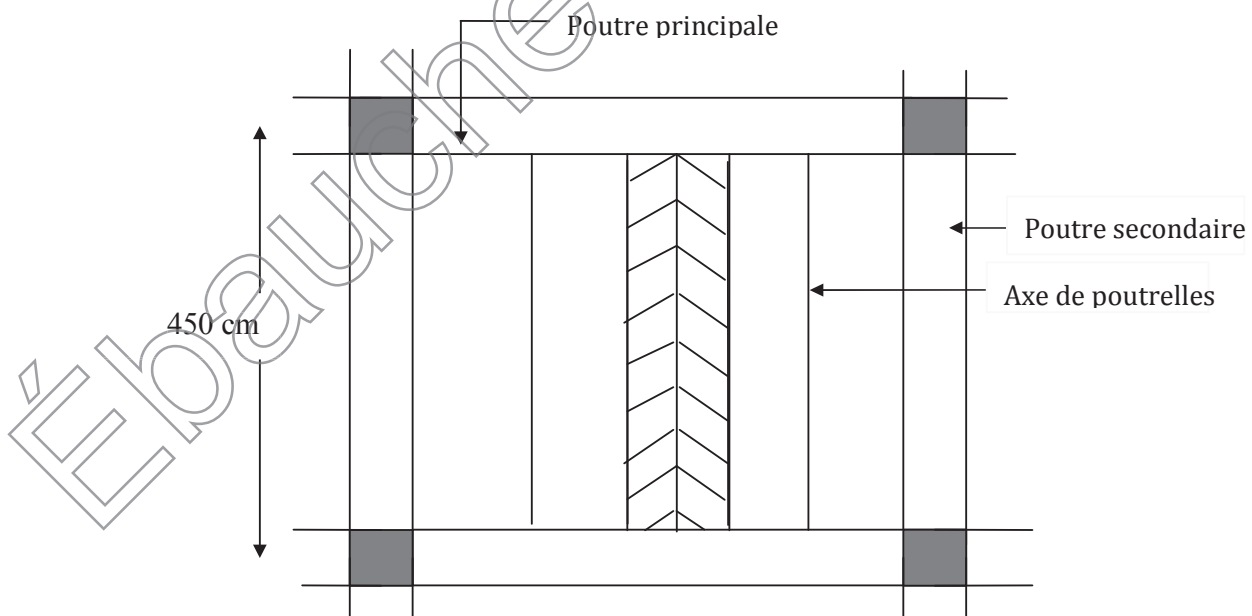


Figure III.2.3: la disposition des poutrelles

- **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

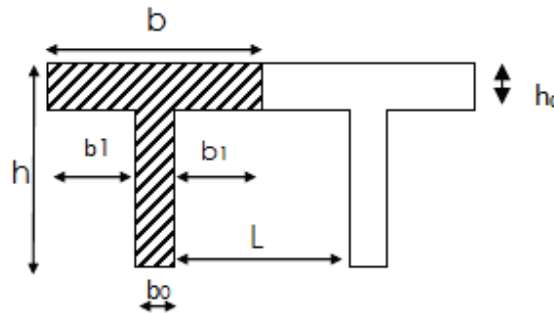


Figure III.2.4 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du 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 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

III.2.3.1.1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62\text{ kN/ml}$;

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00\text{ kN/ml}$.

Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.74\text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/ml}$

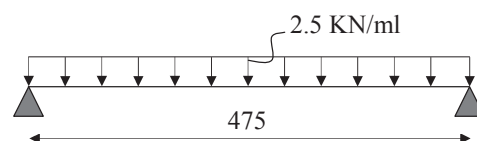
b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée $L = 4.75\text{ m}$)

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{ kN/ml}$$



Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4.75^2 \times 2.5}{8} = 7.051 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 7.051 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.75}{2} = 5.937 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T = 5.937 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = h - c \quad d' \text{ ou } c = 2 \text{ cm}$$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{7.051 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 10.34 >> \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.80 à 1.20) m .

III.2.3.2.2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis

Nous avons 1 cas à étudier :

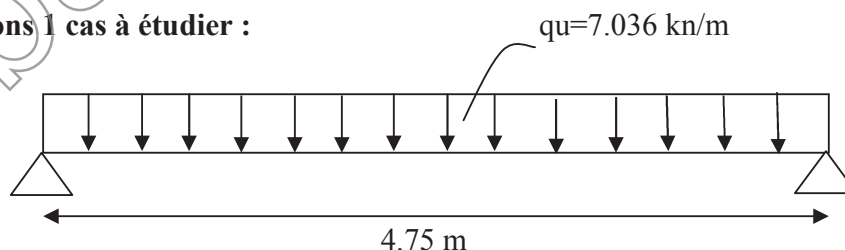


Figure III.2.5. : la poutrelle a étudier

a)- Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre de plancher : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.96 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 4.342 \text{ kN/ml}$

Plancher étage courant:

Poids propre de plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.06 \text{ kN/ml}$
- l'ELS : $q_s = G + Q = 4.381 \text{ kN/ml}$

Plancher a usage bureautique :

Poids propre de plancher : $5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.0356 \text{ kN/ml}$
- l'ELS : $q_s = G + Q = 5.031 \text{ kN/ml}$

plancher	GkN/ml	QkN/ml
Plancher terrasse	$5.68 \times 0.65 = 3.692$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant a usage habitation	$5.24 \times 0.65 = 3.406$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher a usage bureautique	$5.24 \times 0.65 = 3.406$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

Tableau III.2.1 : charges et surcharges

plancher	ELU(1.35G+1.5Q) kN/ml	ELS(G+Q) kN/ml
Plancher terrasse	5.960	4.342
Plancher étage courant a usage habitation	6.060	4.381
Plancher a usage bureautique	7.036	5.031

Tableau III.2.2 : Combinaisons de charges

b)- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; a l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

b.1 Méthode forfaitaire :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q = 2.275 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.406 = 6.812 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.275 \leq \max \{ 6.812 ; 5 \} = 6.812 \text{ kN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$\left\{ \begin{array}{cccc} \frac{4.50}{4.45} = 1.01 & \frac{4.45}{3.80} = 1.17 & \frac{3.80}{4.10} = 0.93 & \frac{4.10}{4.75} = 0.86 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion

Compte tenu de satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode Forfaitaire est applicable.

Application de la méthode :

1)-premier cas :

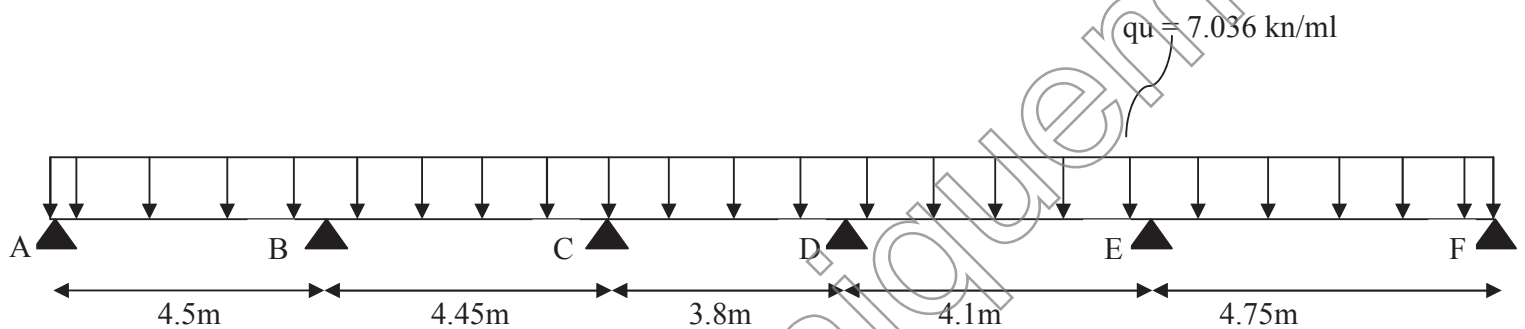


Figure III.2.6: Schéma statique de la poutrelle

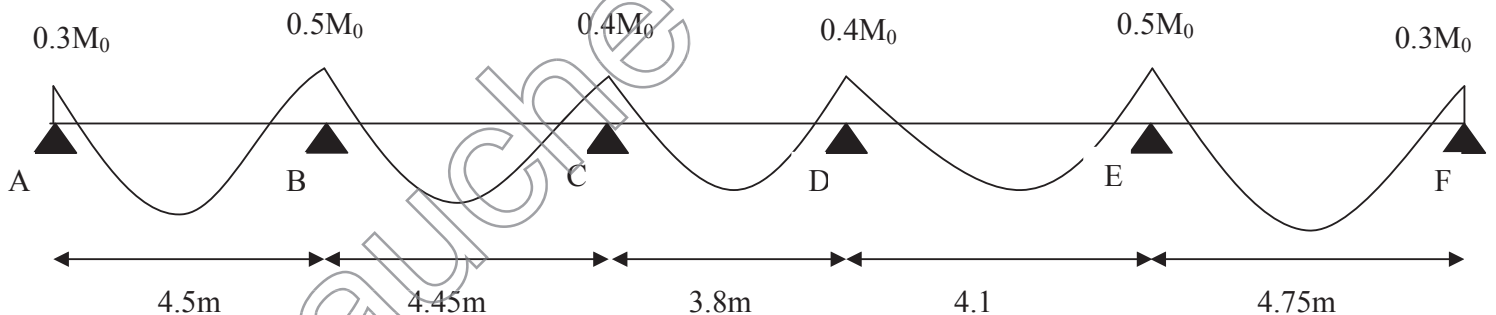


Figure III.2.7 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.036 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.406} = 0.323 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3 \alpha = 1.097 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.548 \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

-Calcul des moments isostatiques : $M = \frac{q l^2}{8}$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
Moment(KN.m)	17.81	17.42	12.7	14.78	19.844

Aux appuis: $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
$M_{appuis}(kN.m)$	5.343	8.905	6.968	5.912	9.922	5.953

a- Calcul des moments en travées

$$M_t \geq -\frac{M_e + M}{2} + \max(1.05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o)$$

Avec :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \quad \text{Dans le cas d'une travée intaimédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

- Travée A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{5.34+8.9}{2} + 1.0969 \times 17.81 = 12.405 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.648 \times 17.81 = 11.541 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 12.405 \text{ kN.m}$

- Travée B-C :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{8.9+6.966}{2} + 1.0969 \times 17.415 = 11.169 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.548 \times 17.415 = 9.543 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 11.169 \text{ kN.m}$

- Travée C-D :

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{5.913+6.966}{2} + 1.0969 \times 12.7 = 7.491 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.548 \times 12.7 = 6.96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tCD} = 7.491 \text{ kN.m}$

- Travée D-E :

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{5.913+9.921}{2} + 1.0969 \times 14.783 = 8.3 \text{ kN.m} \\ M_{tDE} \geq 0.548 \times 14.783 = 8.1 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tDE} = 8.3 \text{ kN.m}$

- Travée E-F :

$$\text{Travée EF : } \begin{cases} M_{tEF} \geq -\frac{9.922+5.953}{2} + 1.0969 \times 19.842 = 13.827 \text{ kN.m} \\ M_{tEF} \geq 0.648 \times 19.842 = 12.857 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tEF} = 13.827 \text{ kN.m}$

Résumé :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
$M_{\text{travée}} \text{ (kN.m)}$	12.405	11.169	7.491	8.3	13.827

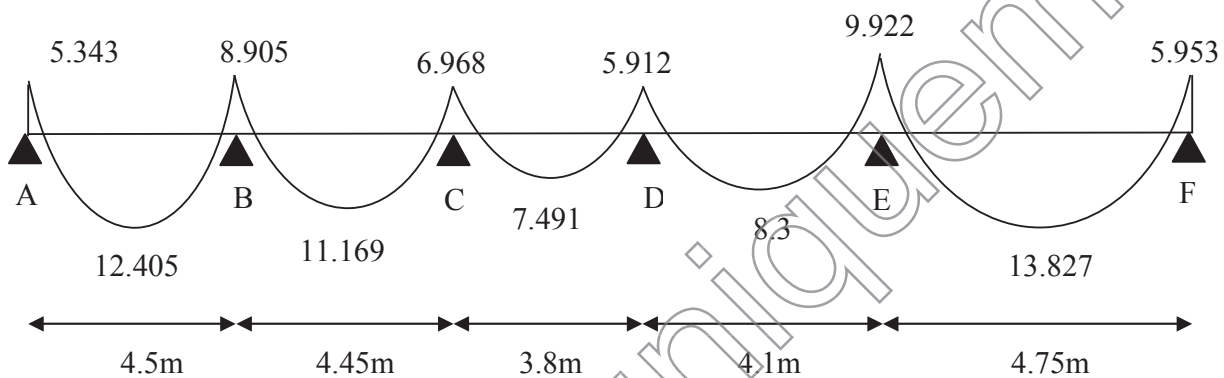


Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

● Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.036 \times \frac{4.5}{2} + \frac{8.9 - 5.34}{4.5} = 16.622 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.036 \times \frac{4.5}{2} + \frac{8.9 - 5.34}{4.5} = -15.04 \text{ kN.}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.036 \times \frac{4.45}{2} + \frac{6.966 - 8.9}{4.45} = \mathbf{15.22 \text{ kN}}.$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.036 \times \frac{4.45}{2} + \frac{6.966 - 8.9}{4.45} = \mathbf{-16.09 \text{ kN}}.$$

- Travée de rive CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 7.036 \times \frac{3.8}{2} + \frac{5.913 - 6.966}{3.8} = \mathbf{13.09 \text{ kN}}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.036 \times \frac{3.8}{2} + \frac{5.913 - 6.966}{3.8} = \mathbf{-13.65 \text{ kN}}.$$

- Travée de rive DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 7.036 \times \frac{4.1}{2} + \frac{9.921 - 5.913}{4.1} = \mathbf{15.40 \text{ kN}}.$$

$$T_E = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -7.036 \times \frac{4.1}{2} + \frac{9.921 - 5.913}{4.1} = \mathbf{-13.446 \text{ kN}}.$$

- Travée de rive EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 7.036 \times \frac{4.75}{2} + \frac{5.953 - 9.921}{4.75} = \mathbf{15.875 \text{ kN}}.$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 7.036 \times \frac{4.75}{2} + \frac{5.953 - 9.921}{4.75} = \mathbf{-17.55 \text{ kN}}.$$

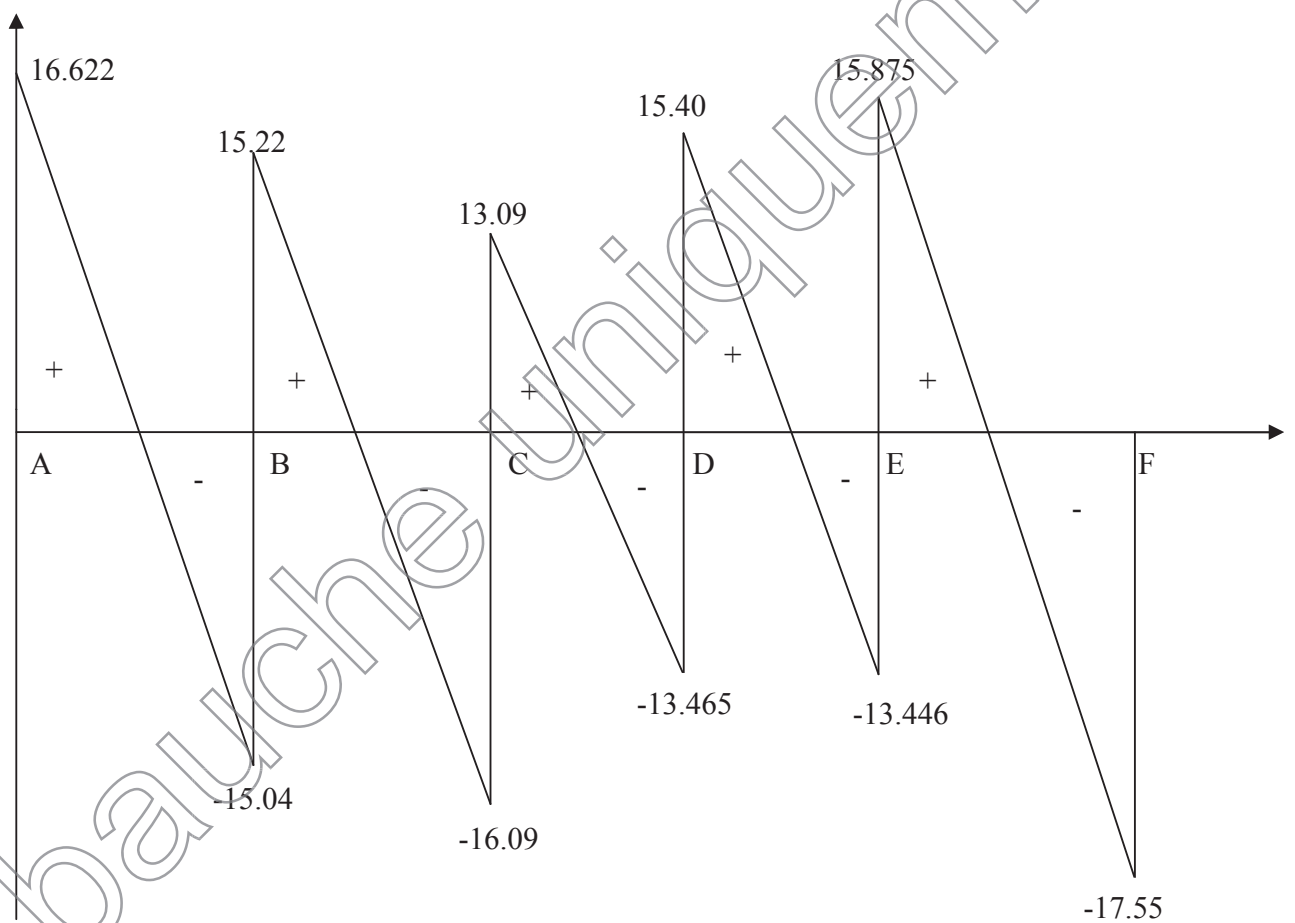


Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants en kN

2)- deuxième cas :

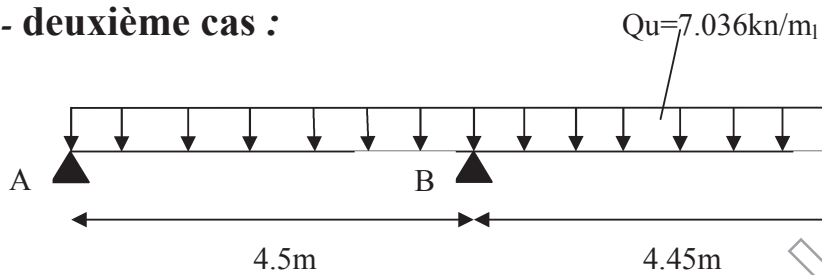


Figure III.2.10: Schéma statique de la poutre

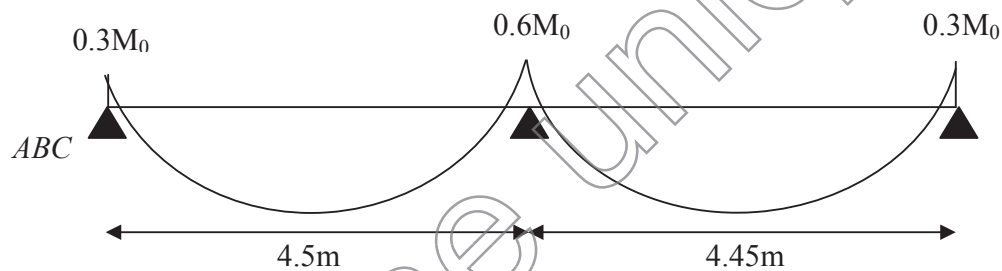


Figure III.2.11: Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.036 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.406} = 0.323 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3 \alpha = 1.097 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

-Calcul des moments isostatiques : $M = \frac{ql^2}{8}$

Travées	A-B	B-C
Moments isostatiques	17.81	17.42

Aux appuis: $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
$M_{appui}(\text{kN.m})$	5.343	10.69	5.226

a- Calcul des moments en travées

- Travée A-B:

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{5.34+10.69}{2} + 1.097 \times 17.81 = 11.52 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.648 \times 17.81 = 11.54 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Soit: $M_{tAB} = 11.54 \text{ kN.m}$

- Travée B-C :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{10.69+5.226}{2} + 1.097 \times 17.42 = 11.15 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.648 \times 17.42 = 11.29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 11.29 \text{ kN.m}$

Résumé :

Travée	AB	BC
M_{travée} (kN.m)	11.54	11.29

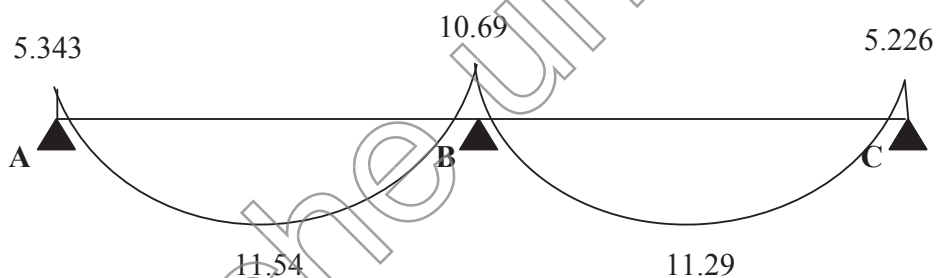


Figure III.2.12: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchant : L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la

formule suivante : $T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$ Avec
$$\begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui
 V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.036 \times \frac{4.5}{2} + \frac{10.69 - 5.343}{4.5} = \mathbf{17.02 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.036 \times \frac{4.5}{2} + \frac{10.69 - 5.343}{4.5} = \mathbf{-14.64 \text{ kN.}}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.036 \times \frac{4.45}{2} + \frac{5.226 - 10.69}{4.45} = \mathbf{14.427 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.036 \times \frac{4.45}{2} + \frac{5.226 - 10.69}{4.45} = \mathbf{-16.88 \text{ kN.}}$$

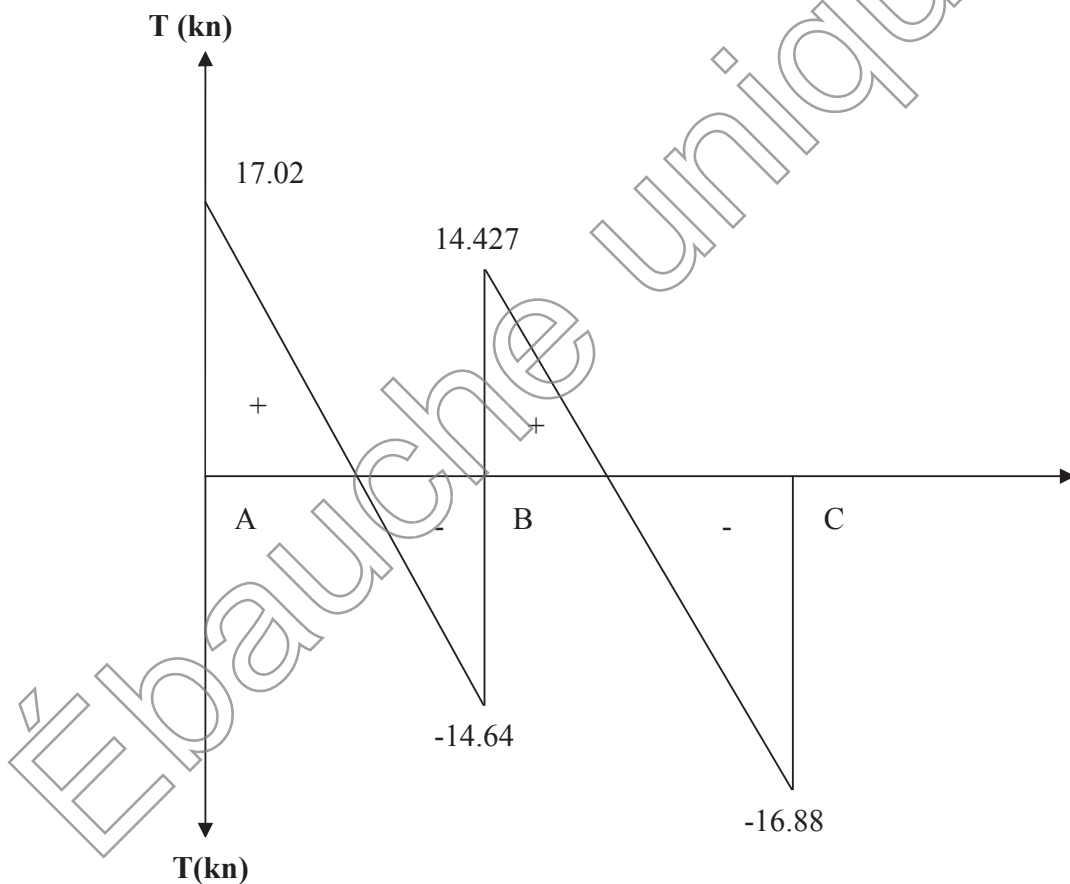


Figure III.2.13 : Diagramme des efforts tranchants en kN

3)- troisième cas :

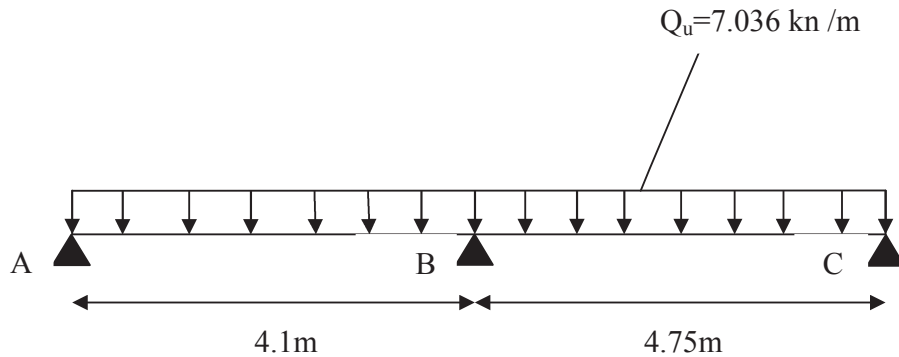


Figure III.2.14: Schéma statique de la poutre

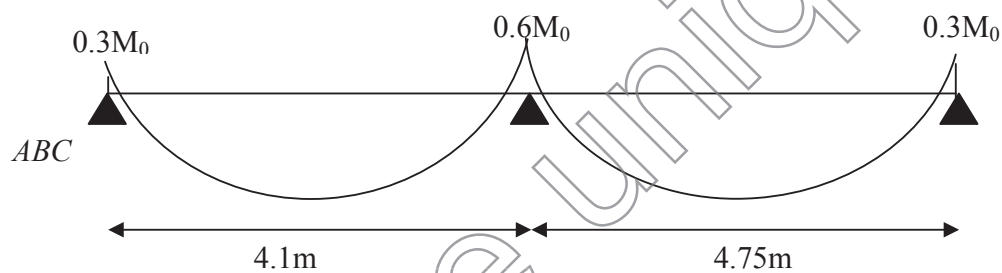


Figure III.2.15 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.036 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.406} = 0.323 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.097 \\ 0.648 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

-Calcul des moments isostatiques : $M = \frac{ql^2}{8}$

Travées	A-B	B-C
Moments isostatiques (kn.m)	14.785	19.844

Aux appuis: $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M_{appui} (kN.m)	4.435	11.906	5.953

b- Calcul des moments en travées

• Travée A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{4.435+11.906}{2} + 1.097 \times 14.785 = 8.049 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.648 \times 14.785 = 9.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 9.58 \text{ kN.m}$

- Travée B-C :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{11.906+5.953}{2} + 1.097 \times 19.844 = 12.84 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.648 \times 19.844 = 12.859 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 12.859 \text{ kN.m}$

Résumé :

Travée	AB	BC
$M_{\text{travée}} \text{ (kN.m)}$	9.58	12.859

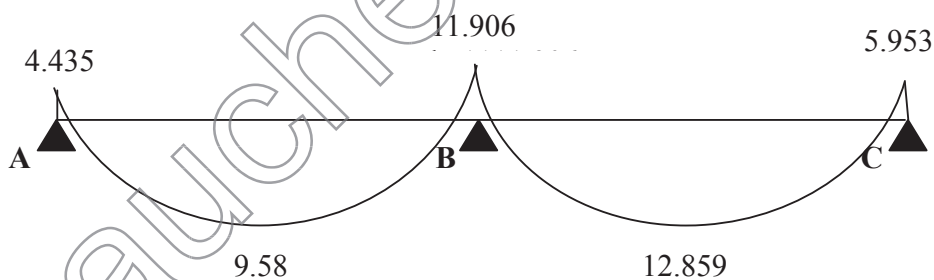


Figure III.2.16: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchant : L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la

formule suivante : $T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$ Avec $\begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.036 \times \frac{4.1}{2} + \frac{11.906 - 4.435}{4.1} = \mathbf{16.246 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.036 \times \frac{4.1}{2} + \frac{11.906 - 4.435}{4.1} = \mathbf{-12.6 \text{ kN.}}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.036 \times \frac{4.75}{2} + \frac{5.953 - 11.906}{4.75} = \mathbf{15.457 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.036 \times \frac{4.75}{2} + \frac{5.953 - 11.906}{4.75} = \mathbf{-17.964 \text{ kN.}}$$

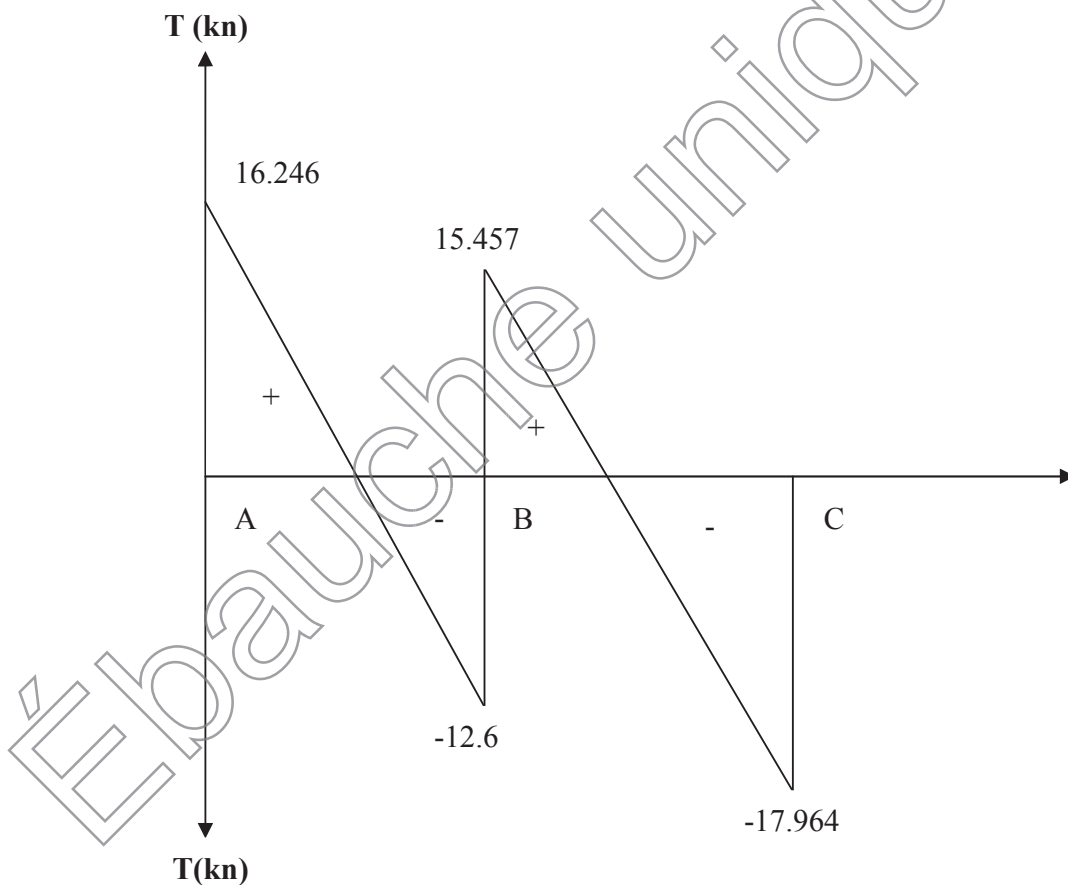


Figure III.2.17 : Diagramme des efforts tranchants en kN

III.2.4. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 13.827 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 11.906 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

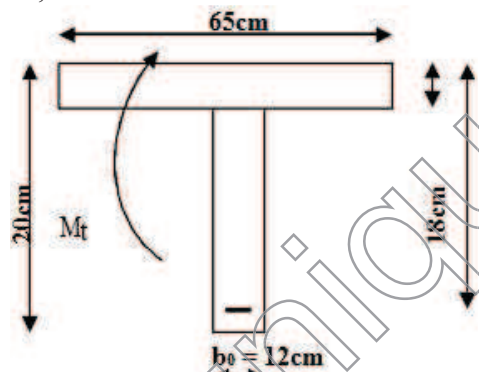


Figure III.2.18 : Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 13.827 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$; donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.827 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0462$$

$$\mu_u = 0.0462 < \mu_i = 0.392 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.0462 \rightarrow \beta = 0.976$$

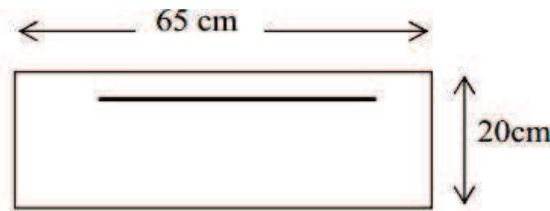


Figure III.2.19 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.827 \times 10^6}{0.976 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 226.27 \text{ mm}^2 = 2.263 \text{ cm}^2$$

✓ On opte une section d'armature: $A_{st} = 2HA12 = 2.27 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.906 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.216$$

$$\mu_u = 0.216 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armé})$$

$$\mu_u = 0.216 \rightarrow \beta = 0.877$$

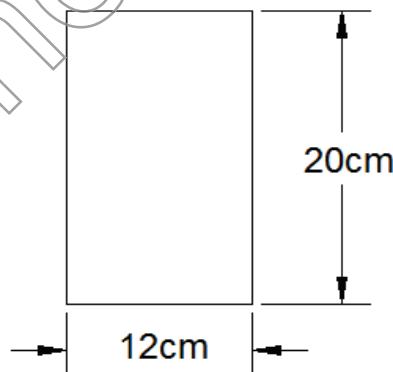


Figure III.2.20 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.906 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 216.84 \text{ mm}^2 = 2.168 \text{ cm}^2$$

✓ On adopte une section d'armature: $2HA12 \rightarrow A_{sa} = 2.27 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{ 0.9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

En travée : $2HA 12 = 2.27 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2HA 12 = 2.27 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

III.2.5. Vérifications à l'ELU :

III.2.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Calcul de la section minimale :

• Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

$$\text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5. 2Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 17.964 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17.964 \times 1000}{120 \times 180} = 0.832 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.1.5.3Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.964 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.98 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.964 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.981 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,981 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.2.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 180 \times 25 \times 120}{1,5} = 129600 \text{ N} = 129,6 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 17,964 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{max} = 17,964 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17,964 - \frac{5,953 \times 10^3}{0,9 \times 180} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-3}} = 54 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,27 \text{ cm}^2 > A = 0,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17,964 - \frac{11,906 \times 10^3}{0,9 \times 180} \right) \times \frac{1,15}{0,4} = 159,65 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 2,27 \text{ cm}^2 > A = 1,596 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

III.2.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 1.12}{4 \times 2.835} = 39.5 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

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 « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.2.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.036 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.031 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.031}{7.036} = 0.715$$

Moments max en travées et aux appuis à l'ELS sont :

$$M_{tr}^{\max} = 13.827 \times 0.715 = 9.886 \text{ kn.m}$$

$$M_{ap}^{\max} = 11.906 \times 0.715 = 8.513 \text{ Kn.m}$$

III.2.6.1 Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2HA12 = 2.27 \text{ cm}^2$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.27}{12 \times 18} = 1.57$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.57$; $\beta_1 = 0.8365$; $K_1 = 15.58$.

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{9.886 \times 10^6}{0.8365 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 193.68 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.68}{15.58} = 12.43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 12.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

Aux appuis :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2HA12 = 2.27 \text{ cm}^2$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.27}{12 \times 18} = 1.57$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.046$; $\beta_1 = 0.8365$; $K_1 = 15.58$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8.513 \times 10^6}{0.8365 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 166.78 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{166.78}{15.58} = 10.7 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.6.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la nervure

M_0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{4.6}{15 \times 6.388} = 0,048 \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.27}{12 \times 18} = 0,015 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifier 99 :

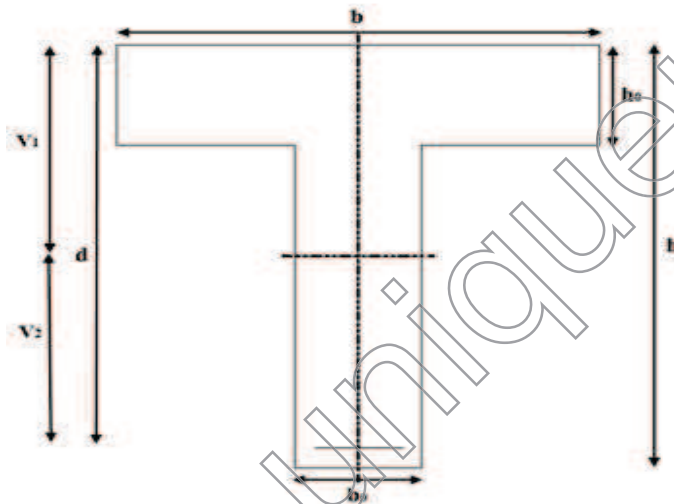


Figure III.2.21 : Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$
 $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho}$$

- Calcul des paramètres :

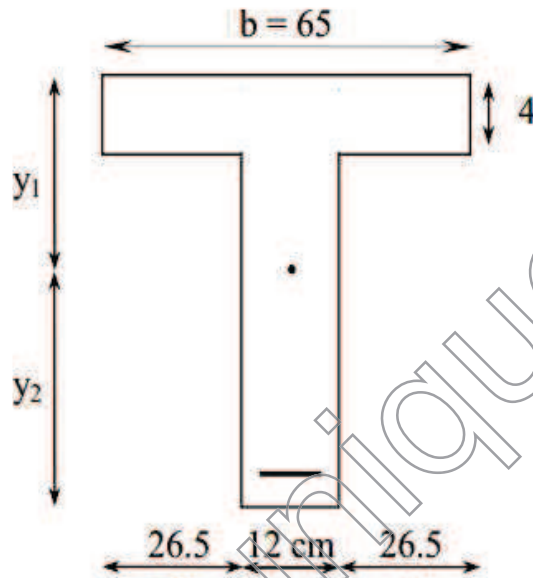
✓ La position de l'axe neutre :

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

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.27 \times 18)$$

$$= 3739.3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 2.27) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.436 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.564 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.564^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.27 \times (12.564 - 2)^2$$

$$I_0 = 27811.7 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.27}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1}; 0 \right) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 27811.7}{1 + 0.4 \times 0.846 \times 1.047} = 22589.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{MS \times L^2}{10 E_i \times I_{fv}} = \frac{9.886 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.86 \times 22589.35 \times 10^4} = 8.19 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4.5}{500} = 0.009 \text{ m} = 9 \text{ mm}$$

$$f = 8.19 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : **1HA 12(fil)+1HA 12(chap) = 2.27cm².**
 - Aux appuis : **2HA12= 2.27cm².**
- ❖ Les armatures transversales :
 - Etrier : **2HA8 = 1.01 cm²**

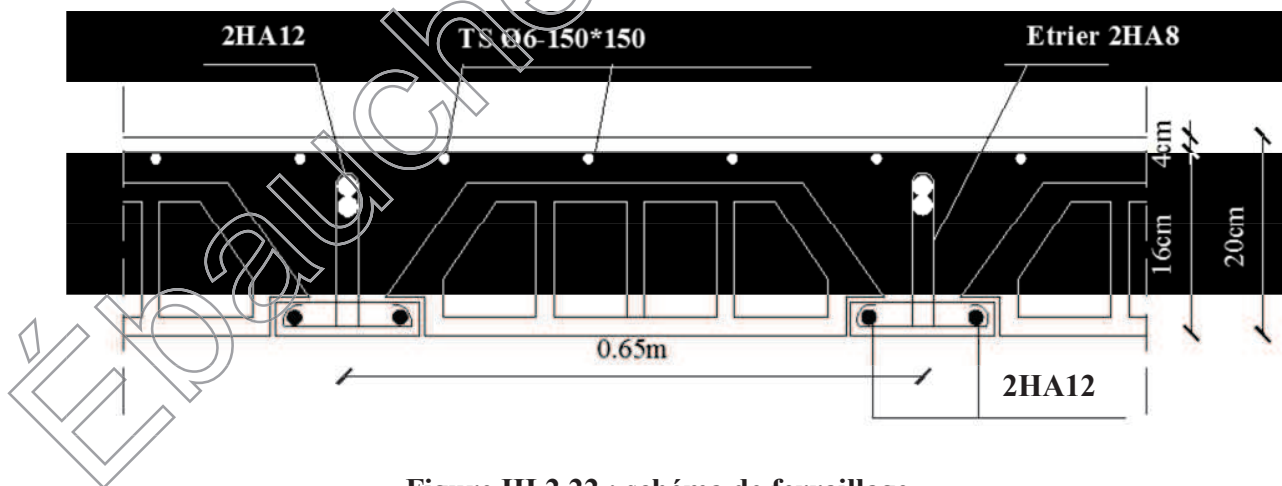


Figure III.2.22.: schéma de ferrailage.

III.3. LES DALLES PLEINES :

III.3.1 : Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(1.8 \times 1.8) \text{ m}^2$ appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle ($U \times V$) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 4 tonnes (40 kN).

Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ [cm]}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15 \text{ [cm]}$

La dalle repose sur 3 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

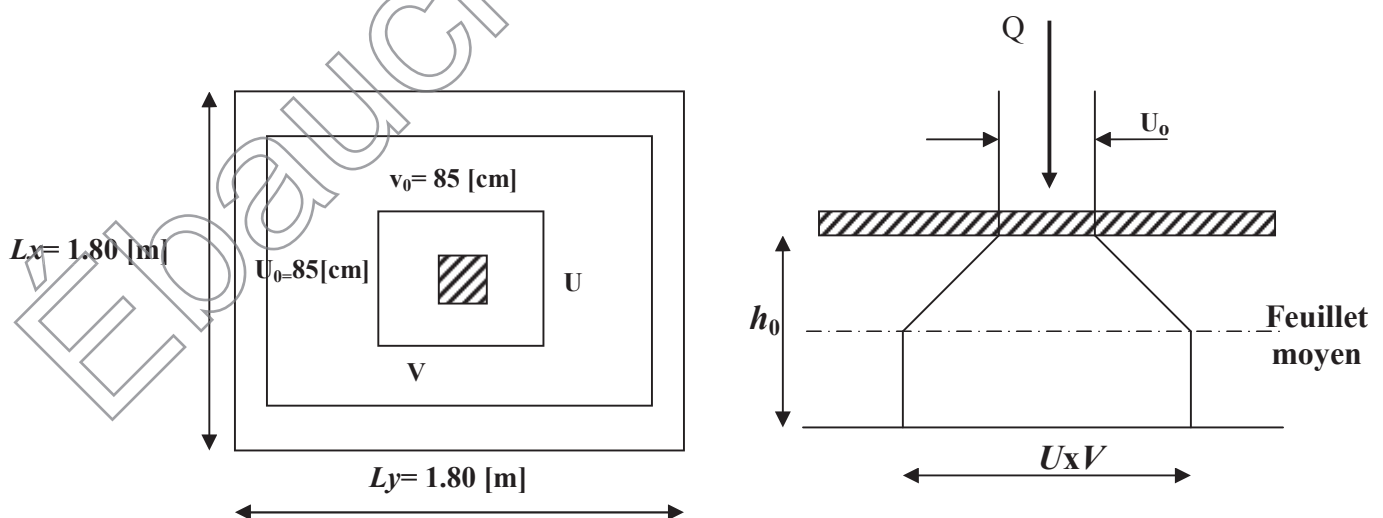


Figure III.3.1.1: Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen

1. Calcul de U et V :

U et V : côtés du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

$$U = U_0 + 2\left(\frac{e_p}{2} + \xi e\right)$$

$$V = V_0 + 2\left(\frac{e_p}{2} + \xi e\right)$$

$\xi = 1$ (revêtement en béton).

L'épaisseur du revêtement $e = 5$ [cm].

AN :

$$U = 85 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) = 110 \text{ [cm]}.$$

$$V = 85 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) = 110 \text{ [cm]}.$$

Calcul des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

M_x et M_y : moments par 1ml au centre du panneau dans le sens de la petite et grande portée respectivement.

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les abaques de PIGEAUX en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

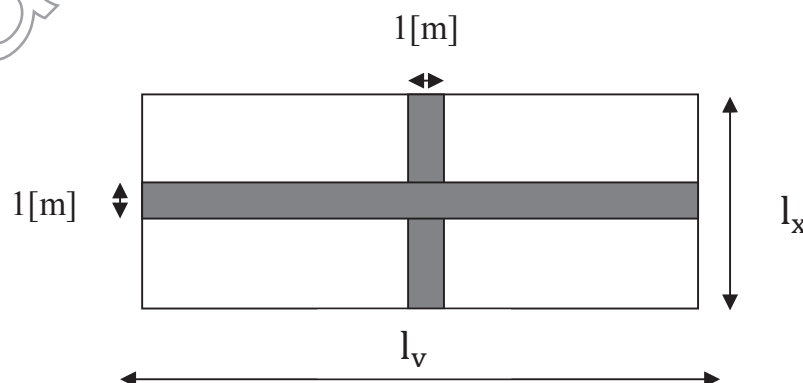
ν : coefficient de poisson.

2. Mode de fonctionnement du panneau :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les 02 sens

donc, on considère au milieu de chaque portée une bande d'1[m] de largeur.



Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

$$M_x = P. (M1 + vM2)$$

$$M_y = P. (M2 + vM1)$$

Avec :

v : Coefficient de POISSON.

$M1$ et $M2$: Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de ρ , $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

Calcul à L'ELU ($v=0$) et pour $p=1$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{110}{180} = 0.61 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{110}{180} = 0.61 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.076 \end{array} \right.$$

A l'ELU : $v=0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 1,35 \times 40 \times 0,076 = 4.1 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1,35 \times 40 \times 0,076 = 4.1 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} dû au poids propre et surcharge de la dalle :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens l_x (Petite portée) : $M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Sens l_y (Grande portée) : $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91

Poids propre de la dalle pleine : $G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ kn/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 1 \text{ Kn/ml}$

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8.05 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\rho=1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0368 \times 8.05 \times (1.80)^2 = 0.96 \text{ [KN.m]} \\ M_{y2} = 1 \times 0.96 = 0.96 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.1 + 0.96 = 5.06 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.1 + 0.96 = 5.06 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

3. Le ferrailage:

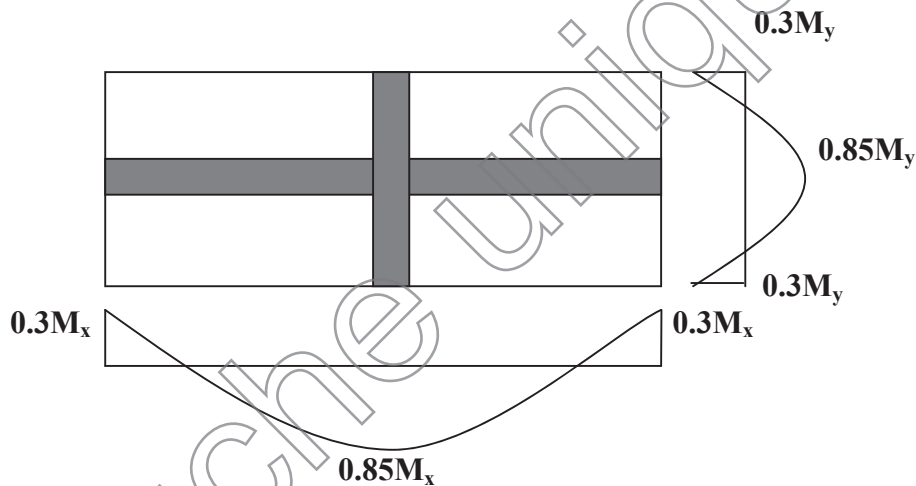
En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura :

a. Moment en travée :

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 M_x = 0.85 \times 5.06 = 4.3 \text{ [KN.m]} \\ M_y^t &= 0.85 M_y = 0.85 \times 5.06 = 4.3 \text{ [KN.m]} \end{aligned}$$

b. Moment aux appuis :

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 M_x = 0.3 \times 5.06 = 1.52 \text{ [KN.m]} \\ M_y^a &= 0.3 M_y = 0.3 \times 5.06 = 1.52 \text{ [KN.m]} \end{aligned}$$



c. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{M \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2}$$

À partir des abaques on tire la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M \times 10^6}{\beta \times 120 \times 348.10^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adopter [cm ²]		St [cm]
En travée	x-x	4.3	0,021	0,912	2,17	5HA10	3,92	20
	y-y	4.3	0,021	0,912	2.17	5HA10	3,92	20
Aux appuis	x-x	1.52	0,007	0,992	0,75	5HA08	2,51	20
	y-y	1.52	0,007	0,992	0.75	5HA08	2,51	20

Tableau III.3.1.1: Ferrailage de la dalle

4. Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité (*Art B.7.4/BAEL91 modifié 99*) :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».
 ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

1. Sens x-x :

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \times b.h \rightarrow A_x \geq 0,0008 \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2[\text{cm}^2]$$

$$3,92 > 1,32 \text{ condition vérifiée}$$

2. Sens y-y :

$$A_y \geq \rho_0 . b . h \rightarrow A_y \geq 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2[\text{cm}^2]$$

$$3,92 > 2.51 \text{ condition vérifiée}$$

b. 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.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$U_C = 2(U+V) = 2 \times (110+110) = 440[\text{cm}]$$

$$0.045 \times 4400 \times 150 \times \frac{25}{1.5} = 4956 [\text{KN}] > q_u = 62.05 \Rightarrow \text{condition vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

c. Diamètres des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

ϕ : diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_{\text{adopté}} = 10[\text{mm}] \leq \frac{150}{10} = 15[\text{mm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. 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 :

3. Sens x-x :

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

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

$$\text{On a } S_t = 20[\text{cm}] \leq 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Sens y-y :

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

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

$$\text{On a } S_t = 20[\text{cm}] < 33[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

■ Au milieu de u :

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

$$T = \frac{62.05}{2(1.10)+1.10} = 18.8 [\text{KN}]$$

▪ Au milieu de v :

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

$$T = \frac{62.05}{3 \times 1.1} = 18.8 \text{ [K N]}$$

$$\Rightarrow T_{max} = 18.8 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{18.8 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.16 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0.16 < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.8.4. Vérification à l'ELS :

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

$$v = 0.2$$

$$P_s = 40 \text{ [KN]}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0.2M_2) = 40(0.076 + 0.2 \times 0.076)$$

$$M_{x1} = 3.65 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0.2M_1) = 40(0.076 + 0.2 \times 0.076)$$

$$M_{y1} = 3.65 \text{ [KN.m]}$$

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

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

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ [KN]}.$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 5.85 (1.8)^2$$

$$M_{x2} = 0.7 \text{ [KN.m]}.$$

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

$$M_{y2} = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ [KN.m]}.$$

3. Moments globaux :

$$M_x = 4.35 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y = 4.35 \text{ [KN.m]}.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

a. En travées (0.85) :

$$M_x^t = 3.7 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y^t = 3.7 \text{ [KN.m]}.$$

b. Aux appuis (-0.3) :

$$M_x^a = 1.305 [\text{KN.m}]$$

$$M_y^a = 1.305 [\text{KN.m}]$$

Vérification ELS :**Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification état limite de compression du béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b.d}$$

À partir des abaques les valeurs de β et K_1 sont déterminées en fonction de ρ

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm ²]	ρ	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	observation
En travée	X-X	3.7	3,92	0,302	0,914	43,14	86.06	2	Condition vérifiée
	Y-Y	3.7	3,92	0,302	0,914	43,14	86.05	2	Condition vérifiée
Sur appuis	X-X	1.305	2,51	0,193	0,929	55,42	29.86	0.54	Condition vérifiée
	Y-Y	1.305	2,51	0,193	0,929	55,42	29.86	0.54	Condition vérifiée

Tableau III.3.1.2 : Vérification état limite de compression du béton

6. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

AN :

- $\frac{15}{180} = 0,094 > \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{3,7}{20 \times 4,35} = 0,043 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0032 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine :

1. Sens X-X :

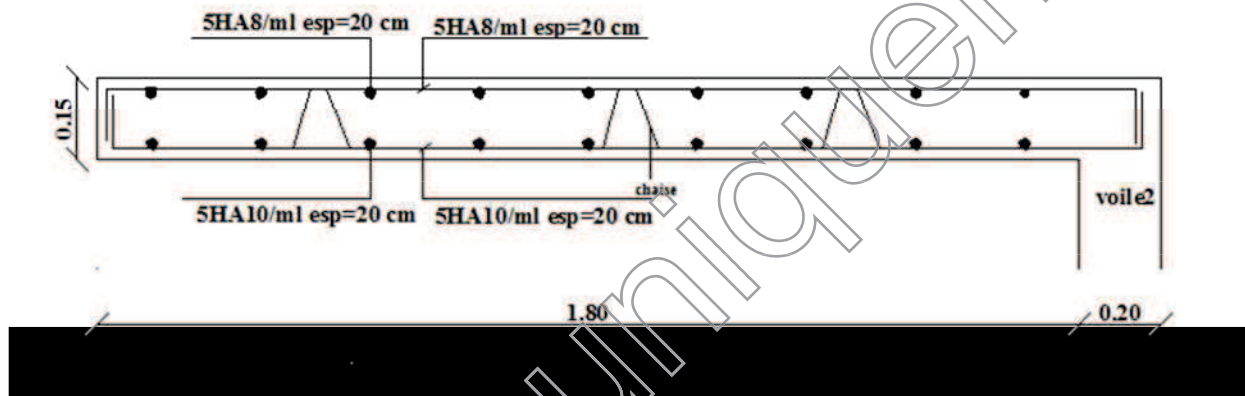


Figure III.3.1.2: Ferraillage dans le sens x-x

2. Sens Y-Y

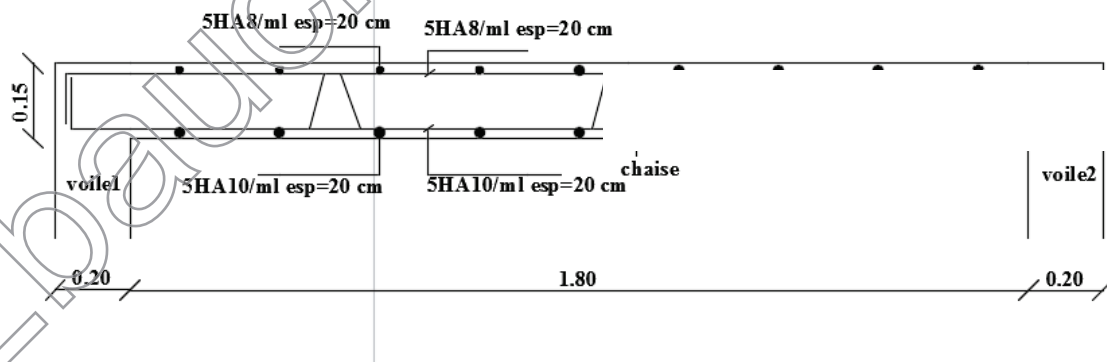


Figure III.3.1.3: Ferraillage dans le sens y-y

III.3.2 : Calcul de la dalle pleine de porte à faux

I. Introduction :

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

II. Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

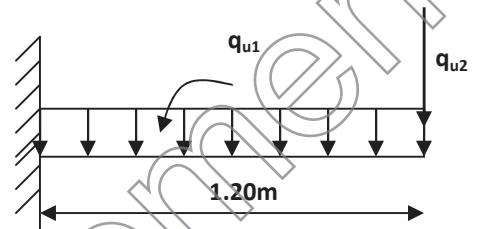


Figure III.3.2.1 : Schéma statique de la porte à faux

III. Détermination des charges et surcharges :

III.1. Charges permanentes :

- La dalle

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1cm) : $0,33 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 5.72 \text{ kn/ml}$$

- Mur extérieur

$$G_2 = 6.277 \text{ kn/ml}$$

III.2 Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

IV. Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

IV.1. Combinaison des charges : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle : $q_{u1} = (1.35 \times 5.72) + 1.5 (2.5) = 11.472 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = 1.35 \times 6.277 = 8.48 \text{ KN/ml}$

IV.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{11.472 \times 1.2^2}{2} = 8.26 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 8.48 \times 1.20 = 10.176 \text{ KN.m}$$

Le moment total

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 18.436 \text{ KN.m}$$

V. Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 18.436 \text{ KN.m}; b = 100\text{cm} \quad ; d = 12\text{cm}$$

- Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{184.36 \times 10^5}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{184.36 \times 10^5}{0.953 \times 120 \times 348} = 463 \text{ mm}^2 = 4.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

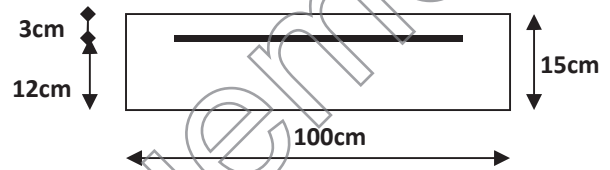
- Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

VI. Vérification à l'ELU :**VI.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.1}{400} = 145\text{mm}^2 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

- Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 5.72 \times 1.2 + 6.277 = 13.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13140}{1000 \times 120} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

VI.3. Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.14 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

IV.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_{e\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 13.14 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{f_{e\gamma_s}} = \frac{13.14 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 37.77 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 1000 \times 120 \times \frac{25}{1.5} = 800000 \text{ N} = 800 \text{ kN}$$

$$V_u = 13.14 \text{ kN} < 800 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.6. Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40\phi = 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

VII. Vérification à l'ELS :**➤ Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.72 + 2.5 = 8.22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 6.277 \text{ kN/ml}$$

➤ Calcul du moment d'encastrement

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8.22 \times 1.2^2}{2} = 5.92 \text{ kN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.277 \times 1.2 = 7.53 \text{ kN.m}$$

Le moment total

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 5.92 + 7.53 = 13.45 \text{ kN.m}$$

VI.1. Vérification des contraintes :

a) Acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.4708 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \quad ; \quad K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{134.5 \times 10^5}{0.896 \times 120 \times 565} = 221.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

b) Béton :

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = 0.030$$

$$\sigma_b = 0.030 \times 221.4 = 6.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.2. vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

VII.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{16.2}{10(16.2)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

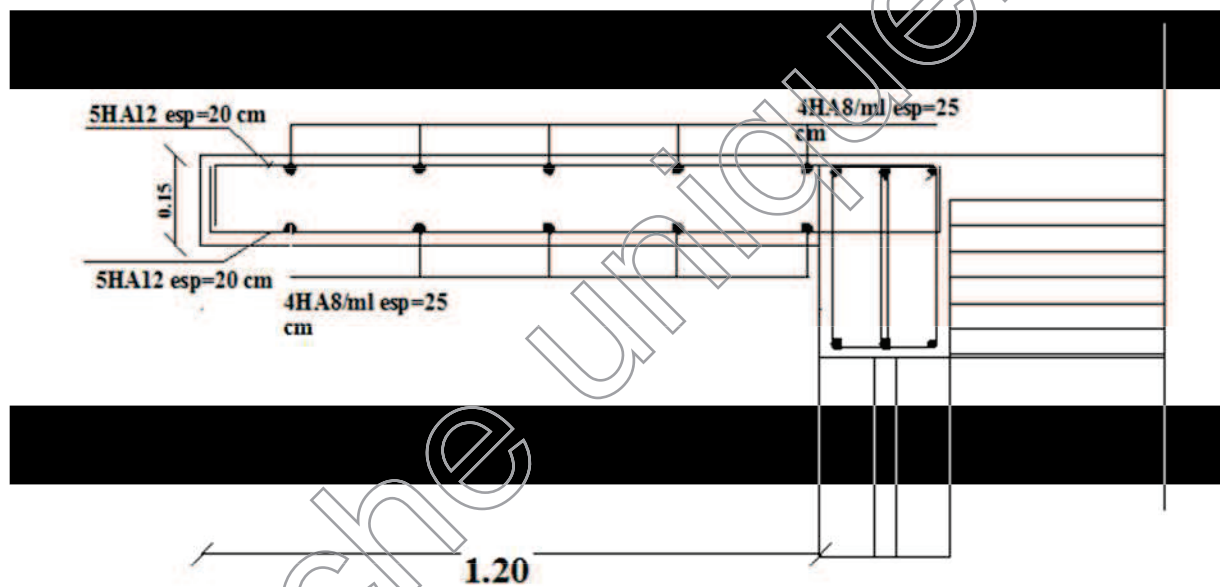
M_0 : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



III.3.2.2 : Calcul de la dalle pleine du porte à faux

III.3.3 : Calcul de la dalle pleine de balcon

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur $h=1.10$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$ep \geq \frac{L}{10}$: La largeur du balcon ($L \text{ max} = 120\text{cm}$).

$ep \geq \frac{120}{10} = 12\text{cm}$ on prend $ep=15\text{cm}$

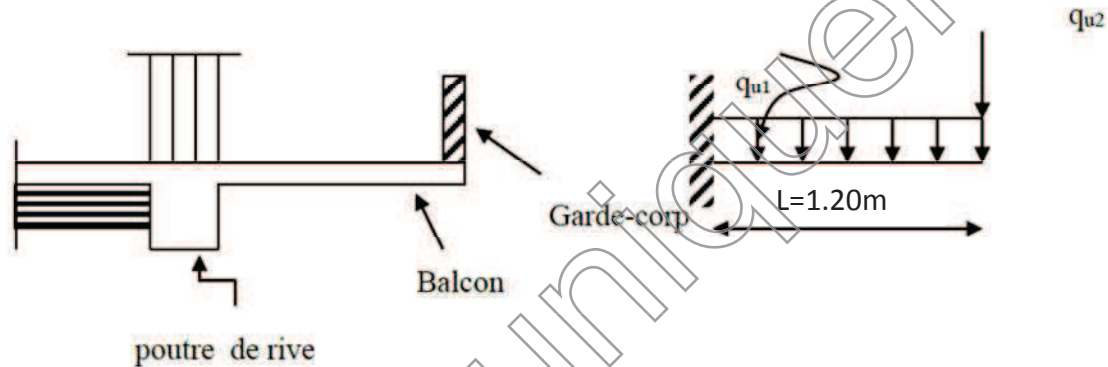


Figure III.3.3.1: Schéma statique du balcon.

III.3.3.1 Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre et le poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

-le poids propre de la dalle pleine est estimé dans le **chapitre II** par :

$G = 5.51 \text{ KN/m}^2$

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

$p_{\text{mur}} = \text{poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment}, (ep=2\text{cm})).$

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Hauteur(m)	Charges permanentes (KN/ml)
Brique ($e_p=0.1m$)	0.10	09	1.10	0.99
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	0.02×2	18	1.10	0.792
Somme(g)		1.78		

Tableau III.3.3.1 la charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

c) Surcharge d'exploitation:

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

d) Charge due à la main courante :

$$q = 1 \text{ KN /m}^2.$$

Remarque :

Le moment engendré par q est faible devant le moment d'encastrement, donc nous négligeons cet effort dans le calcul.

III-3-3-2) Combinaisons de charges :**III-3-3-2-A) Combinaisons de charges à l'ELU :****La dalle :**

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 3.5 = 12.688 \text{ KN/ml.}$$

Le garde-corps :

$$q_{u2} = 1.35 \times g = 1.35 \times 1.78 = 2.4 \text{ KN /ml.}$$

III-3-3-2-B) Combinaisons de charges à l'ELS :**La dalle :**

$$q_{s1} = G + Q = (5.51 + 3.5) = 9.01 \text{ KN/ml.}$$

Le garde-corps :

$$q_{s2} = g = 1.78 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments fléchissant :**Calcul des moments fléchissant à l'ELU:**

$$M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = 12.688 \times \frac{1.2^2}{2} + 2.4 \times 1.2 = 12.015 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant à l'ELS:

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

$$M_s = 9.01 \times \frac{1.2^2}{2} + 1.78 \times 1.2 = 8.623 \text{ KN}$$

III-3-3-4) Ferrailage :

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

III-3-3-4-1) Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

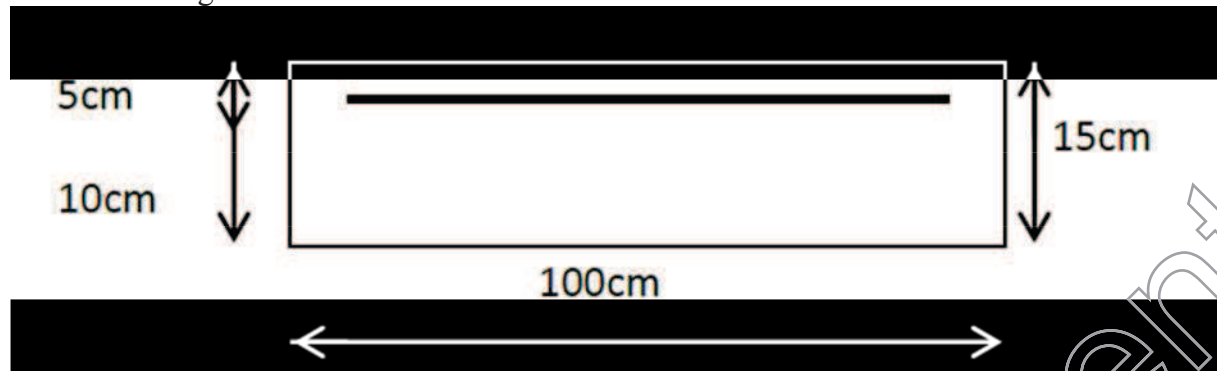


Figure III.3.3.2 Ferrailage de la dalle pleine

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{12.015 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392$$

Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.084 \longrightarrow \beta = 0.956$$

Avec $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Donc :

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.015 \times 10^6}{0.956 \times 100 \times 348} = 361.14 \text{ mm}^2 = 3.61 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 = 3.93 cm² avec st = 20 cm

III-3-3-4-2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2.01 cm² avec st = 25 cm

III-3-3-5) Vérifications à l'ELU :**1. Conditions de non fragilité [A.4.2,1/BAEL91] :**

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec :

$$-V_u = q_{u1} \times 1.20 + q_{u2} = 12.688 \times 1.20 + 2.4 = 17.625$$

$$- \bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{ct28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{17.625 \times 1000}{1000 \times 100} = 0.176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.625 \times 1000}{0.9 \times 100 \times 157} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

4. Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

\Rightarrow Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

\Rightarrow Condition vérifiée

5. Ancrage des barres aux appuis :

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

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

$$L_s = 40 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

$$\text{Soit des crochets de longueur : } L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III-3-3-6) Calcul à l'ELS :

III-3-3-6-1) Combinaison de charge :

$$\text{Dale : } q_{s1} = G + Q = (5.51 + 3.5) = 9.01 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Garde-corps : } q_{s2} = g = 1.78 \text{ KN/ml.}$$

• III-3-3-6-2) Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + g_s \cdot 1 = 9.01 \times \frac{1.2^2}{2} + 1.78 \times 1.2$$

$$M_s = 8.62 \text{ [KN.m].}$$

III-3-3-7) Vérification à l'ELS :

État de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\delta st}{K_1}$$

$$\delta st = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 10} = 0.392$$

Pour une valeur de $\rho = 0.392$ on du tableau : $\beta_1 = 0.9035$ et $K_1 = 36.815$

Donc :

$$\delta st = \frac{8.62 \times 10^6}{0.9035 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 202.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{202.82}{36.815} = 5.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.509 \sqrt{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III-3-3-8) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les balcons ne sont pas exposés à l'intempérie donc fissuration non préjudiciable aucune vérification est nécessaire

État limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,125 > 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,125 > 0,1 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,003 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- . Armatures principales : 5 HA 10/ml (St= 20 cm).
- . Armatures de répartition : 4 HA 8 (St= 25 cm).

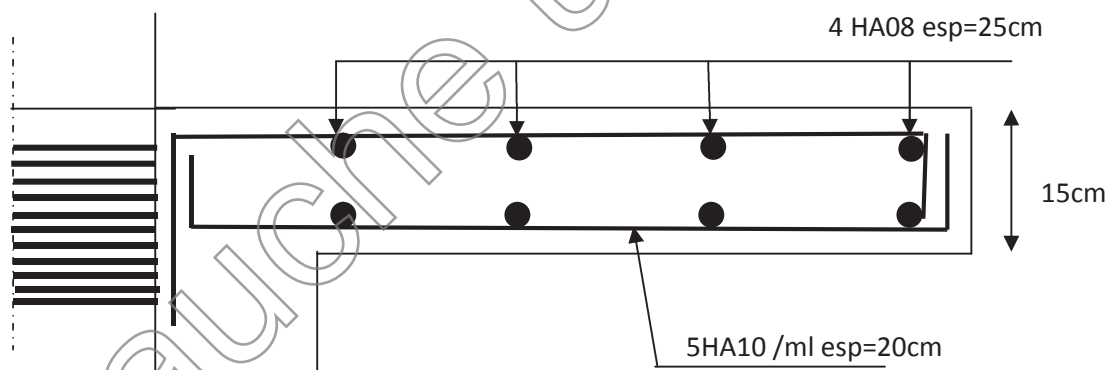


Figure III.3.3.3 : Plan de ferrailage du balcon

III-4. Calcul de la poutre palière :

III-4-1. Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

Sa portée est de 3.8 m (longueur entre nus des appuis).

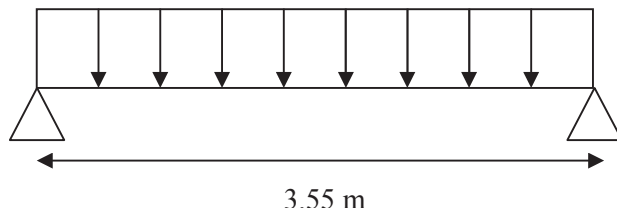


Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière

III-4-2. Pré dimensionnement :

$L = 3.55\text{m}$ Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h_t \leq 35.5\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : **$h_t = 35\text{cm}$**

2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 14\text{cm} < b \leq 24.5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de **RPA** on prend : **$b = 30\text{ cm}$**

On a : $\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$ Condition vérifiée.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

III-4-3.Détermination des charges et surcharges :**-Poids propre :**

$$G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.62 \text{ KN/ml}.$$

-Réactions d'appuis de palier :

A l'ELU : $R_B^U = 56.84 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $R_B^S = 43.45 \text{ KN/ml}$

III-4-4. Combinaison des charges et surcharges:

A l'ELU : $q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times 2,62 + 56,84 = 60,37 \text{ KN/ml}$.

$q_u = 60,37 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = G + R_B^S = 2,62 + 43,45 = 46,07 \text{ KN/ml}$.

$q_s = 46,07 \text{ KN/ml}$

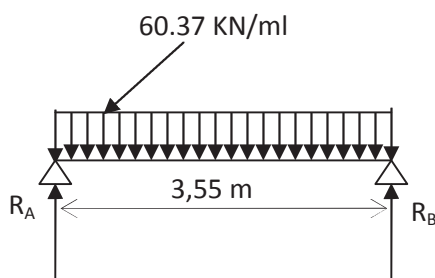
III-4-5. Schémas statiques:

Figure III.4.2 -Schéma statique (ELU)

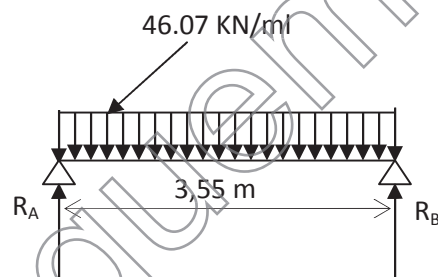


Figure III.4.3 -Schéma statique (ELS)

A l'ELU :**1. Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{60,37 \times 3,55}{2} = 107,15 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{60,37 \times (3,55)^2}{8} = 95,10 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 95,10 = 80,83 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 95,10 = -28,53 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{60.37 \times 3.55}{2} = 107.15 \text{ KN}$$

A l'ELS :

2. Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{46.07 \times 3.55}{2} = 81.77 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{46.07 \times (3.55)^2}{8} = 72.57 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 \times 72.57 = 61.68 \text{ KN.m}$

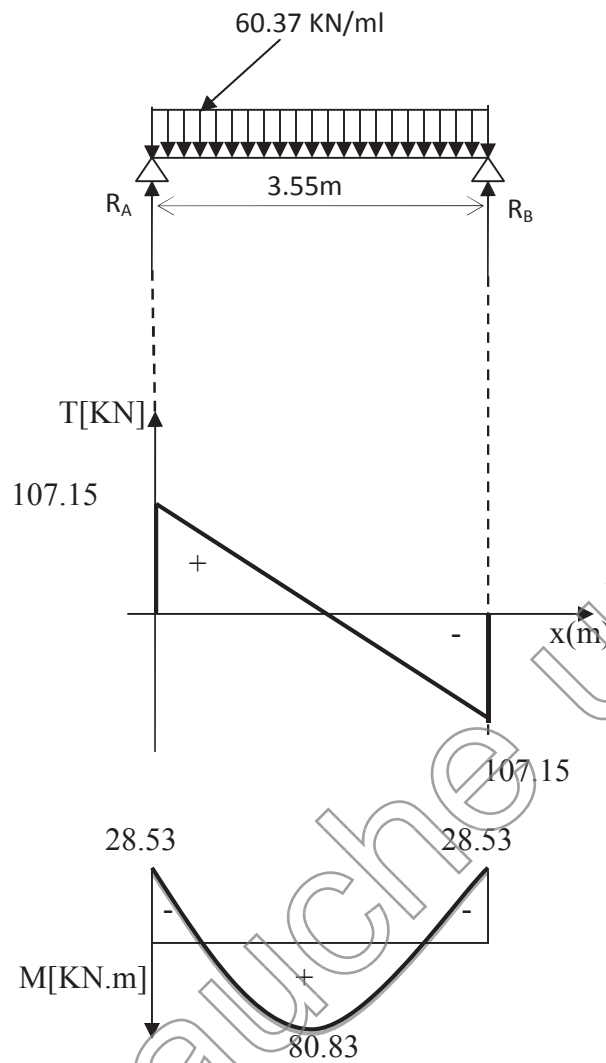
Aux appuis : $M_a = -0.3 \times 72.57 = -21.77 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{46.07 \times 3.55}{2} = 81.77 \text{ KN}$$

III-4-6. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :



* A l'ELS :

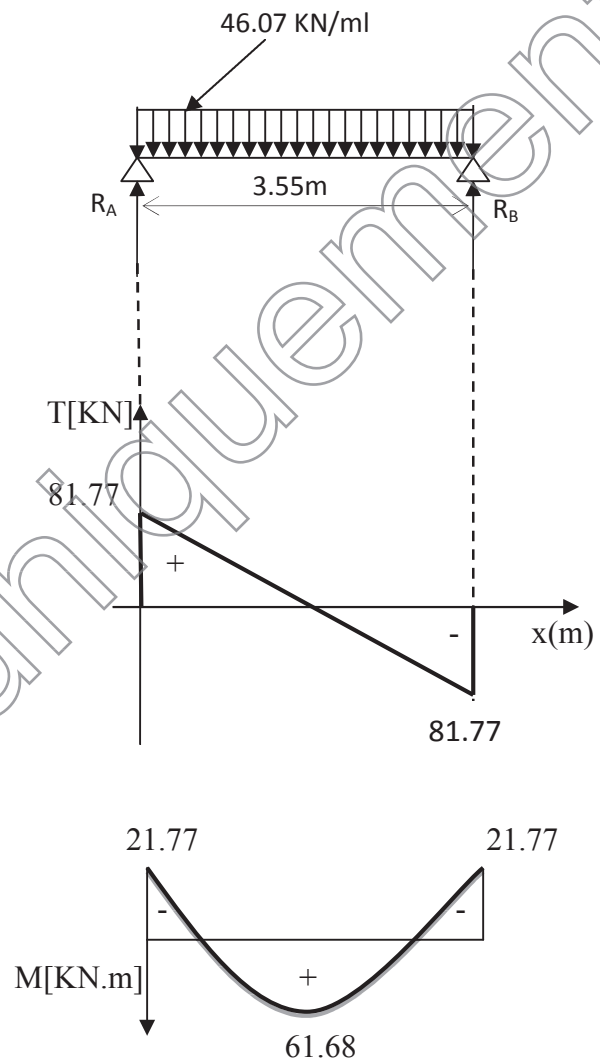


Figure III-4-4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III-4-7. Ferrailage (ELU) :**En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{80.83 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.185 \Rightarrow \beta = 0.897$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{80.83 \times 10^3}{0.897 \times 32 \times 348} = 8.09 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2 \times 3 \text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$. (3 fil+3 chap)

Aux appuis:

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.53 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$u_b = 0.065 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.841$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.53 \times 10^3}{0.841 \times 32 \times 348} = 3.046 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$9.24 + 6.03 = 15.27 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

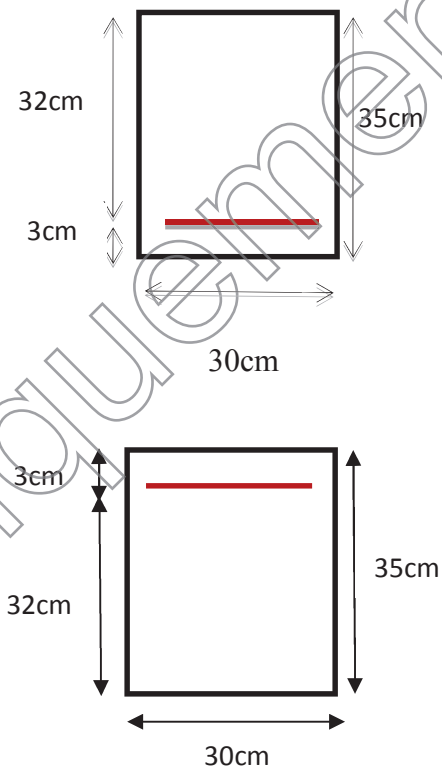
III-4-8. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :**

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 32 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 > 1.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



Aux appuis :

$$A_{sa} = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.15 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{107.15 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.11 < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :

• **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{107.15 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.07 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 9.24 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 105.08 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 300 \times 320 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 105.08 \text{ KN} < 576 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{U \max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times (3,14) \times 1,4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{107.15 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263.76} = 1.41 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1.41 MPa \\ \bar{\tau}_e = 3.15 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} \prec \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

Soit $L_s = 35.27 \phi$

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49.37 \text{ cm} > b = 20 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$$L_c = 0.4.L_s = 0.4 \times 49.37 = 19.75 \text{ cm}$$

Soit un crochet de 20cm.

f. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

g. espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$St \leq St_{\max} = \min \{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{28.8; 40 \text{ cm}\} = 28.8 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right\} = 8.75 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm.}$

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art :5.1,22/BAEL91).**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4bS_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0,45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-4-9. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 81,77\text{KN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 61,68\text{KN.m}$$

$$M_a = -21,77\text{KN.m}$$

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

- ❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 32} = 0,628 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 41,18 \Rightarrow K = \frac{1}{41,18} = 0,024 \\ \beta_1 = 0,911 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{21,77 \times 10^3}{0,911 \times 32 \times 6,03} = 123,84\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,024 \times 237.82 = 5.7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{30 \times 32} = 0.962 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 21.23 \Rightarrow \kappa = 0.047 \\ \beta_1 = 0.862 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{60.68 \times 10^3}{0.862 \times 32 \times 9.24} = 238.07\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,047 \times 238.07 = 11.18 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{355} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{355} = 0.098 > \frac{26.69}{10(31.4)} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 32} = 0,0097 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3 HA16 = 6.03cm².
- **Travée** : 6 HA 14 = 9.24cm². (3chap+3fil)
- **Armature transversales** : 4 HA8 = 2.01cm²

avec :

- St=15cm zone courante (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

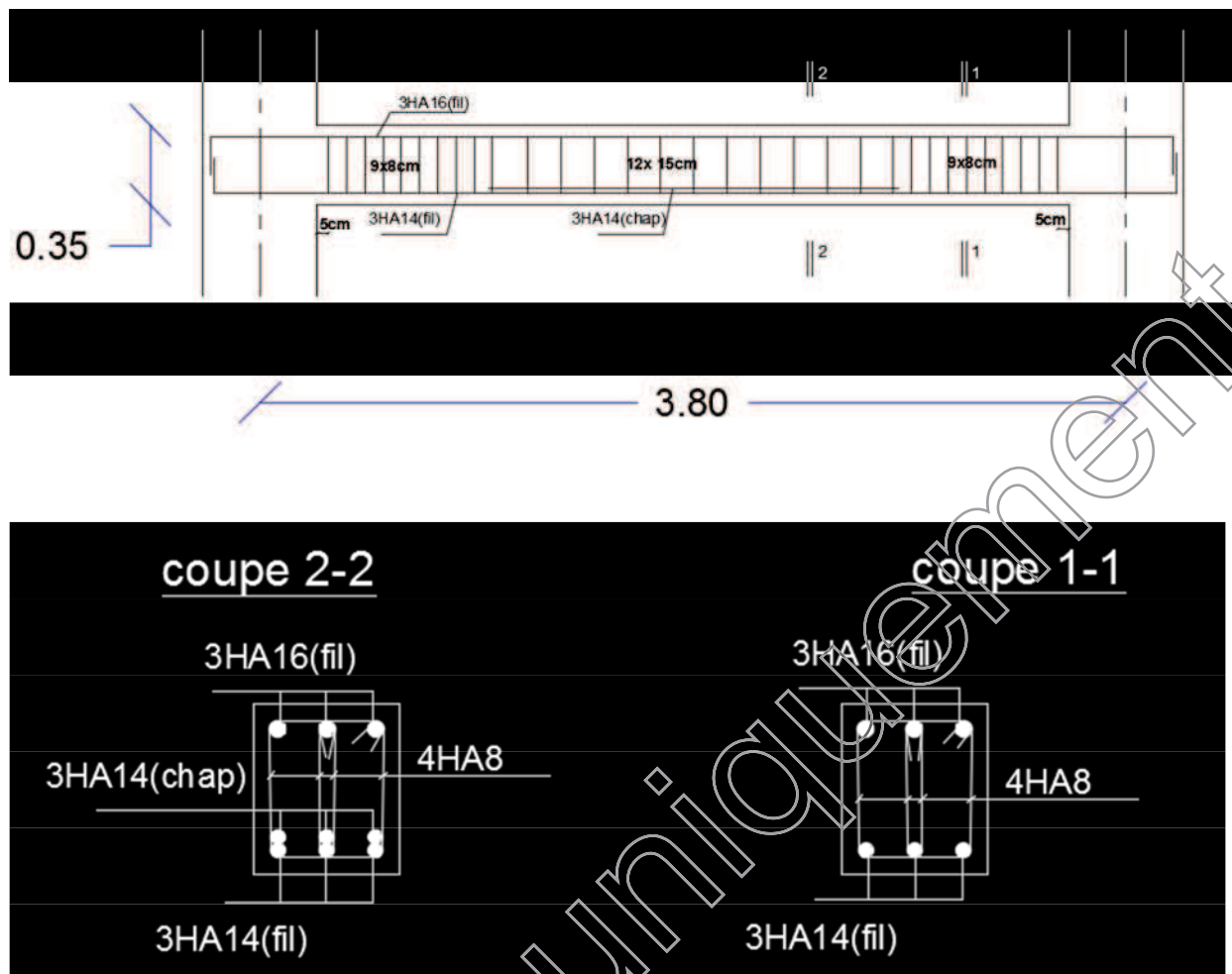


Figure III-4-5 : Ferrailage de la poutre palière

III.5. Les escaliers**III.5.1 Introduction**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

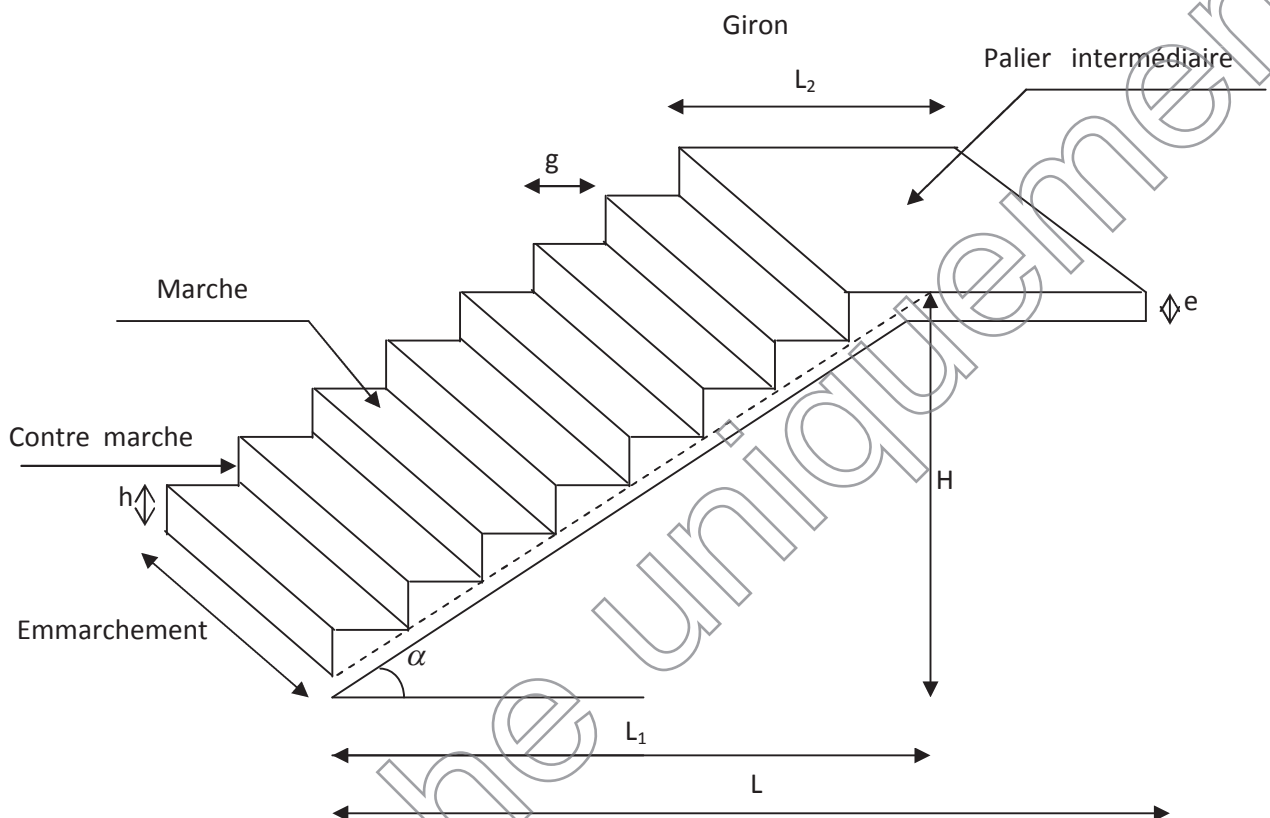


Figure III.5.1 Schéma statique de l'escalier.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier qui est réparti en 2 volées plus 2 paliers de repos intermédiaire.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

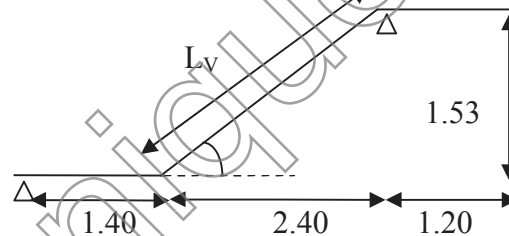
- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.

- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'emmarchement(E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

III.5.2 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

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



- Hauteur des marches **h** : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend : h=17cm

- Girant **g** :

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

$$59 \leq (2 \times 17) + g \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32 \longrightarrow \text{soit } g=30[\text{cm}].$$

a. Calcul du nombre de marches et contre marches :

- Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers :

La longueur de la ligne de foulée : $L_{Vp} = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{240} = 0,0708 \longrightarrow \alpha = 3.98^\circ$$

C . Epaisseur de la paillasse (ep) :

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

$$L_v = \frac{2.4}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.51} = 2.84$$

$$L = L_v + L_1 = 2.84 + 1.4 = 4.24 \text{ m}$$

$$\frac{424}{30} \leq e_p \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14.13 \leq e_p \leq 21.2$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

III.5.3. Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes du palier :**

Poids de revêtements :

-carrelage= $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

-mortier de pos= $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

-lit de sable= $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$

-enduit plâtre= $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

$G_r = 1.44 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du palier:

$25 \times 0.20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids de la dalle plein	$25 \times 0.20 = 5$
Poids de revêtements	1.44
Total	$G_p = 6.44 \text{ KN/ml}$

Tableau III.5.1: Charges permanentes du palier

▪ **Charge permanente de la paillasse :**

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 5.92 \text{ KN/ml}$
Poids de la marche	$25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ [KN/ml]}$
Poids de revêtements	1.44
poids du garde-corps	0.2
Total	$G_{PS} = 9.685 \text{ KN/ml}$

Tableau III.5.2: Charges permanentes de la paillasse

▪ **Les charges d'exploitation : (Art. 7.2.1/DTR B.C.2.2)**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnees par le (DTR B.C.2.2) est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/m}$$

▪ **La charge concentrée :**

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P)

$$P = (3.06 - 0.20) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 6.63 \text{ KN}$$

III.5.4. Combinaison de charge :

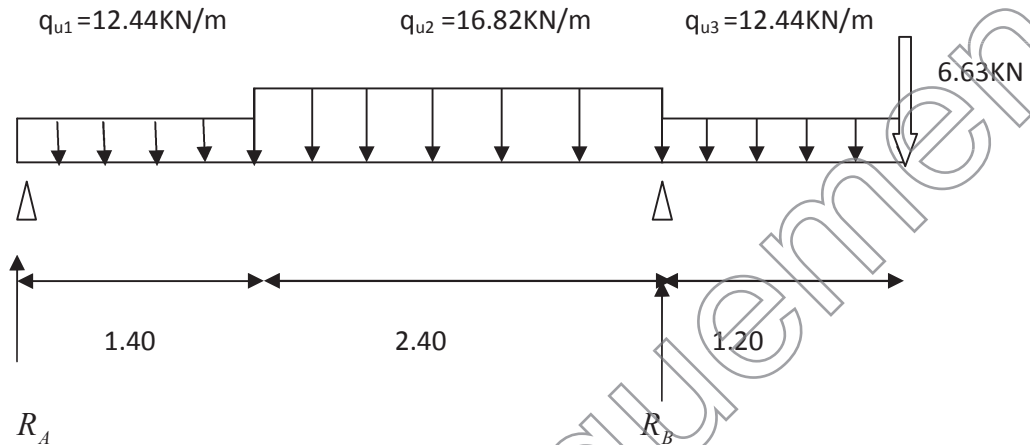
$$\begin{aligned} \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.685 + 1.5 \times 2.5) = 16.82 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_u = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ KN/m}^2 \\ P = 1.35 \times 6.63 = 8.95 \text{ KN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_s = G + Q = 9.685 + 2.5 = 12.18 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_s = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/m}^2 \\ P = 1 \times 3.068 = 6.63 \text{ KN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

III.5.5. Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :

1) détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELU :

Pour la détermination des efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.



- **Calculs les réactions d'appuis :**

➤ $\sum F/y = 0$

$$\Rightarrow R_A + R_B - (12.44 \times 1.4) - (16.82 \times 2.4) - (12.44 \times 1.2) - 6.63 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 79.34 \text{ KN}$$

➤ $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow R_B \times 3.8 - (12.44 \times 1.4)(0.7) - (16.82 \times 2.4)(2.6) - (12.44 \times 1.2)(4.4) - 6.63 \times 5 = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3.8 = 215.992$$

$$\Rightarrow R_B = 56.84 \text{ KN}$$

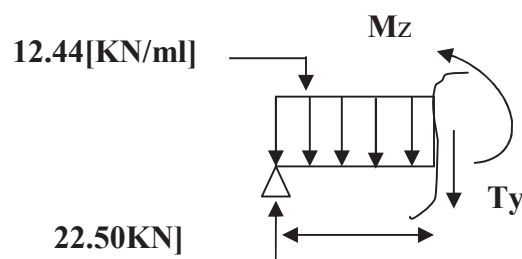
$$R_A = 79.34 - 56.84 = 22.50 \text{ KN.}$$

➤ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

I^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = -12.44 x + 22.5$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 22.5 \text{ KN} \\ T(x=1.4) = 5.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M=0$$

$$M(x) = 22.5x - 12.44 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 22.5x - 6.22x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.4 \text{ m}, & M(x=1.4) = 19.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 3.8$.

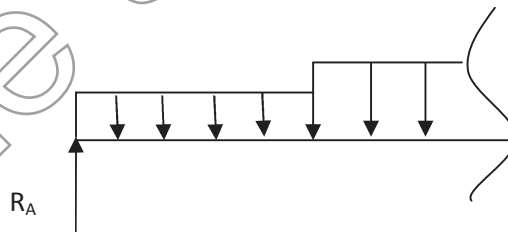
$$\Sigma F/y=0$$

$$22.5 - 12.44(1.4) - 16.82(x-1.4) - T(x) = 0$$

$$T(x) = 22.5 - 17.416 - 16.84x + 23.576$$

$$T(x) = -16.82x + 28.66$$

$$\begin{cases} T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = 5.09 \text{ KN} \\ T(x=3.8) = -35.28 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\Sigma M=0$$

$$-22.5x + 12.44(1.4)(x-0.7) + \frac{16.82}{2}(x-1.4)^2 - M(z) = 0$$

$$M(z) = -22.5x + 17.16x - 12.19 + 8.41(x^2 - 2.8x + 1.96)$$

$$M(z) = -8.41x^2 + 23.54x - 16.8 + 12.19 - 17.416x + 22.5x$$

$$M(x) = -8.41x^2 + 28.62x - 4.29$$

$$\begin{cases} x=1.4, & M(x=1.4) = 19.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.8 \text{ m} , \quad M(x=3.8) = -16.91 \text{ KN.m}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{28.66}{16.82} = 1.7 \text{ m}$$

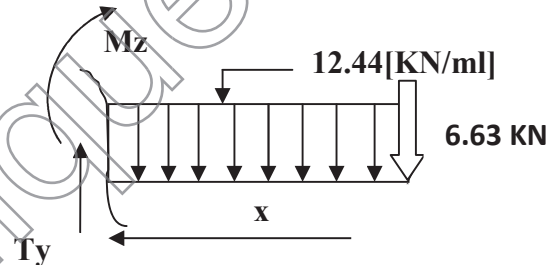
$$M^{\max}(x=1.7) = 20.09 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$

$$\sum F/y=0$$

$$T(x) = -12.44x + 6.63$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 6.63 \text{ KN} \\ T(x=1.) = 21.56 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M=0$$

$$M(x) = -12.44 \times x \times \frac{x^2}{2} - 6.63x$$

$$M(x) = -6.22x^2 - 6.63x$$

$$\begin{cases} x=0 , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.2 \text{ m} , & M(x=1.2) = -16.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (20.09) = -6.027 \text{ KN.m}$$

$$M_u^b = -16.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (20.09) = 17.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{La console : } M_{\text{console}} = -16.91 \text{ KN.m}$$

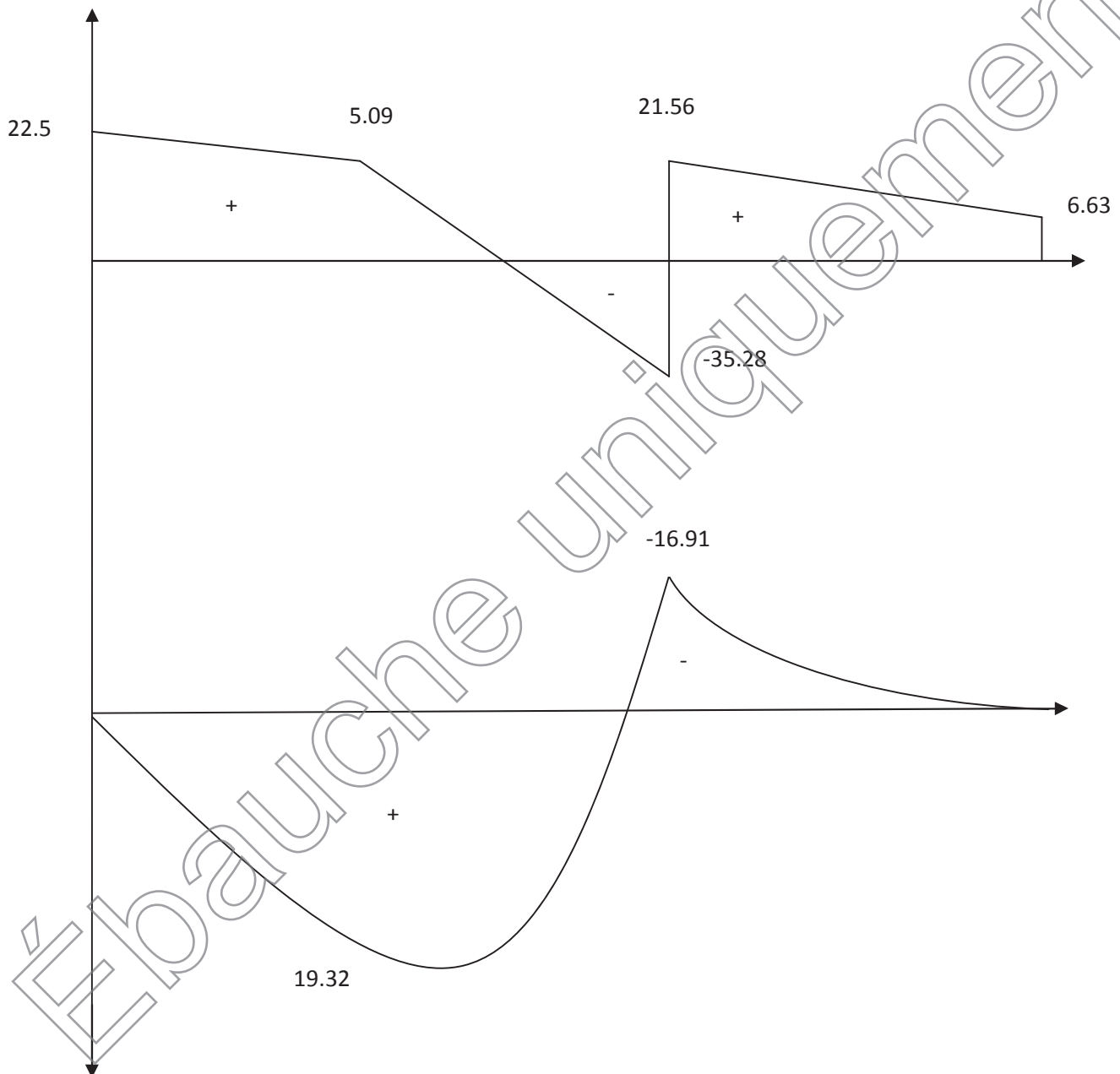


Figure III.5.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

❖ **Ferraillage des paillasses :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de ($b = 1 \text{ [m]}$) de largeur et de 20 [cm] de hauteur.

➤ Les armatures principales :• Aux appuis :

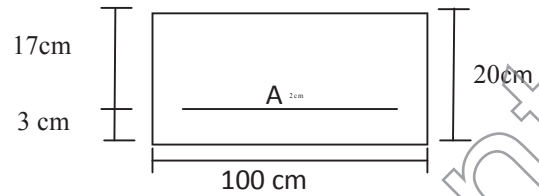
• Appui A :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.027 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \leq \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.027 \times 10^3}{0,993 \times 17 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$



Soit une section de **4 HA12** ($A_a = 4,52[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25[cm]**

• Appui B :

$$\mu = \frac{M_b}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.91 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 \leq \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,041 \longrightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.91 \times 10^3}{0,9795 \times 17 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4 HA12** ($A_b = 4,52[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25[cm]**

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.07 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,041 \longrightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.07 \times 10^3}{0,9795 \times 17 \times 348}$$

$$A_t = 2,94[\text{cm}^2]$$

Soit une section de 6HA12 ($A=6.78[\text{cm}^2]$) Avec un espacement de 20[cm]

➤ Les armatures de répartitions :

- Aux appuis :
- Appui A :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de 5HA8 ($A_a = 2,51[\text{cm}^2]$) avec un espacement de 25[cm].

- Appui B :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de 5HA8 ($A_b = 2,51[\text{cm}^2]$) avec un espacement de 25[cm].

- En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de 5HA8 ($A_a = 2,51[\text{cm}^2]$) avec un espacement de 25[cm].

III.5.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 [\text{cm}^2]$$

- En travée :

$$A_t = 6,78 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,05 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appuis :

On a :

$$A_a = A_b = 4,52 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,05 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres

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

Armatures principales :

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \quad S_{t_{\max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Armatures de répartition**

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

On a $V_u = 35.28 \text{ [KN]}$

$$\tau_u = \frac{35.28 \times 10}{100 \times 17} = 0,207 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$= \min \left(0, 2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3, 33; 5 \text{ [MPa]})$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,207[\text{MPa}] < \overline{\tau_u} = 3,33[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Sur Appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 35.28 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 4 \times 1.2$$

$$\sum U_i = 15.072 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{35.28 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 150.72} = 0.98 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 0.98 [\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

En travée :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad V_u = 35.28 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 6 \times 1.2$$

$$\sum U_i = 22.608 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{35.28 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 226.06} = 1,02 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,02 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL) :**

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau_s} = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ [MPa]}$$

D'où :

$$\phi = 12 \longrightarrow L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 42.25 \text{ [cm]}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est $L_{sc} = 0,4L_s$

$$L_{sc} = 0,4L_s = 0,4 \times 42.25 = 16.9 \text{ [cm]}$$

On prend $L_{sc} = 17 \text{ [cm]}$

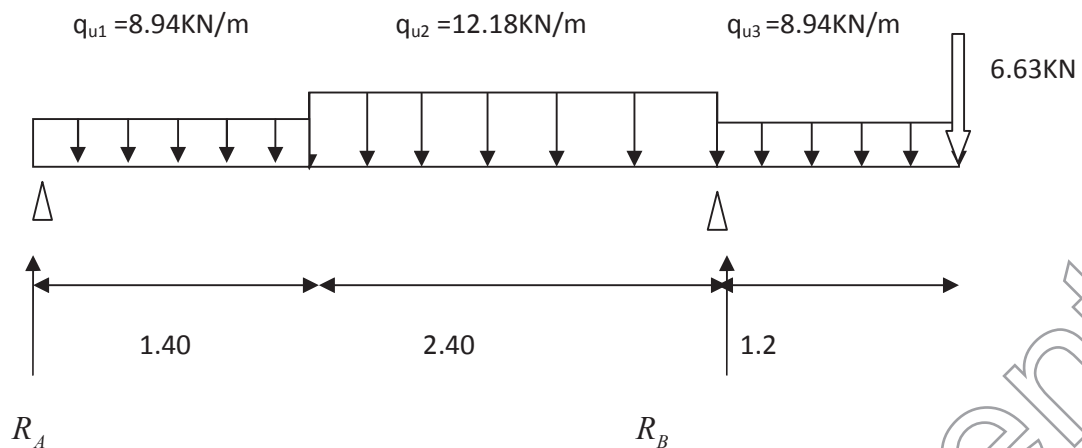
➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,17 \times 1 = 1020 \text{ [KN]}$$

On a :

$$V_u^{\max} = 35.28 \text{ [KN]} < 1020 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7. Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS :



• **Calculs les réactions d'appuis :**

➤ $\sum F/y = 0$

$$\Rightarrow R_A + R_B - (8.94 \times 1.4) - (12.18 \times 2.4) - (8.94 \times 1.2) - 6.63 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 59.1 \text{ kN}$$

➤ $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow R_B \times 3.8 - (8.94 \times 1.4)(0.7) - (12.18 \times 2.4)(2.6) - (8.94 \times 1.2)(4.4) - 3.63 \times 5 = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3.8 = 165.11$$

$$\Rightarrow R_B = 43.45 \text{ kN}$$

$$R_A = 59.1 - 43.45 = 15.65 \text{ kN.}$$

$$R_A = 15.65 \text{ kN.}$$

➤ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

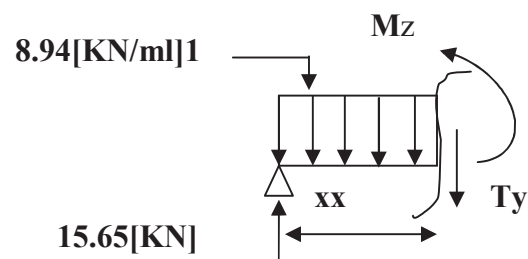
1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = 15.65 - 10.19x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 15.65 \text{ kN} \\ T(x=1.4) = 3.14 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0$$



$$M(x) = 15.65x - 4.47x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.4 \text{ m}, & M(x=1.4) = 13.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 3.8$.

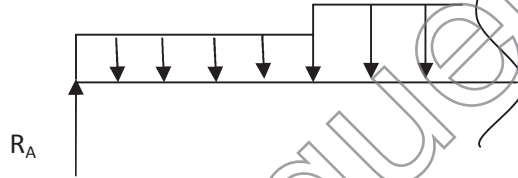
$$\sum F/y = 0$$

$$15.65 - 8.9(1.4) - 12.18(x-1.4) - T(x) = 0$$

$$T(x) = 15.65 - 12.51 - 12.18x + 17.052$$

$$T(x) = -12.18x + 20.192$$

$$\begin{cases} T(x=1.4) \Rightarrow T_y = 3.14 \text{ KN} \\ T(x=3.8) = -26.09 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M = 0$$

$$-15.65x + 8.94(1.4)(x-0.7) + \frac{12.18}{2}(x-1.4)^2 + M(z) = 0$$

$$-15.65x + 12.51x - 8.76x + 6.09(x^2 - 2.8x + 1.96) + M(z) = 0$$

$$M(z) = -6.09x^2 + 17.05x - 11.93 + 15.65x - 12.51x + 8.76$$

$$M(x) = -6.09x^2 + 20.19x - 3.17$$

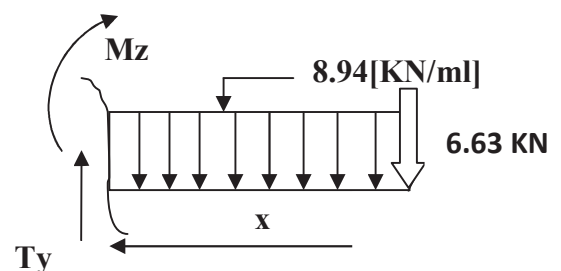
$$\begin{cases} x=1.4, & M(x=1.4) = 13.15 \text{ KN.m} \\ x=3.8 \text{ m}, & M(x=3.8) = -14.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = 10.19x + 6.63$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 6.63 \text{ KN} \\ T(x=1.2) = 17.36 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = 8.94 \times x \times \frac{x^2}{2} + 6.63x$$

$$M(x) = -4.47x^2 - 6.63x$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.2 \text{ m}, & M(x=1.2) = -14.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{20.192}{12.18} = 1.65 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=1.65) = 13.56 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremements aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = 0.3 M^{\max} = 0.3 (13.56) = 4.068 \text{ KN.m}$$

$$M_u^b = 14.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (13.56) = 11.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{La console : } M_{\text{console}} = 14.39 \text{ KN.m}$$

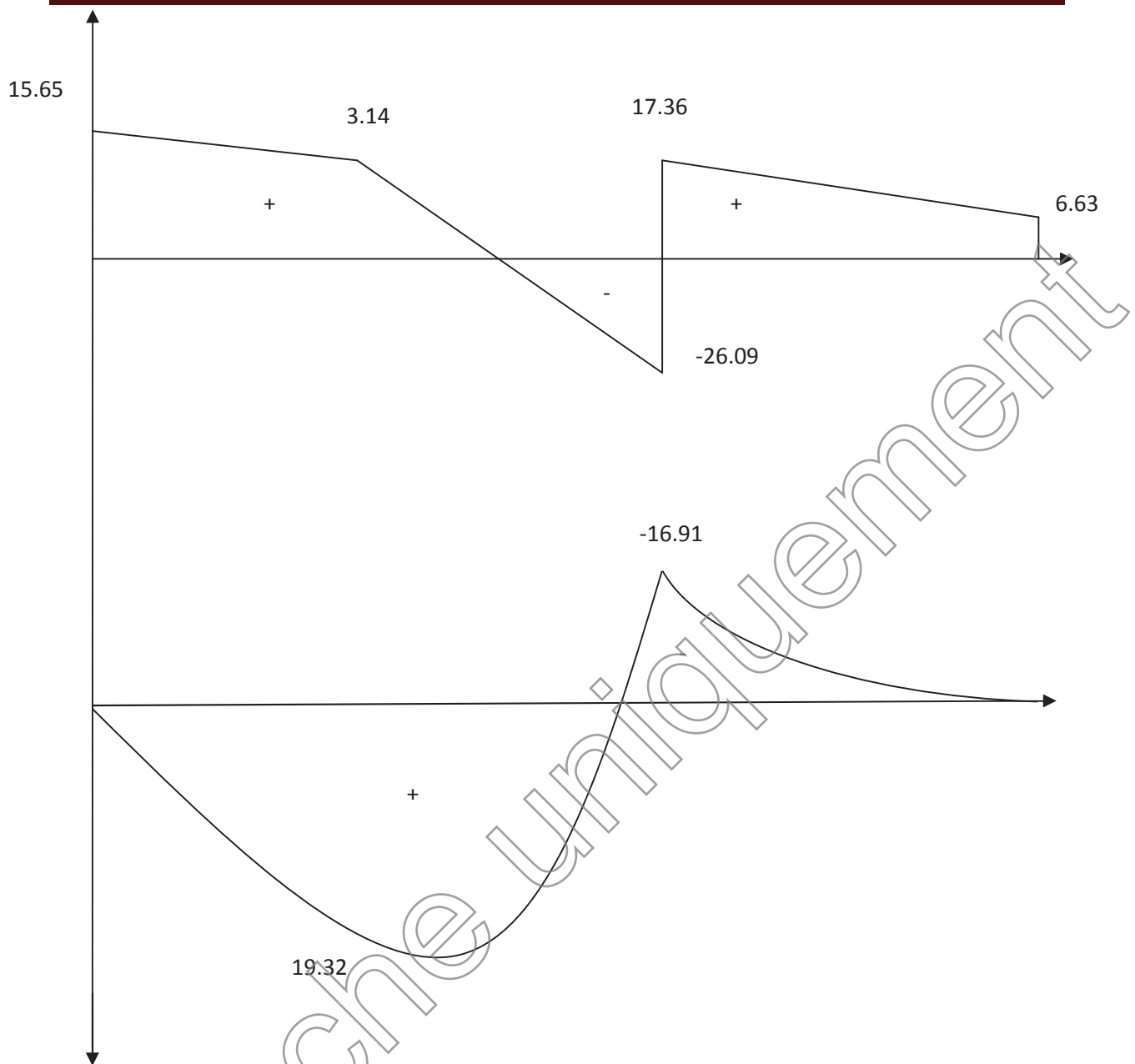


Figure III.5.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

III.5.8. Vérification à l'ELS :**➤ État limite de fissuration :**

La fissuration étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ Contrainte de compression du béton :

- Aux appuis :**

Appui A :

$$M_a = 4.068[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,265 \longrightarrow \beta_1 = 0,918, K_1 = 45.98$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{4.068 \times 10^3}{0,918 \times 17 \times 4,52} = 57.67[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 57.67[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45.98} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 57.67 \times 0,021 = 1.21[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appui B :

$$M_b = 14.39[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,265 \longrightarrow \beta_1 = 0,918, K_1 = 45.98$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_b}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{14.39 \times 10^3}{0,918 \times 17 \times 4,52} = 204[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 204[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45.98} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 204 \times 0,021 = 4.28[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$M_t = 11.52 [\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 17} = 0.398, \quad \beta_1 = 0.902, \quad K_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{11.52 \times 10^3}{0.902 \times 17 \times 6.78} = 110.80 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 110.80 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36.55} = 0.027$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.027 \times 110.80 = 2.99 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{500} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{500} = 0.04 \leq \frac{11.52}{10 \times 13.55} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{6.78}{100 \times 17} = 0.0039 \leq 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{6.78}{100 \times 17} = 0.00398$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00398 \times 110.8 + 2.1} = 0.0488$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

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

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 6.78} = 10.33 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.33)^3 + (9.67^3) + 15 \times 6.78 (9.67 - 3)^2$$

$$I_0 = 71408.987 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 110.80 [\text{MPa}]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{6.78}{100 \times 22} = 0.00398$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.00398} = 2.11$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 2.11}{5} = 0.844$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00398 \times 110.8 + 2.1} = 0.0488$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 71408.987}{1 + 0.0488 \times 0.844} = 75442.61[\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{11.52 \times 10^6 \times 5000^2}{10 \times 75442.61 \times 10819 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{5000}{500}$$

$f_v = 3.52[\text{mm}] < \bar{f} = 10[\text{mm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

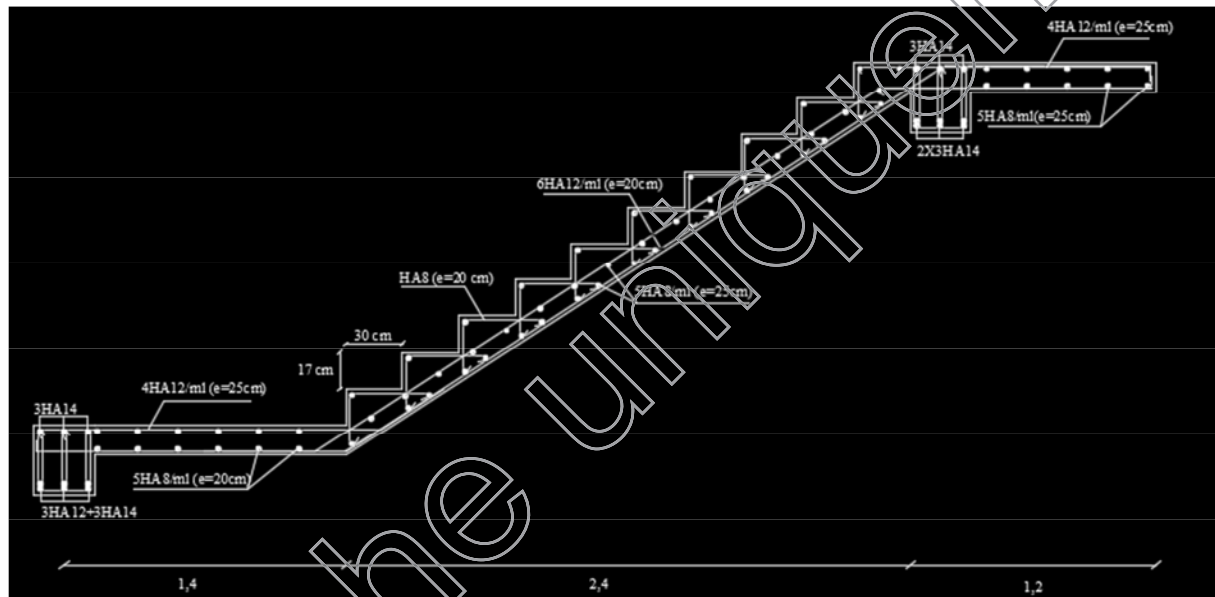


Figure III.5.4 : Ferrailage d'escaliers

Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.1.1) Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (*Extended Three Dimensions Analysis Building Systems*) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.0.6.

IV.1.2) Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, Californie', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.1.3) Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie):

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds

- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

IV.1.4) Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b. Géométrie de base :

On clique sur :

File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 4

Number Lines in Y Direction: 5

Spacing in X Direction: 3

Spacing in Y Direction: 3

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 10

Typical Story Height: 3

Bottom Story Height: 4.08

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units

KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-0,8	Secondary	Hide	Top	
2	A	0,	Primary	Show	Top	
3		0,55	Secondary	Hide	Top	
4		0,65	Secondary	Hide	Top	
5		3,65	Secondary	Hide	Top	
6		3,85	Secondary	Hide	Top	
7	B	4,5	Primary	Show	Top	
8		5,6	Secondary	Hide	Top	
9	C	8,95	Primary	Show	Top	
10		10,4	Secondary	Hide	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-1,4	Secondary	Hide	Left	
2		-1,35	Secondary	Hide	Left	
3		-0,8	Secondary	Hide	Left	
4		-0,3	Secondary	Hide	Left	
5	1	0,	Primary	Show	Left	
6		1,55	Secondary	Hide	Left	
7		2,5	Secondary	Hide	Left	
8		2,65	Secondary	Hide	Left	
9	2	4,2	Primary	Show	Left	
10		5,6	Secondary	Hide	Left	

Units: KN:m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

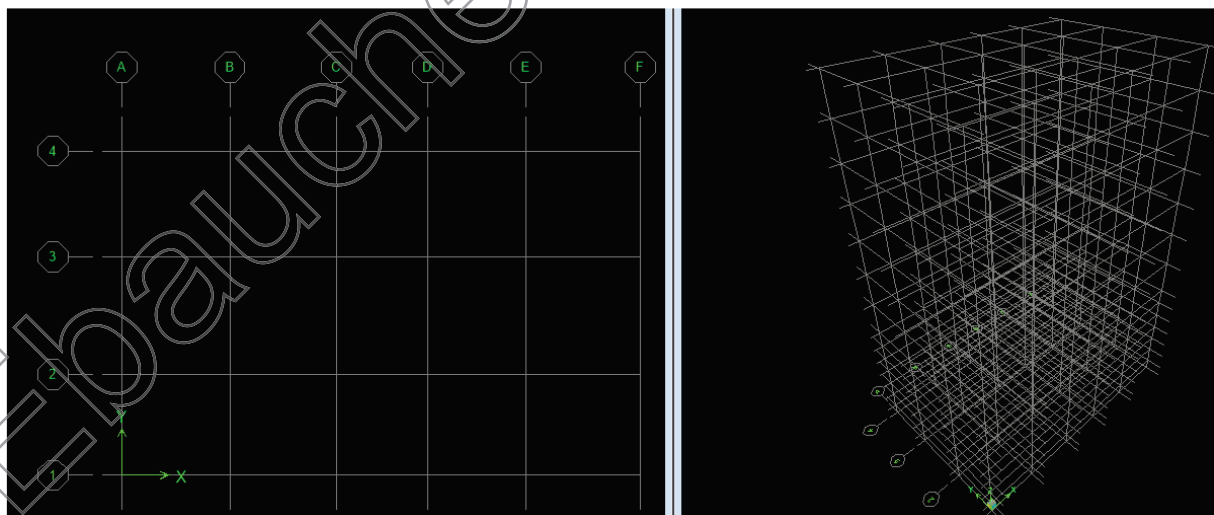
Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

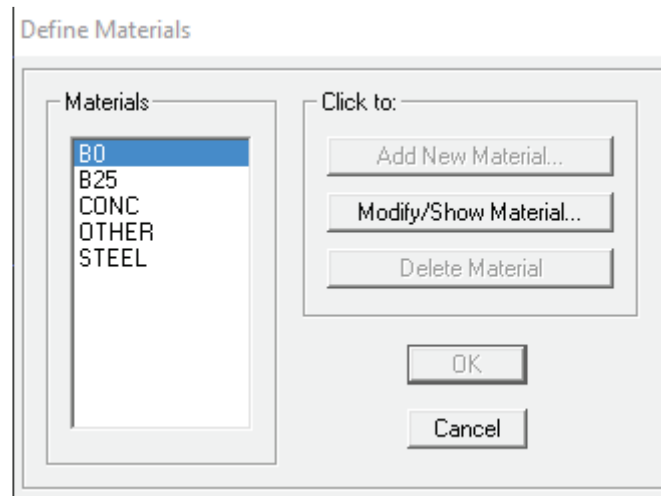
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



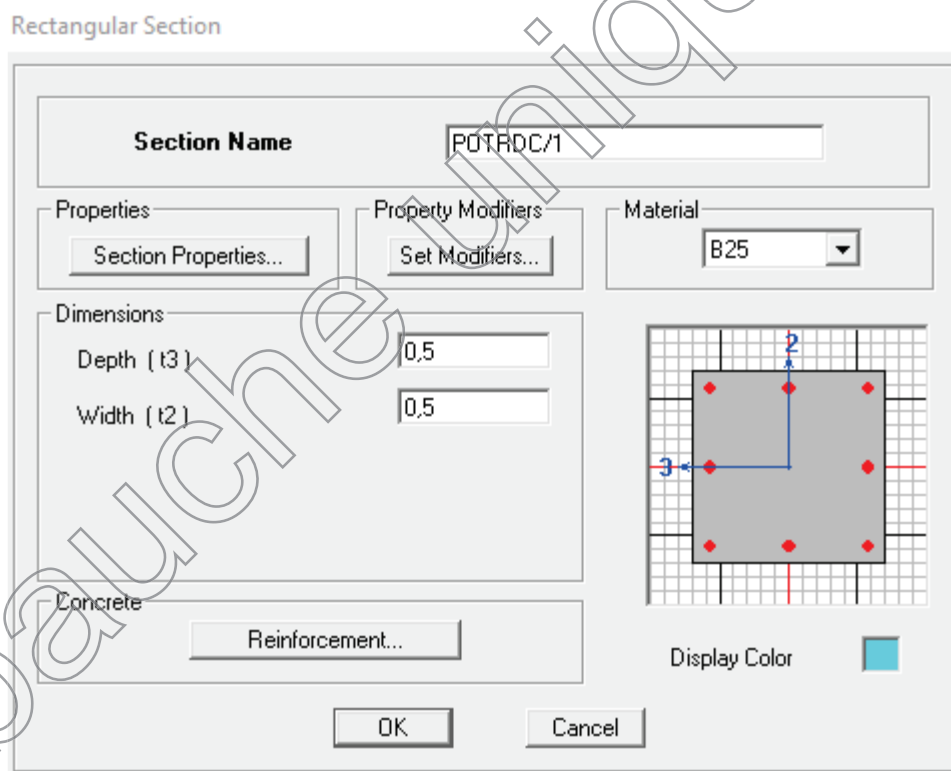
c. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material



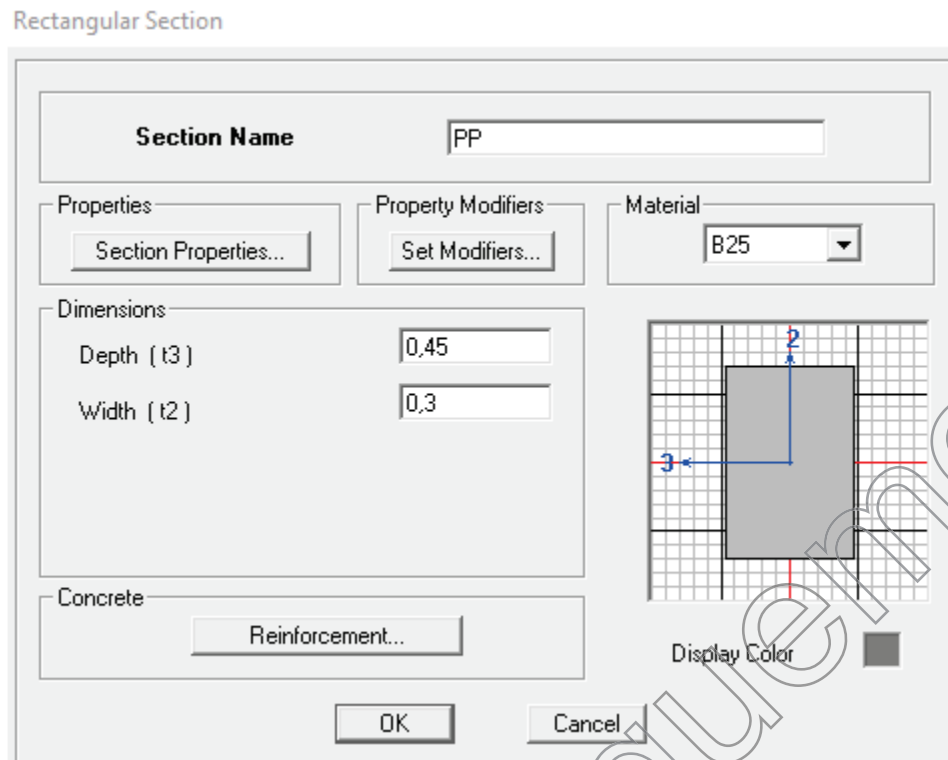
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



d) Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular



On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section

Wall/Slab Section

Section Name DPT1

Material B25

Thickness

Membrane 0,15

Bending 0,15

Type


☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers...

Display Color 

OK Cancel

Puis on définit leurs propriétés :

◆ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



◆ Pour les poteaux :

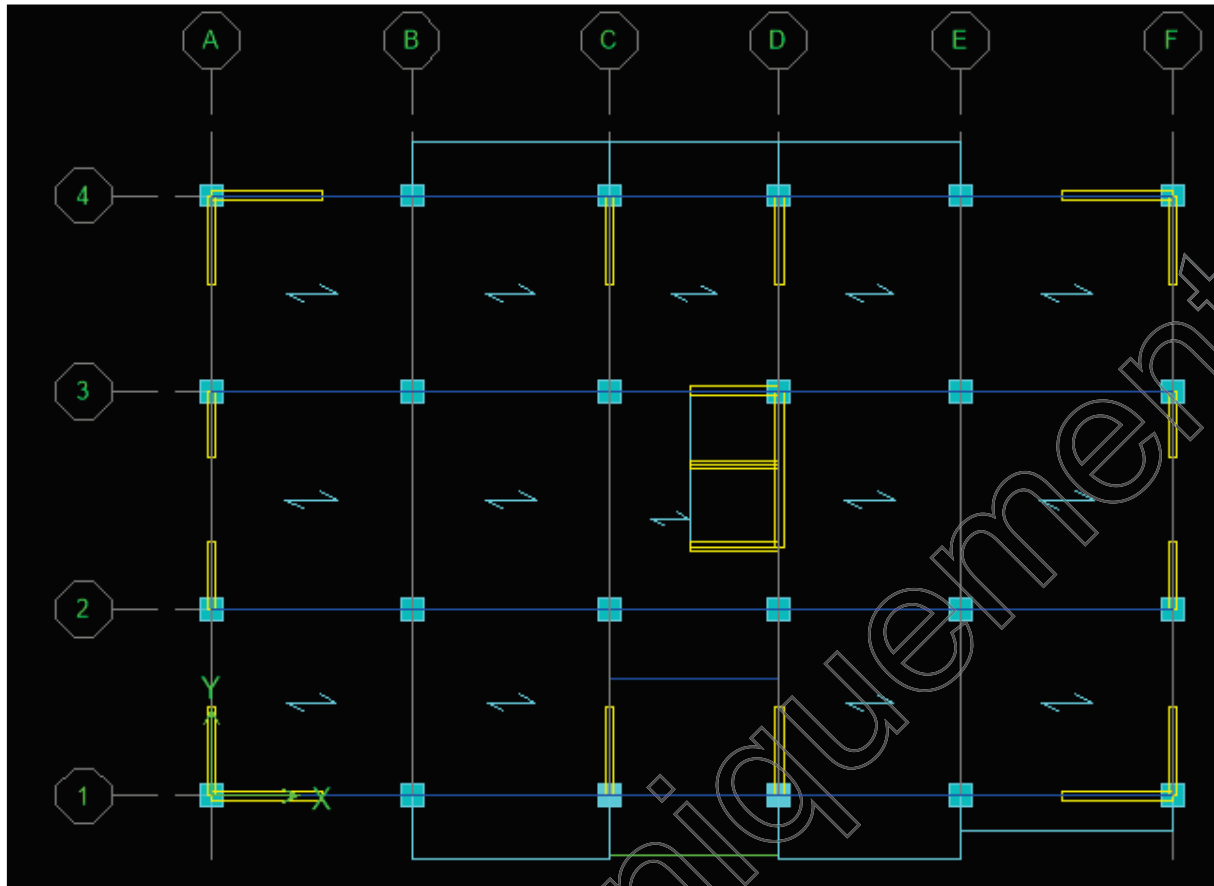
On clique sur le bouton




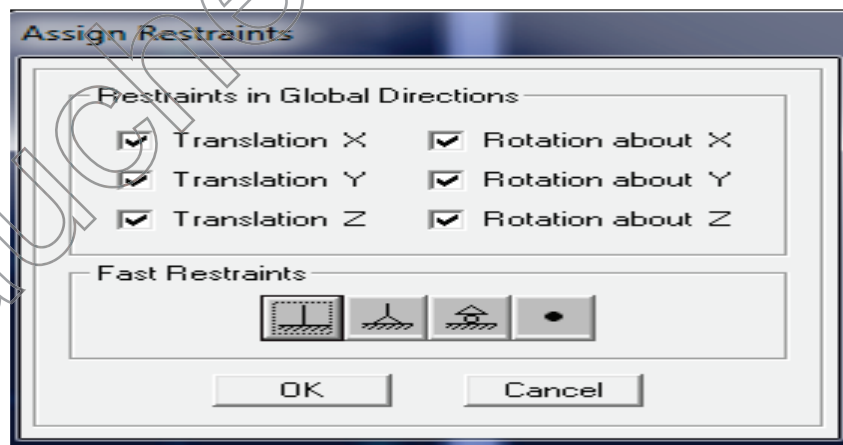
Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) \Rightarrow *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

◆ Pour la poutre et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

♦ **Masse source** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

Define⇒Masse Source⇒From Loads.

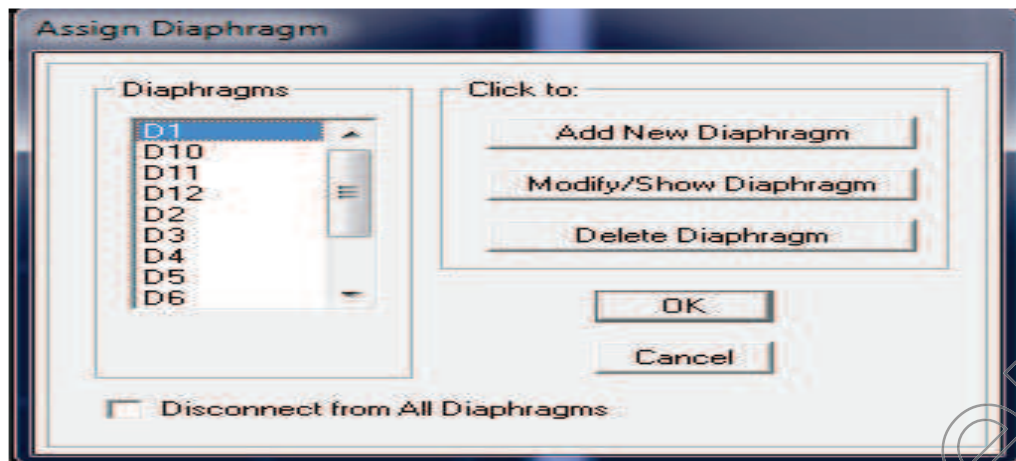
Define Mass Source

Load	Multiplier
G	1
G	1
Q	0.2

- ♦ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragmas ⇒D1 ⇒ OK.**



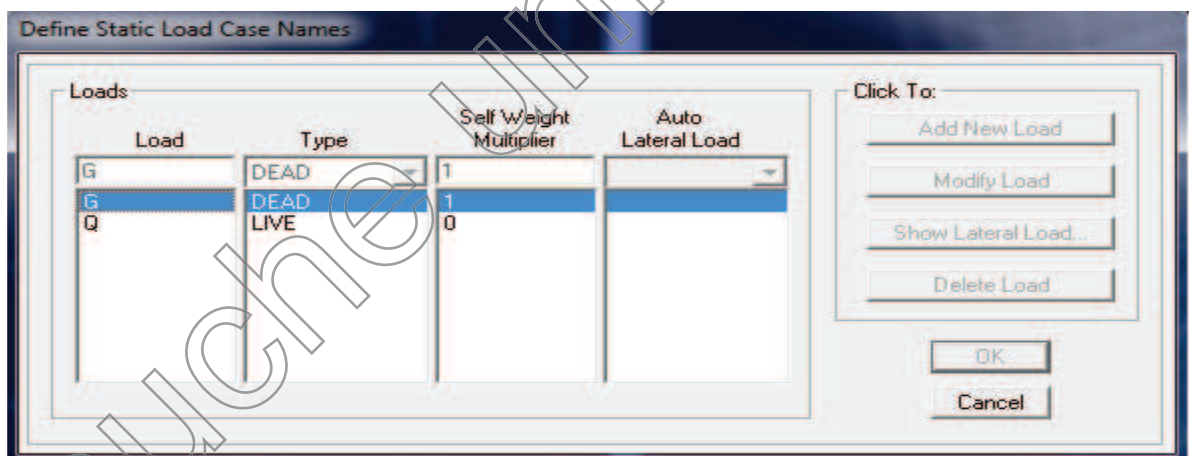
Le deuxième étage Assign⇒ Joint/Point ⇒Diaphragms⇒Add

New Diaphragm⇒ D2 ⇒ OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

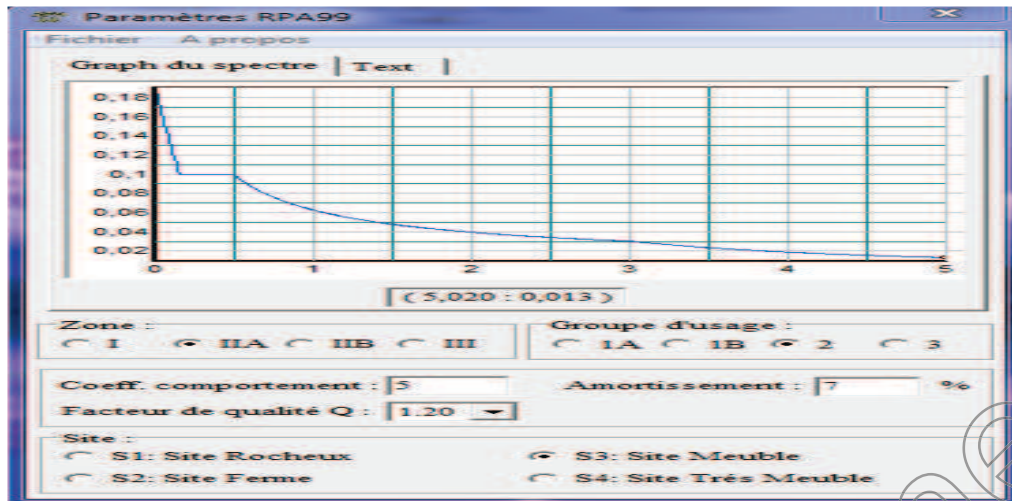
e.Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique su



r : Define⇒StaticLoad Cases.

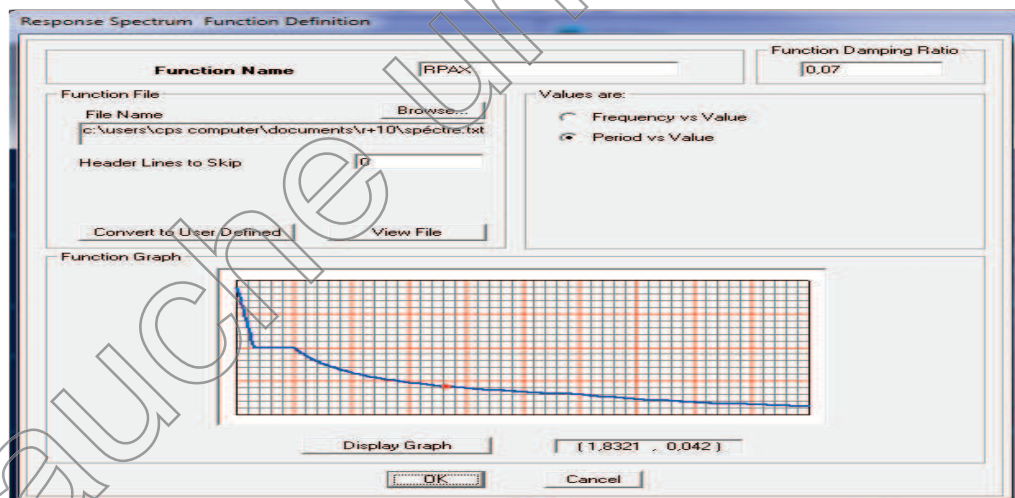
Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**⇒ **Enregistrer**

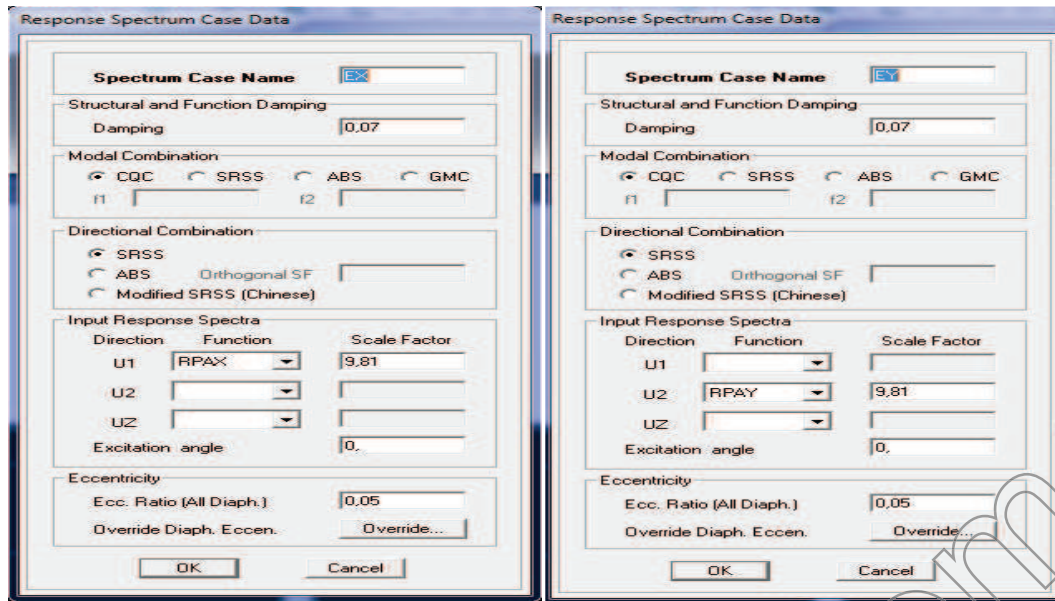
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define⇒**responsespectrum**⇒**function spectre from file.**



g. Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum.**



h. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign**⇒ **areas load**⇒ **uniform**.

i. Introduction des combinaisons d'actions

❖ Combinaisons aux états limites

ELU 1,35 G+1,5 Q.

ELS G+Q.

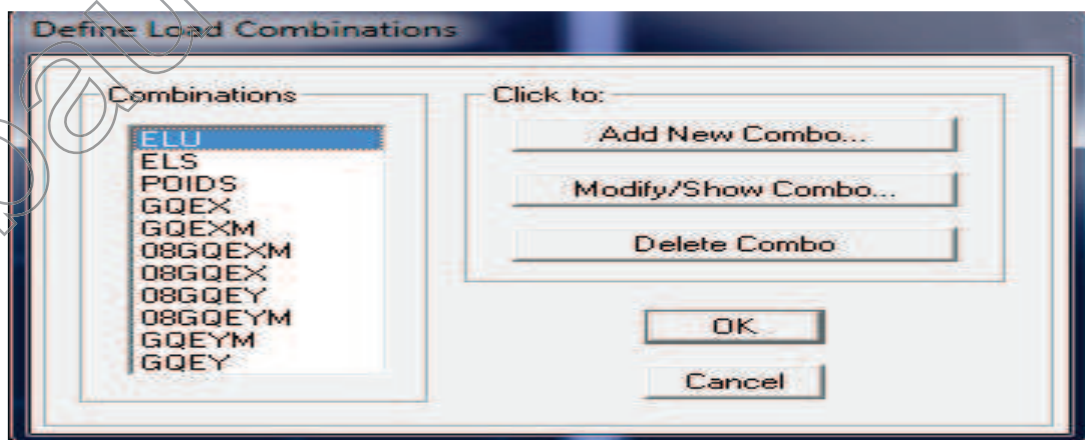
❖ Combinaisons accidentelle du RPA

GQE : $G+Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define⇒**Loads Combinations**⇒**Add New Combo**.



Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

❖ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze⇒RunAnalysis**

❖ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuie sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base
Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.

IV- 2) Vérifications des exigences de RPA :

IV- 2-1) Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer qui est donné par le tableau 4.3 page 38.

Pour les constructions en béton armée on a :

CHx et CHy voile < 75%
Cv voile < 20% } R=5

CHx et CHy voile > 75%
Cv voile < 20% } R=4

CHx et CHy voile > 75%
Cv voile > 20% } R=3.5

CHx : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx.

CHy : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy.

Cv : charges vertical reprises par les voiles.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

Dans le sens xx :

Calcul de CHx : les resultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vx	$\frac{V2 \times 100}{Vx} \%$	$CHx\% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{Vx} \right) / 10$
Terrasse	369.48	538.33	88.54	60.28
Etage 8	415.68	904.89	68.41	
Etage 7	638.45	1199.42	63.31	
Etage 6	712.09	1445.71	54.73	
Etage 5	935.49	1656.74	54.38	
Etage 4	1000.42	1839.46	56.46	
Etage 3	1093.72	1998.33	49.25	
Etage 2	1345.99	2125.74	53.22	
Etage 1	1520.61	2222.72	45.93	
RDC	2022.17	2283.72	68.63	

Tableau IV-1 : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx

V2 : c'est l'effort repris par les voiles longitudinal dans chaque étage suivant le sens xx, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles longitudinal avec la combinaison Ex ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

Vx : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens xx, il est donné par l'ETABS.

Dans le sens yy :

Calcul de CHx : les resultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vy	$\frac{V2 \times 100}{Vy} \%$	$CHy\% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{Vy} \right) / 10$
Terrasse	548.77	615.01	89.23	84.17
Etage 8	1036.50	1095.56	94.61	
Etage 7	1340.89	1513.6	88.59	
Etage 6	1680.02	1877.96	89.46	
Etage 5	1898.36	2191.6	86.62	
Etage 4	2185.36	2454.09	89.05	
Etage 3	2458.51	2667.08	92.18	
Etage 2	2547.53	2824.94	90.18	
Etage 1	2745.43	2934.1	93.57	
RDC	2737.01	2994.87	91.39	

Tableau IV-2 : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy

V2 : c'est l'effort repris par les voiles transversal dans chaque étage suivant le sens yy, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles transversal avec la combinaison Ey ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

V_y : c'est l'effort qui est repris par chaque étage(poteau et voile) dans le sens yy, il est donné par l'ETABS.

Calcul de C_v :

$$C_{voiles} = \frac{W_{voile} \times 100}{W_t} = \frac{9391.95 \times 100}{35707.22} = 26.30 \%$$

W_{voile} : poids des voiles donné par l'ETABS

W_t : Poids total de la structure est donné par l'ETABS

Conclusion :

$CH_x = 60.28 \%$	\Rightarrow	$R=5$	} $R=4$
$CH_y = 84.17 \%$	\Rightarrow	$R=4$	
$C_v = 26.30 \%$	\Rightarrow	$R=5$	

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. (RPA)

Pour le reste des vérifications on a introduit un nouveau spectre pour la structure avec un $R=4$ et on a lancé les analyses ensuite on a continué le reste des vérifications.

IV- 2-2) Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003) :

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du poteau

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton=25 MPa

AN:

a- Poteau RDC/1

$$B_c = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 1832.17 \text{ KN (Etabs)}$$

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		
2	ETAGE1	C1	GQEX MAX	0	-16	5,43	2,13	0,798	3,64	17,765		
3	ETAGE1	C1	GQEX MAX	1,305	-7,84	5,43	2,13	0,798	1,156	10,926		
4	ETAGE1	C1	GQEX MAX	2,61	0,31	5,43	2,13	0,798	3,856	5,298		
5	ETAGE1	C1	GQEX MIN	0	-819,72	-6,39	-3,64	-0,855	-5,715	-19,462		
6	ETAGE1	C1	GQEX MIN	1,305	-811,57	-6,39	-3,64	-0,855	-1,27	-11,364		
7	ETAGE1	C1	GQEX MIN	2,61	-803,41	-6,39	-3,64	-0,855	-2,008	-4,476		
8	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	0	-16	5,43	2,13	0,798	3,64	17,765		
9	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	1,305	-7,84	5,43	2,13	0,798	1,156	10,926		
10	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	2,61	0,31	5,43	2,13	0,798	3,856	5,298		
11	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	0	-819,72	-6,39	-3,64	-0,855	-5,715	-19,462		
12	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	1,305	-811,57	-6,39	-3,64	-0,855	-1,27	-11,364		
13	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	2,61	-803,41	-6,39	-3,64	-0,855	-2,008	-4,476		
14	ETAGE1	C1	GQEX MAX	0	-100,5	2,83	5,71	1,615	16,259	5,898		
15	ETAGE1	C1	GQEX MAX	1,305	-92,34	2,83	5,71	1,615	8,886	2,234		
16	ETAGE1	C1	GQEX MAX	2,61	-84,18	2,83	5,71	1,615	2,8	2,385		
17	ETAGE1	C1	GQEX MIN	0	-735,23	-3,8	-7,22	-1,673	-18,334	-7,595		
18	ETAGE1	C1	GQEX MIN	1,305	-727,07	-3,8	-7,22	-1,673	-9	-2,672		
19	ETAGE1	C1	GQEX MIN	2,61	-718,91	-3,8	-7,22	-1,673	-0,953	-1,563		
20	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	0	-100,5	2,83	5,71	1,615	16,259	5,898		
21	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	1,305	-92,34	2,83	5,71	1,615	8,886	2,234		
22	ETAGE1	C1	GQEXM MAX	2,61	-84,18	2,83	5,71	1,615	2,8	2,385		
23	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	0	-735,23	-3,8	-7,22	-1,673	-18,334	-7,595		
24	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	1,305	-727,07	-3,8	-7,22	-1,673	-9	-2,672		
25	ETAGE1	C1	GQEXM MIN	2,61	-718,91	-3,8	-7,22	-1,673	-0,953	-1,563		

Prêt Moyenne : -677,7984375 Nb (non vides) : 2689 Min. : -1832,17 Max. : 308,33

Figure IV-1 : détermination de l'effort normal N_d

$$v = \frac{1832.17}{0,50.0,50.25000} = 0,293 < 0,3 \quad \dots\dots\dots CV$$

b- Pot2/3 :

$$B_c = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 1378.43 \text{ KN (Etabs)}$$

$$v = \frac{1378.43}{0,45.0,45.25000} = 0,272 < 0,3 \quad \dots\dots\dots CV$$

c- Pot4 :

$$B_c = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 1018.36 \text{ KN (Etabs)}$$

$$v = \frac{1018.36}{0,40.0,40.25000} = 0,254 < 0,3 \quad \dots\dots\dots CV$$

d- Pot5/6 :

$$B_c = (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 840.18 \text{ KN (Etabs)}$$

$$v = \frac{840.18}{0,35.0,35.25000} = 0,274 < 0,3 \quad \dots\dots\dots CV$$

e- Pot7/9 :

$$B_c = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 498.7 \text{ KN (Etabs)}$$

$$v = \frac{498.7}{0.30 \cdot 0.30 \cdot 25000} = 0.22 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV- 2-3) Le pourcentage de participation de la masse modale :

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 .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Pour notre structure nous auront cette vérification au **mode 8** ; on a aussi :

La période égale a 0,85s

Le premier mode c'est une translation autour de l'axe x $U_x = 70.36 > 50\%$

Le deuxième mode c'est translation autour de l'axe y $U_y = 70.93 > 50\%$

Le troisième mode c'est une rotation autour de l'axe z $U_z = 71.97 > 50\%$

Les résultats sont donnés par la figure ci-dessous :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,851544	70,3786	0,0024	70,3786	0,0024	0,2045
	2	0,553942	0,0212	70,9393	70,3998	70,9417	3,0218
	3	0,472341	0,2030	2,9105	70,6029	73,8522	71,9704
	4	0,229334	16,9145	0,0000	87,5174	73,8522	0,0264
	5	0,161697	0,0016	13,7896	87,5190	87,6418	0,5332
	6	0,137119	0,0298	0,6629	87,5488	88,3047	13,0754
	7	0,101046	6,1367	0,0002	93,6855	88,3049	0,0081
	8	0,077803	0,0012	5,3127	93,6867	93,6175	0,2280
	9	0,065619	0,0027	0,2521	93,6894	93,8696	5,2164
	10	0,057770	3,0169	0,0014	96,7063	93,8710	0,0015
	11	0,046802	0,0028	2,6978	96,7091	96,5688	0,0944
	12	0,039185	0,0043	0,0864	96,7133	96,6552	2,6568

Figure IV-2: Les périodes et les participations massiques

IV- 2- 4) Vérification de la période empirique T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

La formule empirique à utiliser est la relation suivante : $T = C_T \square N^{\frac{3}{4}}$

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

Avec:

□_N: hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

□_N = 31.62m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0.05.$$

Remarque : L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0, \times 31.62^{3/4} = 0,666 \text{ sec.}$$

Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,866s.$$

Comparaison des résultats On a :

la période calculée $T = 0.666 \text{ s}$

La période majorée $T_{maj} = 0.866 \text{ s}$

La période ETABS $T_{ETABS} = 0.85 \text{ s}$

On remarque que : $T < T_{ETABS} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

IV- 2-5) Vérification de l'effort tranchant à la base:

Selon le **RPA** la résultante des forces sismiques à la base '**V**' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

(Art 4.2.3 RPA/version 2003)

A = 0,15 (Zone IIa ,groupe d'usage 2)

R = 4 (Portiques contreventés par des voiles).

W = 35707.2 KN (poids total de la structure déterminé par ETABS).

Q=1,20 (facteur de qualité).

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

D : facteur d'amplification dynamique, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003}) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : **T1 et T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site (s3) et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,50 \text{ s} \quad T_2 < T < 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = ?$$

$$\xi = \frac{10 + 7}{2} = 8,5\% > 7\%$$

, $\xi = 8,5\%$ (c'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA99/version 2003**)).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

$$D = 2,5(0.816) \left(\frac{0.4}{0.86}\right)^{0.66}$$

$$D = 1,23$$

Paramètres	Résultats	Articles RPA
A	0,15	Tableau 4.1
Q	1,2	Tableau 4.4
R	4	Tableau 4.3
D	1,23	Formule 4.2
W	35707,49	Donnée par ETABS

Tableau IV-3 : les valeurs des paramètres

AN :

$$V = \frac{0,15 \cdot 1,23 \cdot 1,20}{4} \cdot 35707,2 = 1976,4 \text{ KN}$$

$$0,8V = 0,8 \times 1976,4 = 1581,12$$

$$V_{xlog} = 2283,77 \text{ KN}$$

$$V_{ylog} = 2994,87 \text{ KN}$$

A partir de l'Etabs.

A1		f _x	Story
	A	B	C
1	Story	Loc	VX
3	TERASSE	Bottom	538,33
5	ETAGE8	Bottom	904,89
7	ETAGE7	Bottom	1199,42
9	ETAGE6	Bottom	1445,71
11	ETAGE5	Bottom	1656,74
13	ETAGE4	Bottom	1839,46
15	ETAGE3	Bottom	1998,33
17	ETAGE2	Bottom	2125,74
19	ETAGE1	Bottom	2222,72
21	RDC	Bottom	2283,77
22			

Figure IV-3 : Valeur de l'effort tranchant V_x

	A	B	C
1	Story	Loc	VY
3	TERASSE	Bottom	615,01
5	ETAGE8	Bottom	1095,56
7	ETAGE7	Bottom	1513,6
9	ETAGE6	Bottom	1877,96
11	ETAGE5	Bottom	2191,6
13	ETAGE4	Bottom	2454,09
15	ETAGE3	Bottom	2667,08
17	ETAGE2	Bottom	2824,97
19	ETAGE1	Bottom	2934,1
21	RDC	Bottom	2994,87
22			

Figure IV-4 : Valeur de l'effort tranchant Vy

2283,77 > 1581.12
 2994,87 > 1581.12

} Condition vérifiée.

IV- 2-6) Vérification de l'excentricité :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à +5%L (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que:

$$|CM_X - CR_X| \leq 5 \% L_x$$

$$|CM_y - CR_y| \leq 5 \% L_y$$

Tel que :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

	Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR
►	RDC	10,855	6,689	11,380	6,822
	ETAGE1	10,874	6,676	11,467	6,627
	ETAGE2	10,877	6,670	11,483	6,456
	ETAGE3	10,838	6,676	11,470	6,326
	ETAGE4	10,839	6,676	11,450	6,230
	ETAGE5	10,840	6,675	11,427	6,159
	ETAGE6	10,840	6,675	11,406	6,105
	ETAGE7	10,841	6,675	11,384	6,063
	ETAGE8	10,832	6,758	11,359	6,037
	TERASSE	10,925	6,668	11,338	6,057

Figure IV-5: vérification de l'excentricité

Etage	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	Ey	5%L _x	5%Ly	Conditions vérifiées
RDC	DA1	10.855	6.689	11.38	6.822	0.525	0.133	1.08	0.675	
Etage1	DA2	10.874	6.676	11.467	6.627	0.593	0.049	1.08	0.675	
Etage2	DA3	10.877	6.670	11.483	6.456	0.606	0.214	1.08	0.675	
Etage3	DA4	10.838	6.676	11.470	6.470	0.632	0.206	1.08	0.675	
Etage4	DA5	10.839	6.676	11.450	6.450	0.611	0.226	1.08	0.675	
Etage5	DA6	10.840	6.675	11.427	6.427	0.587	0.248	1.08	0.675	
Etage6	DA7	10.840	6.675	11.406	6.406	0.566	0.269	1.08	0.675	
Etage7	DA8	10.841	6.675	11.384	6.384	0.543	0.291	1.08	0.675	
Etage8	DA9	10.832	6.758	11.359	6.359	0.527	0.399	1.08	0.675	
Terrasse	DA10	10.925	6.668	11.338	6.338	0.413	0.33	1.08	0.675	

Tableau IV-4: Excentricité dans le sens (x-x) et (y-y)

IV- 2-7) Vérification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta x}{V_k \times H_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

PK: Poids de chaque étage au niveau « K » est donné par l'ETABS

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ». Tableau Vx et Vy

ΔK: déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

combinaison (G+Q+E).

hK : hauteur de l'étage « K ».

	A	B	C	D	E
1	Story	Load	Loc	P	
3	TERASSE	POIDS	Bottom	3812,68	
5	ETAGE8	POIDS	Bottom	7178,84	3366,16
7	ETAGE7	POIDS	Bottom	10544,99	3366,15
9	ETAGE6	POIDS	Bottom	13970,81	3425,82
11	ETAGE5	POIDS	Bottom	17396,63	3425,82
13	ETAGE4	POIDS	Bottom	20891,3	3494,67
15	ETAGE3	POIDS	Bottom	24464,01	3572,71
17	ETAGE2	POIDS	Bottom	27948,42	3484,41
19	ETAGE1	POIDS	Bottom	31572,45	3624,03
21	RDC	POIDS	Bottom	35707,2	4134,75
22					

Figure IV-6 : Poids de chaque niveau

Niv	PK(KN)	$\Delta K_x(m)$	$\Delta K_y(m)$	VK _x	VK _y	hk	θK_x	θK_y	Vérification
RDC	4134,75	0.525	0.133	2283,77	2994,87	4,08	0,0073	0,0036	OK
Etage1	3624,03	0.593	0.049	2222,72	2934,1	3,06	0,011	0,0052	OK
Etage2	3484,41	0.606	0.214	2125,74	2824,97	3,06	0,013	0,0057	OK
Etage3	3572,71	0.632	0.206	1998,33	2667,08	3,06	0,015	0,0064	OK
Etage4	3494,76	0.611	0.226	1839,46	2454,09	3,06	0,016	0,0066	OK
Etage5	3425,82	0.578	0.248	1656,74	2191,6	3,06	0,017	0,0069	OK
Etage6	3425,82	0.566	0.269	1445,71	1877,96	3,06	0,02	0,0073	OK
Etage7	3366,15	0.543	0.291	1199,42	1513,6	3,06	0,023	0,0079	OK
Etage8	3366,16	0.527	0.399	904,89	1095,56	3,06	0,029	0,011	OK
Terrasse	3812,68	0.413	0.33	538,33	615,01	3,06	0,056	0,012	OK

Tableau IV-5: vérification Vis à Vis De l'effet P-Δ

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV- 2-8) Vérification de déplacement inter étage :

-D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tel que les valeurs de δ_{kx} et δ_{ky} sont données dans les deux tableaux suivants :

	Story	Diaphragm	Load	UX
►	TERASSE	DA10	EX	2,2631
	ETAGE8	DA9	EX	2,0203
	ETAGE7	DA8	EX	1,7664
	ETAGE6	DA7	EX	1,5055
	ETAGE5	DA6	EX	1,2399
	ETAGE4	DA5	EX	0,9743
	ETAGE3	DA4	EX	0,7175
	ETAGE2	DA3	EX	0,4786
	ETAGE1	DA2	EX	0,2681
	RDC	DA1	EX	0,1027

Figure IV-7 : Déplacement suivant xx

	Story	Diaphragm	Load	UY
►	TERASSE	DA10	EY	1,2030
	ETAGE8	DA9	EY	1,1103
	ETAGE7	DA8	EY	1,0004
	ETAGE6	DA7	EY	0,8767
	ETAGE5	DA6	EY	0,7411
	ETAGE4	DA5	EY	0,5972
	ETAGE3	DA4	EY	0,4509
	ETAGE2	DA3	EY	0,3079
	ETAGE1	DA2	EY	0,1771
	RDC	DA1	EY	0,0695

Figure IV-8 : Déplacement suivant yy

Niv	Diaphragme	δ_{kx}	δ_{ky}	ΔK_x	ΔK_y	1%he	Conclusion
RDC	D10	0,127	0,0695	0,127	0,0695	408	cv
Etage1	D9	0,2681	0,1771	0,165	0,1076	306	cv
Etage2	D8	0,4786	0,3079	0,210	0,1308	306	cv
Etage3	D7	0,7175	0,4509	0,2389	0,143	306	cv
Etage4	D6	0,9743	0,5972	0,2568	0,1463	306	cv
Etage5	D5	1,2399	0,7411	0,2656	0,1439	306	cv
Etage6	D4	1,5055	0,8767	0,2656	0,1356	306	cv
Etage7	D3	1,7664	1,0004	0,2609	0,1237	306	cv
Etage8	D2	2,0203	1,1103	0,2539	0,1099	306	cv
Terrasse	D1	2,2631	1,2030	0,2428	0,0977	306	cv

Tableau IV-6: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500}$

$$f = \frac{3162}{500} = 6,324 \text{ cm}$$

f : La flèche admissible.

H: hauteur total.

Déplacement maximal dans le sens x-x :

$\delta_{\max} = 0,2656 < f = 6,324$ condition vérifier.

Déplacement maximal dans le sens y-y :

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences de RPA

$\delta_{\max} = 0,1463 < f = 6,324$ condition vérifier.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

Ébauche uniquement

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VI.1.Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$ } [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)]. [13]

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

- . Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

VI.1.1Recommandations et exigences du RPA:

➤Combinaisons de calcul:

▪ Combinaisons de charges suivant le règlementBAEL91/modifiée99:

D'après le règlement **BAEL91**,le ferraillage se calcul suivant des situations ,à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons:

- $A l'ELU : 1,35G+1,5Q$
- $A l'ELS:G+Q$
- Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'action se considèrent pour la détermination des sollicitations de calcul sont:

$$\bullet G+Q\pm E$$

$$\bullet 0,8G\pm E$$

• **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003:**

-les armatures longitudinales doivent être haute adhérence, droites et dépourvues de crochets

-le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa).**

-le pourcentage maximal est de : **4 % en zones courantes.**

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de **12mm.**

-la longueur minimale des recouvrements est de: **40 (zone IIa).**

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: **25cm (zone IIa)**

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/ version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
7 ^{ème} 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	30x30	7.2	36	54
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35x35	9.8	49	73.5
4 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
RDC ; 1 ^{er} étage	50x50	20	100	150

Tableau. VI.1.1: les sections des armatures longitudinales.

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
RDC ; 1 ^{er} étage	50x50	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-2472.01	3.828
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	308.33	9.154
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-440.68	121.92
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	45x45	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-1860.04	14.336
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	48.42	2,627
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-304.23	132.545
4 ^{ème} étage	40x40	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-1361.28	18.748
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-9.75	62.472
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-243.18	100.274
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} étage	35x35	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-1123.31	16.587
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-19.63	1.063
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-401.45	-78.564
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	30x30	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-667.2	14.881
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	29.4	9.87
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-69.28	58.348

Tableau VI.1.2: Les efforts internes dans les poteaux

VI.1.2: Calcul des armatures:

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et une force de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'une force normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression «C» qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

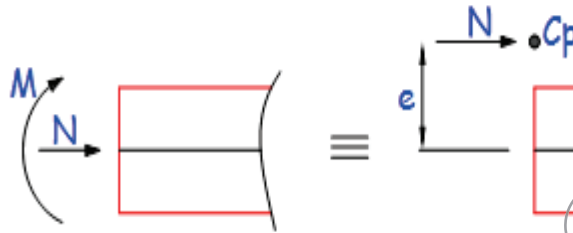


Figure VI.1.1 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

VI.1.2.1 Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

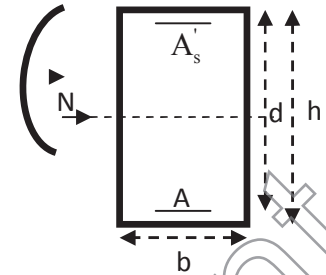
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$



Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

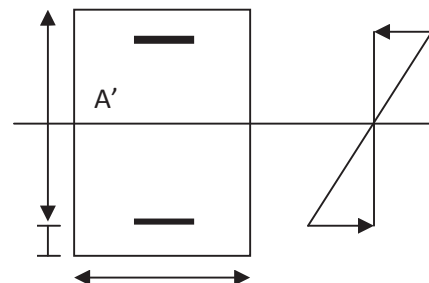
On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{aligned} A_f &= \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s = A_1 \frac{N_u}{\sigma_s} \\ A_s' = A' \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ 1er cas :

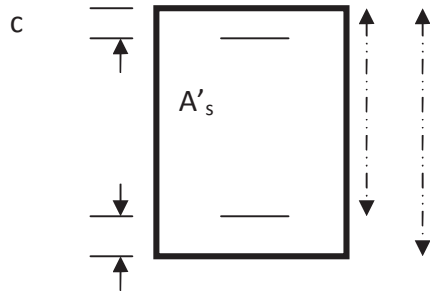
Si : $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' > 0$$

La section d'armature :

$$A_s' = \frac{M_f(d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} d \quad h$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} A_s'$$



➤ 2ème cas :

Si : $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$ la section est simplement armée

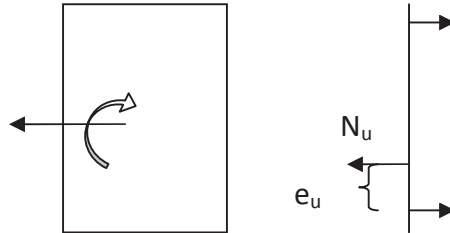
$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.2.2 Calcul des armatures principal :

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure:

Zone	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
------	----------------	-------	-------------	--------	---	--	--	---	------------

Zone 1 (50x50)	N_{min}-M_{corr}	-2472.01	3.828	SEC	0	0	20	24.12	12HA16
	N_{max}-M_{corr}	308.33	9.154	SEC	3.85	5.02	20		
	N_{corr}-M_{max}	-440.68	121.92	SPC	0	1.83	20		
Zone 2 (45x45)	N_{min}-M_{corr}	-1860.04	14.336	SEC	0	0	16.2	18.46	12HA14
	N_{max}-M_{corr}	48.42	2,627	SEC	0.51	0,88	16.2		
	N_{corr}-M_{max}	-304.23	132.545	SPC	0	5.72	16.2		
Zone 3 (40x40)	N_{min}-M_{corr}	-1361.28	18.748	SEC	0	0	12.8	13.56	12HA12
	N_{max}-M_{corr}	-9.75	62.472	SPC	0	4.86	12.8		
	N_{corr}-M_{max}	-243.18	100.274	SPC	0	5.21	12.8		
Zone 4 (35x35)	N_{min}-M_{corr}	-1123.31	16.587	SEC	0	0	9.8	10.68	4HA12 + 4HA14
	N_{max}-M_{corr}	-19.63	1.063	SEC	0	0	9.8		
	N_{corr}-M_{max}	-401.45	-78.564	SPC	3.12	0	9.8		
Zone 5 (30x30)	N_{min}-M_{corr}	-667.2	14.88	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	N_{max}-M_{corr}	29.4	9.87	SPC	0	1.5	7.2		
	N_{corr}-M_{max}	-69.28	58.348	SPC	0	3.38	7.2		

Tableau VI.1.3: Calcul des armatures pour les poteaux

VI.1.2.3. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.
- **Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)**

➤ **Le diamètre**

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.

$$Q_t = QL/3 \text{ (Selon BAEL 91 Art A8.1.3)}$$

$Q_t = 20/3 = 6,55$ soit ϕ 8mm

ϕ Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales :

- **Espacement des armatures transversales :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\phi ; 15cm)$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15cm) = \min(12 ; 15cm) \rightarrow S_t = 10 cm$$

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi$$

$$S_t \leq 15 \phi = 15 \times 1,2 = 18 cm \rightarrow S_t = 15cm$$

Avec : $\phi_L = 14 mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 cm$ en zone nodale

$S_t = 15cm$ en zone courante

➤ ρ_a coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{0.7 L_0}{b}$$

L_0 C'est la hauteur du Poteau

b c'est la base du poteau

niveau	Section (cm²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	l'élancement géométrique λ_g
RDC	Zone 1 (50x50)	19.54	5.71
1 ^{ère} étage	Zone 1 (50x50)	19.54	4.284
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	Zone 2 (45x45)	21.52	4.76
4 ^{ème} étage	Zone 3 (40x40)	21.62	5.355
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	Zone 4 (35x35)	26.23	6.12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	Zone 5 (30x30)	26.3	7.14

Tableau VI.1.4 : Calcul de l'élancement géométrique λ_g

$$\Delta g = \frac{l_f}{i} \text{ (BAEL 91 Art: B8.4.1)}$$

➤ **Poteau RDC (50x50)**

$$\lambda_g = 5.71 \quad \text{donc } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 19.54$ KN

- **En zone nodale : $S_t = 10$ cm**

$$A_t = \frac{2.5 \times 19.54 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 24.425 \text{ mm}^2$$

- En zone courante $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 19,54 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 24,425 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau 1^{er} étage (50×50)**

$\lambda_g = 4,284$ donc $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 19,54 \text{ KN}$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 19,54 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 36,65 \text{ mm}^2$$

- En zone courante $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 19,54 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 36,65 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (45×45)**

$\lambda_g = 4,76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 21,52 \text{ KN}$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 21,52 \times 10^3}{450 \times 400} 100 = 44,83 \text{ mm}^2$$

- En zone courante $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 21,52 \times 10^3}{450 \times 400} 100 = 44,83 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (40×40)**

$\lambda_g = 5,355 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 21,62 \text{ KN}$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 21,62 \times 10^3}{400 \times 400} 100 = 33,78 \text{ mm}^2$$

- En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 21.62 \times 10^3}{400 \times 400} 150 = 50.67 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (35×35)**

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 26.23 \text{ KN}$

- **En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 21.62 \times 10^3}{350 \times 400} 100 = 38.60 \text{ mm}^2$$

- **En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 21.62 \times 10^3}{350 \times 400} 150 = 57.91 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (30×30)**

$$\lambda_g = 7.14 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 26.3 \text{ KN}$

- **En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 26.3 \times 10^3}{300 \times 400} 100 = 54.8 \text{ mm}^2$$

- **En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$**

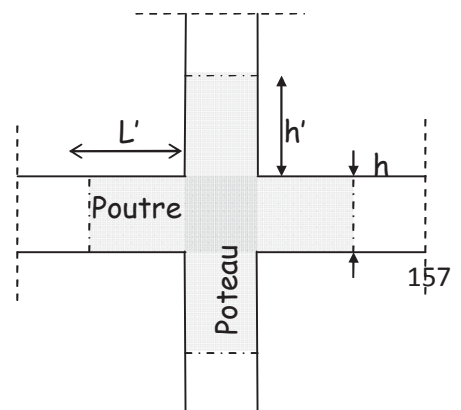
$$A_t = \frac{2,5 \times 26.3 \times 10^3}{300 \times 400} 150 = 82.18 \text{ mm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



❖ **Poteaux (50 x 50)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (61.33; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

$$\text{pour le premier étage : } h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (45x 45)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (44.33; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (44.33; 35; 35; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (30 x 30) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 30; 30; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (44.33; 30; 30; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

VI.1.3: Vérifications à l'ELU :**a). Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article 7.4.2.2)**

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_l$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_l$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

poteau	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b} = \%$	Zones	$A_t^{\min} = \%$ $S_t \times b_l$	Acalculé (cm ²)	Achoi (cm ²)	Vérification $A_{\min} < A_{choi}$
50x50 RDC	5.71	0.3	nodale	1,5	0.244	4Ø8=2.01	Cv
			courante	1.5	0.244	4Ø8=2.01	
50X50 1 ^{er} etage	4.284	0.402	nodale	2	0.366	4Ø8=2.01	Cv
			courante	2	0.366	4Ø8=2.01	
45x45	4.76	0,36	nodale	1.62	0.448	4Ø8=2.01	Cv
			courante	1.62	0.448	4Ø8=2.01	
40X40	5.355	0,3	nodale	1,2	0.338	4Ø8=2.01	Cv
			courante	1,8	0,51	4Ø8=2.01	
35X35	6.12	0.3	nodale	1.05	0.386	4Ø8=2.01	Cv
			courante	1.575	0.58	4Ø8=2.01	
30X30	7.14	0.3	nodale	0.9	0.55	4Ø8=2.01	Cv
			courante	1.35	0.822	4Ø8=2.01	

Tableau VI.1.5 : Vérification de la section des armatures transversales

b) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

niveau	poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
--------	--------	-------	-------	--------	-------------	----------	----------	-------------------	---

RDC	50x50	0.5	0.45	19.54	5.71	0.075	0.082	1.875	Cv
1 ^{er} étage	50x50	0.5	0.45	19.54	4.284	0.04	0,082	1	Cv
2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	45x45	0.45	0.40	21.52	4.76	0.04	0.113	1	CV
4 ^{eme}	40x40	0.4	0.35	21.62	5.355	0.075	0.144	1.875	CV
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	35x35	0.35	0.30	26.23	6.12	0.075	0.231	1.875	CV
7 ^{eme} ; 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30x30	0.30	0.25	26.3	7.14	0.075	0.32	1.875	CV

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes tangentielles

c). Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence , $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

-Pour les HA 20 : $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70,546 \text{ cm}$ soit $L_s = 75 \text{ cm}$

-Pour les HA 16 : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$ soit $L_s = 60 \text{ cm}$

-Pour les HA 14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$ soit $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour les HA 12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$ soit $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0,4 L_s** pour les aciers **HA**.

-Pour les Ø 20 : $L_a = 30 \text{ cm}$

-Pour les Ø 16 : $L_a = 24 \text{ cm}$

-Pour les Ø 14 : $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour les Ø 12 : $L_a = 18 \text{ cm}$

d) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : $l_r > 40 \times \text{en zone IIa}$

. Pour les HA 20 : $l_s = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$. → on adopte **$L_r = 80 \text{ cm}$**

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$. → on adopte **$L_r = 65 \text{ cm}$**

. Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$. → on adopte **$L_r = 60 \text{ cm}$**

. Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$. → on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

VI.1.4 : Vérifications à l'ELS

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_s (cm)	OBS	A_{\min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	$A_{\min} \leq A_{\text{adp}}$
50x50	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-361.82	-1.02	0.27	SEC	7.026	24.12	CV
	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-1793.45	2.76	-0.16	SEC	6.89		CV
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-765.28	38.92	-5.01	SEC	6.87		CV
45x45	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-242.12	-0.606	0.25	SEC	5.55	18.46	CV
	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-1352.31	10.37	-0.76	SEC	5.53		CV

	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-561.42	30.263	-5.4	SEC	5.51		CV
40x40	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-174.92	-0.45	0.26	SEC	4.35	13.56	CV
	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-990.28	13.63	-1.3	SEC	4.19		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	459.15	23.33	5.01	SEC	4.14		CV
35x35	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	91.62	-0.221	0.24	SEC	3.286	10.68	CV
	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-816.96	12.032	1.47	SEC	3.317		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-284.62	27.12	9.6	SEC	3.368		CV
30x30	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-6.01	0.265	4.41	SEC	2.5	9.04	CV
	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-485.7	10.8	2.22	SEC	2.41		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-81.3	27.7	34.07	SPC	2.2		CV

Tableau VI.1.7 : vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
Conclusion :

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zones	niveau	section	Armatures longitudinales
Zone 1	,RDC 1 ^{er} étage	50x50	12HA16
Zone 2	2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,étage	45x45	12HA14

Zone 3	4 ^{ème} , étage	40x40	12HA12
Zone 4	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35x35	4HA14+4HA12
Zone 5	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	30x30	8HA12

Tableau VI.1.8 : Ferrailage final des poteaux

Ébauche uniquement

VI.2 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (**ELU**), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (**ELS**).

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right\} \quad \textbf{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{array} \right\} \quad \textbf{RPA}$$

Le ferrailage se fera suivant le moment **max** pour chaque zone (travée, appuis). En suite on Effectuera les vérifications à l'**ELU**, à l'**ELS** et au **RPA99**.

Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.21)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- **Le pourcentage total minimum**

$$A_{min}=0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section}$$

-Poutres principales de (30x45) :

$$A_{min}= 0.005 \times 30 \times 45=6.75 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires de (25x40) :

$$A_{min}= 0.005 \times 25 \times 40=5 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage total maximum**

$$A_{max}=4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max}=6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

- **Poutres principales (30x45) :**

$$A_{max}=0.04 \times 30 \times 45 =54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max}=0.06 \times 30 \times 45 =81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Poutres secondaires (25x40) :**

$$A_{max}=0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max}=0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Etape de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 & \text{si} & \quad t \geq 24 \text{ h} \\ \theta &= 0.9 & \text{si} & \quad 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta &= 0.85 & \text{si} & \quad t < 1 \text{ h} \end{aligned}$$

1er cas:

Si $\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

la section d'acier tendue

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

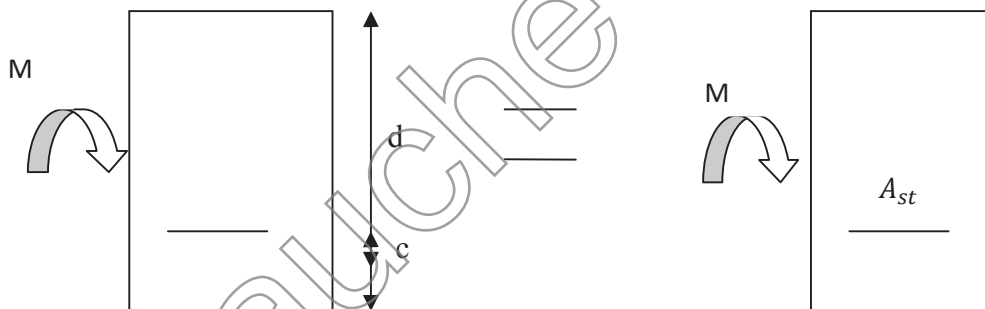


Figure VI-2-1 : Disposition des armatures SSA

d: distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2eme cas:

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA) .

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

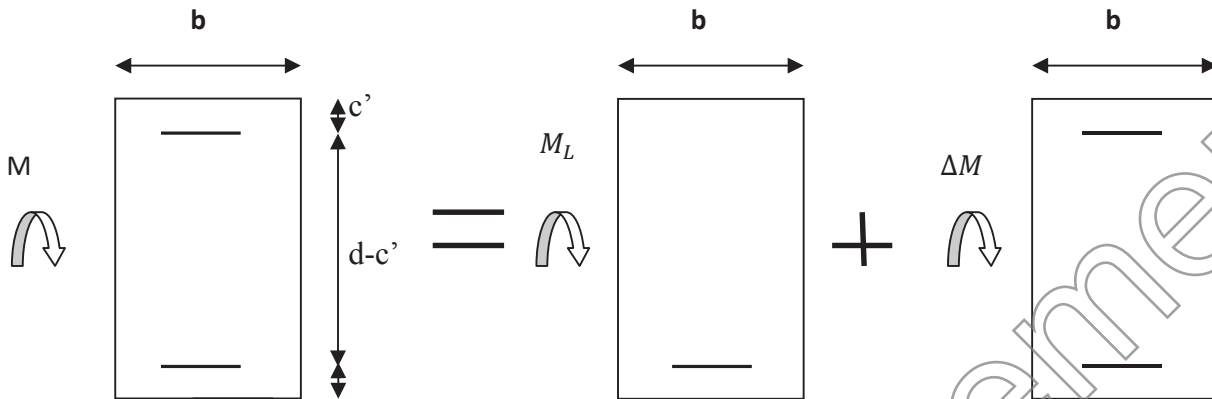


Figure VI-2-2: Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d+c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d+c')\sigma_s}$$

Remarque :

On opte pour le même ferraillage pour les poutres principales, secondaires, et la poutre palières pour tout les niveaux.

situations	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI-2-1 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Exemple de calcul

1- Armatures longitudinal :

Poutres principales (30x45) : $A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$

Travée : $M_{max} = 82.78 \text{ Kn.m} \Rightarrow \text{à L'ELU}$

$$\text{Moment réduit : } \mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{82.78 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.110 < 0.392$$

⇒ SSA

$$\mu_b = 0.110 \Rightarrow \beta = 0.942$$

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{82.78 \times 10^3}{0.942 \times 42 \times 348} = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{min}$$

$$A_{adoptée} = 3HA12 + 3HA14 = 3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 10cm

Appuis : $M_{max} = 148.567 \text{ Kn.m}$ ⇒ à L'ELA

$$\text{Moment réduit : } \mu_b = \frac{Mu^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{148.567 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18.48} = 0.151 < 0.392$$

⇒ SSA

$$\mu_b = 0.151 \Rightarrow \beta = 0.9175$$

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{Mu^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{148.567 \times 10^3}{0.9175 \times 42 \times 400} = 9.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3HA14 + 3HA16 = 4.62 + 6.03 = 10.65 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 10cm

Poutres secondaires (25x40) : $A_{min} = 5 \text{ cm}^2$

Travée : $M_{max} = 62.884 \text{ Kn.m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.884 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.129 < 0.392$$

⇒ SSA

$$\mu_b = 0.129 \Rightarrow \beta = 0.9305$$

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{62.884 \times 10^3}{0.9305 \times 37 \times 348} = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3HA12 + 3HA14 = 3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 10cm

Appuis : $M_{max}=97.712 \text{ Kn.m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{97.712 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 18.48} = 0.154 < 0.392$$

\Rightarrow SSA

$$\mu_b=0.154 \Rightarrow \beta = 0.916$$

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{97.712 \times 10^3}{0.916 \times 37 \times 400} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3HA12+3HA14=3.39+4.62=8.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 10cm

2- Armatures vertical :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \quad (\text{RPA 7.5.2.2})$$

Poutre	S_t (cm)			A_t (cm ²)	Ferrailage
Poutre Principale (30x45)	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min(11.25; 19.2)$	10	0.9	4 HA 8 2,01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	$S_t \leq 22.5$	20	1.8	
Poutre Secondaire (25x40)	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min(10; 16.8)$	10	0.75	4 HA 8 2,01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	$S_t \leq 17.5$	15	1.125	

Tableau VI-2-2: Calcul des armatures transversales à l'ELU.

Vérifications à l'ELU :

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

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

Poutre principales

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 42 \cdot 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutre secondaires

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot 25 \cdot 37 \cdot 2.1}{400} = 1.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5/BAEL91 modifiées 99)

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état Ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

$T_{u\max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre principale : $\tau_u = \frac{72.05 \cdot 10^3}{300 \cdot 420} = 0.571 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{79.78 \cdot 10^3}{250 \cdot 370} = 0.86 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_{u\max} \leq \overline{T}_{u\max} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principales :

$$\overline{T}_{u\max} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot 0.30 \cdot 0.42 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 756 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 72.05 \text{ KN} < \overline{T}_{u\max} = 756 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaires:

$$\overline{T}_{u\max} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot 0.25 \cdot 0.37 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 555 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 79.78 \text{ KN} < \overline{T}_{u\max} = 555 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiée 99 Art A5.1.32)

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}\right) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}\right)$$

- **Poutres principales** : $M_u=148.567\text{KN.m}$

$$72.05 - \frac{148.567}{0,9 \cdot 0,42} = -320.98 < 0$$

- **Poutres secondaires**: $M_u=97.712\text{ KN.m}$

$$79.78 - \frac{97.712}{0,9 \cdot 0,37} = -213.64 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**
(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,3)

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U}$$

Avec ΣU : le périmètre des aciers

$$\Sigma U = n\pi\phi$$

Poutres principales :

$$\Sigma U = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = (3 \times 3,14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.05 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 420 \cdot 28.6} = 0.67 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$\Sigma U = 3HA12 + 3HA14 = (3 \times 3.14 \times 1.2) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79.78 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 370 \cdot 244.92} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL91 Art A6-1.2.1)**

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.

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_{s^2} \cdot f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_s = 46.38 \text{ cm}$

Pour $\phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

Pour $\phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$

Pour $\phi 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm}$

Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

Et à partir des tableaux , on extrait les valeurs de β_1 et K_1

$$\text{La contrainte dans l'acier est } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec

A : armatures adoptées

- Les résultats des vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

➤ Poutres principales :(30x45)

		$\underline{M}_s(\text{KN.m})$	$\underline{A}_s(\text{ELU})$	ρ	β_1	\underline{K}_1	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
PP	Appuis	148.78	10.65	0.845	0.869	26.17	382.75	14.62	15	OK
	Travées	82.78	8.01	0.635	0.883	27.73	278.66	10.04	15	OK

Tableau VI-2-3: Vérifications des ferrailages des poutres principales à l'ELS

➤ Poutres secondaires :(25x40)

		$\underline{M}_s(\text{KN.m})$	$\underline{A}_s(\text{ELU})$	ρ	β_1	\underline{K}_1	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
PP	Appuis	97.712	8.01	1.186	0.852	28.78	386.44	13.42	15	OK
	Travées	62.884	8.01	1.186	0.852	28.78	341.27	11.85	15	OK

Tableau VI-2-4: Vérifications des ferrailages des poutres secondaires à l'ELS

- **État limite de déformation (flèche) :(Art B.6.5.1 BAEL91)**

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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

- **Sens (xx) : $f=0.2656$ cm**

La flèche admissible : $\bar{f}=\frac{L}{500}$

$$f=0.2656 \text{ cm} < \bar{f}=\frac{L}{500}=\frac{475}{500}=0.95 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

- **Sens (yy) : $f=0.1463$ cm**

La flèche admissible : $\bar{f}=\frac{L}{500}$

$$f=0.1463 \text{ cm} < \bar{f}=\frac{L}{500}=\frac{490}{500}=0.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

⇒ **La flèche est vérifiée.**

VI.3. Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- Zone I : RDC , étage 1
- Zone II: Etage , 2, 3
- Zone III : Etage 4 .
- Zone III : Etage 5, 6
- Zone VI : Etage 7, 8 et terrasse.

Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{selon BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

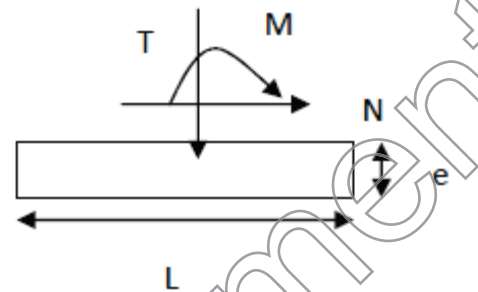
$$\text{Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

1. Exposé de la méthode :

Méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad (\text{compression})$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \quad (\text{traction})$$



Avec :

B : section du voile. $B = L \times e$

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V = V'$: bras de levier du voile : $V = \frac{L_{voile}}{2}$

a- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t}$$

b- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

c- calcul de la longueur : (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

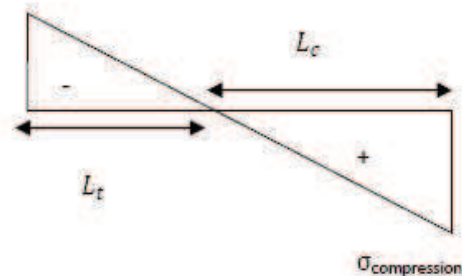
Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC).
- Section partiellement comprimé (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

$\sigma_{traction1}$

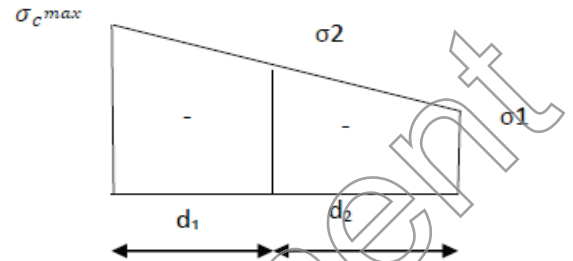


2. Armatures verticales :➤ entièrement comprimée (SEC) :a. effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d . e$$

Avec : e : épaisseur du voile



$$A_{vt} = \frac{N_i - \beta \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

B : section du voile

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton

c. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots (\text{Art A.8.1.21 BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \dots \dots \dots (\text{Art A.8.1.21 BAEL91 modifiées 99}).$$

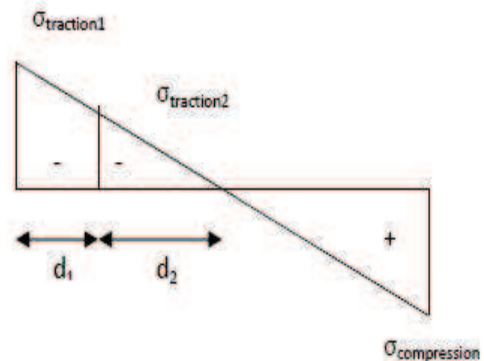
➤ Section partiellement comprimée (SPC) :a. Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} d . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} d . e$$

b. Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

c. Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1).

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (\text{Condition non fragilité BAEL Art 4.2.1})$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \dots \dots \dots (\text{Section min du RPA Art 7.7.4.1})$$

$$\text{Donc} \quad A_{min} \geq \max \left[\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B \right]$$

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

a. **effort normal :**

$$\begin{aligned} N_1 &= \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e \\ \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{b} d.e \end{array} \right. \\ N_2 &= \end{aligned}$$

b. **Section d'armature :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

c. **Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1).**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \dots\dots \text{(Condition non fragilité BAEL Art 4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \dots \text{(Section min du RPA Art 7.7.4.1)}$$

$$\text{Donc} \quad A_{min} \geq \max \left[\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B \right]$$

3- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4} \dots\dots \text{Exigence du BEAL 91 (Art A8.2.4/BAEL91 mod 99)}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$A_h \geq 0.15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile}$$

(Exigence du RPA99V2003 (Art 7.7.4.1/RPA99V2003))

$$A_h \geq 0.10 \% B \quad \text{zone courante}$$

-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.

Avec :

B : section du béton.

A_v : Section d'armature verticale

4- Armatures transversales :

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
- Elles relient 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 de surface.

5- Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6- Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

7- Disposition constructives :

a. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min \{ 1.5 e ; 30 \text{ cm} \}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Avec :

e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Longueur de recouvrement :

Elle doit être égale à :

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

c. **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

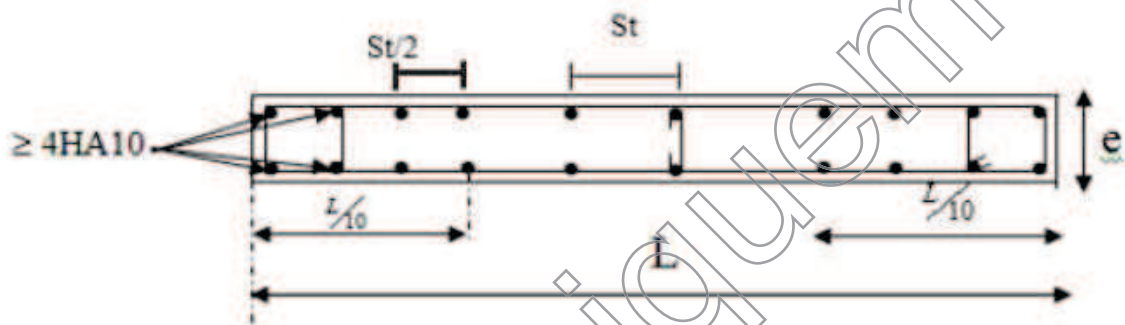


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Pour cet état, on considère $N_s = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier» :**

➤ D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b = \frac{V}{e.d} \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

e : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).

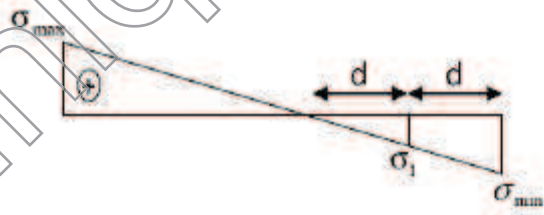
$$\overline{\tau_u} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Exemple de calcul : (voile VL1 du RDC) :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de longueur $L = 2.5\text{m}$ (Zone I) et d'épaisseur $e = 0.2\text{m}$.

$$B = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 5695,18 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -8790,69 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$



• Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile VY3 qui sont comme suit :

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$L_c = \frac{5695,18}{5695,18 + 8790,69} \times 2.25 = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{Donc } L_t = L - L_c = 2.25 - 0.88 = 1.37 \text{ m}$$

• Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{4.08}{2}, \frac{2}{3} \times 0.88 \right) = 0.593$$

On prend : $d = 0.593$

- **Calcul de σ_1 : (théorème des deux triangles semblable)**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{8790.69(1.37 - 0.593)}{1.37} = 4974.919 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e = \frac{4974.919 + 8790.69}{2} \times 0.593 \times 0.2 = 815.86 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{815.86}{34.8} = 23.44 \text{ cm}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 294.853 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{294.853}{34.8} = 8.46 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u = 1.4 \times 363.46 = 508.844 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 508.844 \times 10}{400} = 13.99 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{1} + \frac{A_{vj}}{4} = 26.93 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.97 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

- **Armatures minimales :**

Donc $A_{\min} \geq \max \left[\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B \right] = [6.22 ; 3.15] = 6.22 \text{ cm}^2$

$$A_{v1} = 23.44 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On doit ferrailer avec } A_{v1}$$

$$A_{v2} = 8.46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On doit ferrailer avec } A_{v2}$$

- **Armatures verticales adoptée /nappe /bande :**

Bande 1 = $28.15 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA } 16$ par nappe avec un espacement $S_t = 10\text{cm}$

Bande 2 = 15.39 cm^2 5HA12 par nappe avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

Vérification des contraintes :

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Pour cette état, on considère $N_s = G+Q = 4393.9 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = 10.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier» :**

➤ D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 363.46 \times 10}{20 \times 0.9 \times 225} = 1.256 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

➤ D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \overline{\tau}_u$$

$\overline{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pour la fissuration préjudiciable .}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{363.46 \times 10}{20 \times 0.9 \times 225} = 0.897 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

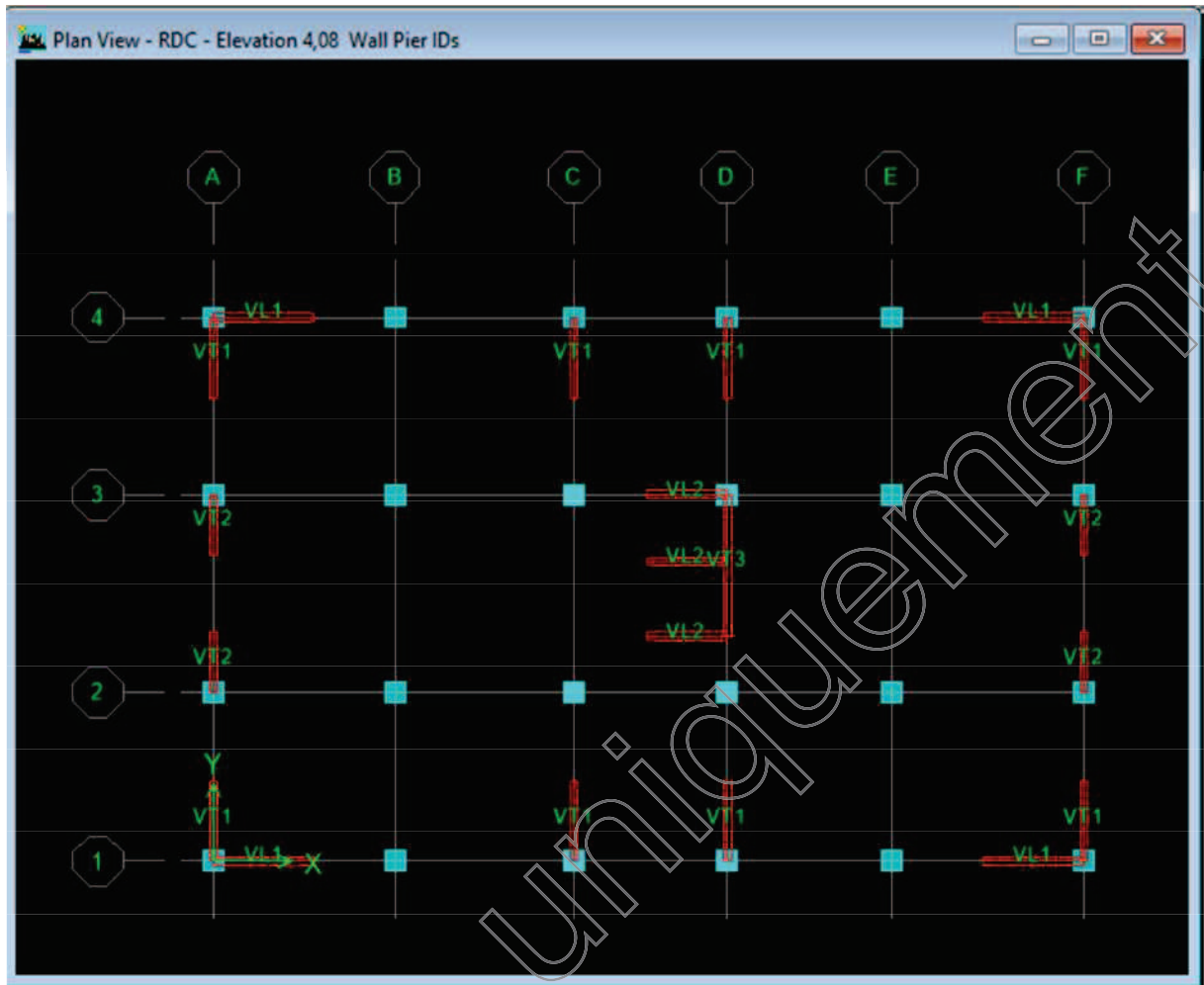


Figure VI.3.2 : Disposition des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,25	2,275	2,3	2,325	2,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m²)	0,45	0,455	0,46	0,465	0,47	
	σ_{max} [KN/m²]	5695,18	1792,61	659,28	587,35	795,06	
	σ_{min} [KN/m²]	-8790,69	-4289,95	-2805,69	-2332,6	-2011,93	
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kN)	363,46	279,68	223,59	208,45	157,05	
	Ld(m)	1,37	1,60	1,86	1,86	1,68	
	Lc(m)	0,88	0,67	0,44	0,47	0,67	
	d (m)	0,593	0,449	0,293	0,313	0,446	
	σ_1 [KN/m²]	4974,919	3088,901	2363,972	1939,076	1479,240	
N (kN)	N1	815,86	331,47	151,58	133,85	155,69	
	N2	294,853	356,864	370,948	299,390	183,191	
	Av1	23,44	9,53	4,36	3,85	4,47	
Av (cm²)	Av2	8,47	10,25	10,66	8,60	5,26	
	Avj (cm²)	13,99	10,77	8,61	8,03	6,05	
A (cm²)	A1=Av1+Avj/4	26,94	12,22	6,51	5,85	5,99	
	A2=Av2+Avj/4	11,97	12,95	12,81	10,61	6,78	
	Amin (cm²)	6,22	4,72	3,08	3,29	4,68	
Av adopté (cm²)	Bande1	31,42	15,39	11,31	11,31	11,31	
	Bande 2	15,39	15,39	15,39	11,31	11,31	
Choix des barres	Bande1	2 x 5HA20	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12	
	Bande 2	2 x 5HA14	2 x 5HA14	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 5HA12	
St (cm)	Bande1	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	
	Bande 2	24 cm	24 cm	24 cm	24 cm	24 cm	
	AHmin=0,0015*B (cm2)/bande	4,10	4,81	5,59	5,57	5,05	
AH /nappe (cm²)	11,70	7,81	7,81	6,79	6,79		
	7HA14	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12		
Choix des barres/nappe (cm²)	(A=10,78cm²)	A=7,92cm²	A=7,92cm²	A=7,92cm²	A=7,92cm²		
ep =20cm		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	Armature transversal						
	contrainte	τ_u (MPa)	0,897	0,683	0,540	0,498	0,371
		τ_b (MPa)	1,256	0,956	0,756	0,697	0,520
		Ns (kN)	988,22	831,41	658,19	571,77	359,58
	ELS	σ_b (MPa)	1,90	1,66	1,30	1,13	0,70

Tableau VL3.1: Ferraillage de voile VL1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
	σ_{max} [KN/m ²]	3590,4	647,42	276,62	193,58	928,05
	σ_{min} [KN/m ²]	-7512,35	-3854,96	-2697,1	-2357,2	-1785,4
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Sollicitations de calcul	V _u (kN)	295,14	194,61	179,18	170,15	137,15
	L _d (m)	1,29	1,63	1,72	1,76	1,25
	L _c (m)	0,61	0,27	0,18	0,14	0,65
	d (m)	0,861	4,090	1,155	1,176	0,838
	σ_1 [KN/m ²]	2479,076	1272,137	890,043	777,876	589,182
	N (kN)					
		N ₁	860,60	558,83	414,17	368,81
		N ₂	105,173	68,293	50,615	45,071
		A _{v1}	24,73	16,06	11,90	10,60
		A _{v2}	3,02	1,96	1,45	1,30
			11,36	7,49	6,90	6,55
		A _{vj} (cm ²)	27,57	17,93	13,63	12,24
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	5,86	3,84	3,18	2,93
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	9,04	11,44	12,12	12,35
		A _{min} (cm ²)	28,15	21,55	15,83	15,83
Ferrailage des voiles	A _v adopté (cm ²)	9,05	9,05	9,05	9,05	9,05
	Choix des barres	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA12	2 x 7HA12	2 x 7HA12
		Bande1				
		Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
		A _{Hmin} =0,0015*B (cm ²)/bande	3,86	4,88	5,17	5,27
		A _H /nappe (cm ²)	9,30	7,65	6,22	6,22
	Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
	ep =20cm	A=10,05cm ²	A=10,05cm ²	A=10,05cm ²	A=10,05cm ²	A=10,05cm ²
	Armature transversal	4 Epingles HA8				
		τ_u (MPa)	0,863	0,569	0,524	0,498
		τ_b (MPa)	1,208	0,797	0,733	0,697
		N _s (kN)	936,51	753,25	607,35	533,89
		σ_b (MPa)	2,15	1,77	1,46	1,28
Tableau VI.3.2: Ferrailage de voile VL2						
Vérification des contraintes	contrainte					
	ELS					

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,775	1,8	1,825	1,85
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,35	0,355	0,36	0,365	0,37
	σ_{max} [KN/m ²]	3098,98	983,13	1002,68	1982,06	3871,36
	σ_{min} [KN/m ²]	-7041,19	-6195,32	-4962,36	-4536,09	-4854,5
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Sollicitations de calcul	V_u (kN)	284,04	323,47	315,33	310,67	311,65
	L_d (m)	1,22	1,53	1,50	1,27	1,03
	L_c (m)	0,53	0,24	0,30	0,55	0,82
	d (m)	0,608	0,766	0,749	0,635	0,515
	σ_1 [KN/m ²]	3520,595	3097,660	2481,180	2268,045	2427,250
	N (kN)	641,72	711,80	557,31	432,08	374,73
		213,907	237,266	185,770	144,026	124,909
	A_v (cm ²)	16,04	17,79	13,93	10,80	9,37
		5,35	5,93	4,64	3,60	3,12
	A_{vj} (cm ²)	10,94	12,45	12,14	11,96	12,00
Ferrailage des voiles	A (cm ²)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$		
		18,78	20,91	16,97	13,79	12,37
	A_v adopté (cm ²)	8,08	9,05	7,68	6,59	6,12
		6,38	8,04	7,86	6,67	5,40
		21,55	21,55	21,55	15,83	15,83
Vérification des contraintes	Choix des barres	Bande 1		Bande 2		
		2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12	2 x 7HA12
	S_t (cm)	Bande 1		Bande 2		
		2 x 3HA14	2 x 3HA14	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	$A_{Hmin} = 0.0015 * B$ (cm ²)/bande	Bande 1		Bande 2		
		10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
	A_B /nappe (cm ²)	Bande 1		Bande 2		
		12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
	Choix des barres/nappe (cm ²)	Bande 1		Bande 2		
		3,65	4,60	4,49	3,81	3,09
Tableau VI.3.3: Ferrailage de voile VT1	A_B /nappe (cm ²)	Bande 1		Bande 2		
		5,39	5,39	5,39	3,96	3,96
	Choix des barres/nappe (cm ²)	Bande 1		Bande 2		
		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	$e_p \geq 20cm$	Bande 1		Bande 2		
		A=5,65cm ²	A=5,65cm ²	A=5,65cm ²	A=5,65cm ²	A=5,65cm ²
	Armature transversal	Bande 1		Bande 2		
		4 Epingles HA8/m ²		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	Bande 1		Bande 2		
		0,902	1,012	0,973	0,946	0,936
ELS	τ_u (MPa)	Bande 1		Bande 2		
		1,262	1,417	1,363	1,324	1,310
	N_s (kN)	1567,49	1310,3	1078,61	965,84	621,99
		3,96	3,27	2,66	2,42	1,54

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,275	1,3	1,325	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,25	0,255	0,26	0,265	0,27
	σ_{max} [KN/m ²]	1333,31	9,09	26,7	1013,53	3694,98
Nature de la section	σ_{min} [KN/m ²]	-5142,69	-3443,82	-3390,9	-3735,21	-4588,89
	Vu (kN)	240,34	241,6	246,21	227,06	184,4
	Lu(m)	0,99	1,27	1,29	1,04	0,75
	Le(m)	0,26	0,00	0,01	0,28	0,60
Sollicitations de calcul	d (m)	0,496	0,636	0,645	0,521	0,374
	σ_1 [KN/m ²]	2571,345	1721,910	1695,450	1867,605	2294,445
	N ₁	382,86	328,45	328,03	291,96	257,38
	N ₂	127,622	109,483	109,343	97,321	85,794
	Av ₁	9,57	8,21	8,20	7,30	6,43
	Av ₂	3,19	2,74	2,73	2,43	2,14
	Avj (cm ²)	9,25	9,30	9,48	8,74	7,10
	A1=A _{o1} +A _{o2} /4	11,88	10,54	10,57	9,48	8,21
	A2=A _{o2} +A _{o1} /4	5,50	5,06	5,10	4,62	3,92
	Amin (cm ²)	5,21	6,68	6,77	5,47	3,93
Ferrailage des voiles	Av adopté (cm ²)	12,88	12,88	12,88	12,88	12,88
	Bande1	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
	Bande2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	Bande1	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	Bande2	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
	Bande1	14 cm	14 cm	14 cm	14 cm	14 cm
	Bande2	2,98	3,81	3,87	3,13	2,24
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande	3,22	3,22	3,22	3,22	3,22
	A _H /nappe (cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	Choix des barres/nappe (cm ²)	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²
Vérification des contraintes	Armeture transversal	4 Epingles HA8				
	τ_u (MPa)	1,068	1,053	1,052	0,952	0,759
	τ_o (MPa)	1,495	1,474	1,473	1,333	1,062
	N _s (kN)	692,41	574,32	467,34	419,53	273,02
	σ_b (MPa)	2,48	2,02	1,61	1,42	0,91
	ELS	Tableau VI.3.4: Ferrailage de voile VT2				

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,25	3,275	3,3	3,325	3,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,65	0,655	0,66	0,665	0,67
	σ_{max} [KN/m ²]	1968,46	223,36	566,93	244,27	267,13
	σ_{min} [KN/m ²]	-5617,68	-3280,1	-2197,98	-1842,75	-1476,49
Sollicitations de calcul	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)		832,47	543,79	460,9	248,58
	Lu(m)		2,41	3,07	2,62	2,94
	Le(m)		0,84	0,21	0,68	0,39
	d (m)		1,612	2,054	1,758	1,967
	σ_1 [KN/m ²]		1853,834	1082,433	725,333	608,108
	N (kN)	N ₁	1204,77	896,22	513,82	482,09
		N ₂	147,233	109,526	62,793	58,915
	Av (cm ²)	AV1	34,62	25,75	14,76	13,85
		AV2	4,23	3,15	1,80	1,69
Ferrailage des voiles	Avj (cm ²)		32,05	28,45	20,94	17,74
	A (cm ²)	A1=A _{or} +A _{vj} /4	42,63	32,87	20,00	18,29
		A2=A _{or} +A _{vj} /4	12,24	10,26	7,04	6,13
	Amin (cm ²)		16,93	21,57	18,46	20,65
	Av adopté (cm ²)	Bande1	43,98	43,98	21,55	21,55
		Bande 2	12,32	12,32	9,05	9,05
	Choix des barres	Bande1	2 x 7HA20	2 x 7HA20	2 x 7HA14	2 x 7HA12
		Bande 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	St (cm)	Bande1	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm
		Bande 2	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Vérification des contraintes	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,22	9,20	7,87	8,81
	A _H /nappe (cm ²)		14,08	14,08	7,65	7,65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
	ep =20cm		A=14,08cm ²	A=14,08cm ²	A=14,08cm ²	A=14,08cm ²
	Armature transversal		4 Epingles HA8			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,423	1,254	0,915	0,770
		τ_b (MPa)	1,992	1,755	1,282	1,078
	ELS	N _s (kN)	1572,9	1294,88	1032,24	900,34
		σ_b (MPa)	2,14	1,75	1,46	1,27
	Tableau VL3.5: Ferrailage de voile VT3					

VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

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.

b. 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.

2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

3. Fondation

1) Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

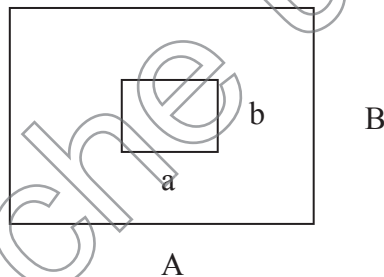


Fig.VII. 1 : homothétie les figures

❖ Exemple

$$N_{ser} = 1793.45 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad B = 3 \text{ m}$$

❖ **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes**a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants (voile longitudinale) :

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = B.L$ (m ²)
1	938.35	2.5	1.9	4.75
2	988.22	2.5	2	5
3	901.93	2	2.3	4.6
4	897.09	2	2.25	4.5
5	936.51	2	2.35	4.7
6	910.66	2.5	1.85	4.625
7	913.69	2.5	1.85	4.625
Totale =				32.8

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles longitudinale

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 32.8\text{m}^2$

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = B.L$ (m ²)
1	792.35	2	2	4
2	683.64	1.5	2.3	3.45
3	687.06	1.5	2.3	3.45
4	754.44	2	1.9	3.8
5	1567.49	2	3.95	7.9
6	1332.16	2	3.35	6.7
7	1178.53	2	3	6
8	1572.9	3	2.65	7.95
9	1467.04	2	3.7	7.4
10	727.27	2	1.85	3.7
11	692.41	1.5	2.35	3.525
12	686.82	1.5	2.3	3.45
13	764.61	2	1.95	3.9
Totale =				65.225

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles transversal

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 65.225m^2 + 32.8$

$$S_v = 98.025 m^2$$

Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

La longueur totale de la semelle est de **13.5m**.

- **Détermination de la largeur “B” :**

Les différentes sollicitations revenant à chaque point d'appui ainsi que les longueurs par rapport au point “1” sont résumées dans le tableau suivant :

Poteaux	N_{ser}	M_i	L_i	$N_{ser} \times L_i$
1	880.69	-9.498	-6.75	-5944.65
2	1752.99	-3.418	-2.55	-4470.13
3	1793.45	2.759	2.35	4214.61
4	878.22	10.406	6.75	5927.98
Somme	5305.35	0.249	/	-272.185

Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

- **Calcul du centre de pression «par rapport au point d'appui 1» :**

$$C_p = \frac{\sum M_s / 1}{\sum N_s} = \frac{\sum N_i \times L_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$C_p = \frac{-272.185 + 0.249}{5305.35} = -0.0513 \text{ m}$$

- **Calcul de l'excentricité “ e_s ” :**

$$e_s = |C_G - C_p| = |0 + 0.0512| = 0.0512 \text{ m}$$

$$\frac{L_t}{6} = \frac{13.5}{6} = 2.25 \text{ m}$$

$$e_s < \frac{L_t}{6}$$

Répartition triangulaire trapezoidale .

• **Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:**

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{ce que donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right)$$

$$B \geq \frac{5305.5}{200 \times 13.5} \left(1 + \frac{3 \times 0,0512}{13.5} \right) = 2 \text{ m}$$

On adopte une largeur **B = 2 m**.

Surface totale (filantes + voiles) :

$$S_s = S_{\text{sous poteaux}} + S_{\text{sous voiles longitudinale}} = 2 \times 13.5 \times 6 + 32.8 = 194.8 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_t = 21.6 \times 13.5 = 291.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{194.8}{291.6} = 66.8 \%$$

❖ **conclusion**

La surface totale des semelles représente 66.8% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_t$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

4. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A. Pré-dimensionnement du radier**i. Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

ii. Selon la condition forfaitaire**➤ Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 4.9 \text{ m} \quad 61.25 \text{ cm} \leq h \leq 98 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

➤ Sous poteaux**✓ La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 30 \text{ cm}$

✓ La nervure :**• La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 50 \text{ cm}$

➤ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4,90$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,9}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,1 \text{ m}$$

• Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 44 \leq b_n \leq 77$$

On prend : $b_n = 60 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 0,3 \text{ m}$

Nervure :

Hauteur $= 1,1 \text{ m}$

Largueur $b = 60 \text{ cm}$

B) Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 23471.32 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 4179.41 \text{ KN}$

a) Combinaisons d'actions :

✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 37955.4 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 27650.73 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37955.4}{1,33 \times 200} = 142.69 \text{ m}^2$$

✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27650.73}{1,33 \times 200} = 104 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 291.6 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 142.69 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 291.6 + 0,45 \times 2 \times (13.5 + 21.6) = 323.19 \text{ m}^2$$

B. Détermination des efforts à la base du radier :**Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$= (323.19 \times 0,3) \times 25 = 4039.88 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 2423.925 \text{ KN}}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,60 \times (1.1 - 0,30)) \times ((13.5 \times 6 + 21.6 \times 4))] \times 25 = 2008.8 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_n = 2008.8 \text{ KN.}}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (13.5 \times 0,6 \times 6) + (21.6 \times 0,6 \times 4) = 100.44 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(323.19 - 100.44) \times (0.9 - 0,3)] \times 20 = 2673 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 2673 \text{ KN}}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$= 323.19 \times 0,1 \times 25 = 807.98 \text{ KN. (ep = 10cm).}$$

$$\mathbf{P_{df} = 807.98 \text{ KN.}}$$

Poids totale du radier:

$$G_{\text{rad}} = 2423.925 + 2008.8 + 2673 + 807.98 = 7499 \text{ KN}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 23471.32 + 7499 = 30970.32 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 4179.41 + (3,5 \times 2423.925) = 12663.15 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 30970.32 + 1,5 \times 12663.15 = 60804.65 \text{ KN}$$

$$N_s = 42244.9 + 20319 = 43633.47 \text{ KN}$$

5. Vérifications**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$ ou $\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$

Avec : $b = 100 \text{ cm};$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm},$$

$$T_u^{\text{max}} = N_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{60804.65 \times 1}{323.19} \times \frac{4,9}{2} = 460.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{460.94}{1 \times 0.27} \times 10^{-3} = 1,707 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,707 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{21.6}{2} = 10.8 \text{ m};$$

$$Y_G = \frac{13.5}{2} = 6.75 \text{ m};$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 4428.675 \text{ m}^4;$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 11337.41 \text{ m}^4;$$

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) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

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

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

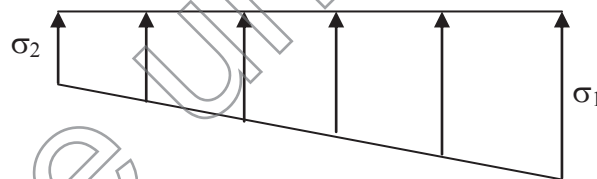


Fig.VII. 2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 66183.364 + (2283.77 \times 1.1) = 68695.511 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 49456.195 + (2994.87 \times 1.1) = 52750.552 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{60804.65}{323.19} \pm \frac{68695.511}{11337.41} \times 10.8$$

$$\sigma_1 = 253.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 220.86 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{43633.47}{323.19} \pm \frac{68695.511}{11337.41} \times 10.8$$

$$\sigma_1 = 200.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 69.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 167.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{60804.65}{323.19} \pm \frac{52750.552}{4428.675} \times 6.75$$

$$\sigma_1 = 268.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 107.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 228.34 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{43633.47}{323.19} \pm \frac{52750.552}{4428.675} \times 6.75$$

$$\sigma_1 = 215.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 54.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 175.21 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

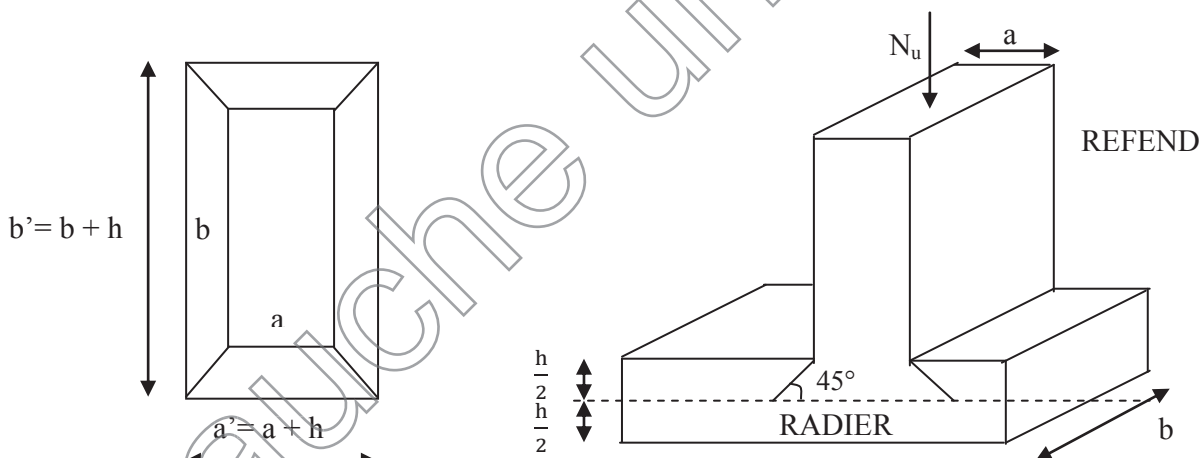


Fig. VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1,1) = 6,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1,1 \times 25000}{1,5} = 5280 \text{ KN}$$

$$N_u = 2472,01 \text{ KN} < \bar{N}_u = 5280 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 7001,83 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,1) = 6,8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,8 \times 2,65 \times 25000}{1,5} = 13515 \text{ KN}$$

$$N_u = 2153,56 \text{ KN} < \bar{N}_u = 13515 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6. Étude de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = \mu_X q_u L_X^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0Y} = \mu_Y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{4,9} = 0,92 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_X = 0,0438 \\ \mu_Y = 0,819 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 228.34 - \frac{7499}{323.19} = 205.14 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 175.21 - \frac{7499}{323.19} = 152 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = 0.0438 \times 205.14 \times 4.5^2 = 181.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.819 \times 181.95 = 149.02 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

2) Ferrailage

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 181.95$$

$$M_{ua} = 90.975 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 181.95$$

$$M_{ut} = 136.46 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{136.46 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.132$$

$$\mu_u = 0,132 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,132 \longrightarrow \beta_1 = 0,929$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{136.46 \times 10^3}{0,929 \times 27 \times 348} = 15.633 \text{ /ml}$$

Soit **8HA16/ml = 16.08 cm²** avec un espacement de **12.5 [cm]**✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90.975 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.088$$

$$\mu_u = 0,088 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,088 \longrightarrow \beta_1 = 0,954$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{90.975 \times 10^3}{0,954 \times 27 \times 348} = 10.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8HA14/ml = 12.31 cm²** avec un espacement de **12.5 [cm]**

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 149.02 \\ M_{ua} &= 74.51 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 149.02 \\ M_{ut} &= 111.765 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{111.765 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu_u = 0,108 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,108 \longrightarrow \beta_1 = 0,943$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{111.765 \times 10^3}{0.943 \times 27 \times 348} = 12.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8HA14/ml = 12.31 cm²** avec un espacement de **12.5 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{74.51 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu_u = 0,072 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,072 \longrightarrow \beta_1 = 0,963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{74.51 \times 10^3}{0.963 \times 27 \times 348} = 8.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8HA12/ml = 9.04 cm²** avec un espacement de **12.5 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'E.L.U :**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

			A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	Appuis	12.31	3.26	C.V
		Travées	16.08	3.26	C.V
	ELS	Appuis	7.7	3.26	C.V
		Travées	12.058	3.26	C.V
y-y	ELU	Appuis	9.04	3.26	C.V
		Travées	12.31	3.26	C.V
	ELS	Appuis	6.78	3.26	C.V
		Travées	9.23	3.26	C.V

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale**➤ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

**Condition vérifiée.**

✓ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,0438 \times 152 \times 4,5^2 = 134.816 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,819 \times 134.816 = 110.41 \text{ KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{sa} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 134.819 \\ M_{sa} &= 67.41 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{st} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 134.81 \\ M_{st} &= 101.12 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{st}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{101.12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.098$$

$$\mu_u = 0,098 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,098 \longrightarrow \beta_1 = 0,948$$

$$A_{ut} = \frac{M_{st}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{101.12 \times 10^3}{0,948 \times 27 \times 348} = 11.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA16/ml** = 12.058 cm² avec un espacement de **15 [cm]**

✓ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{sa}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67.41 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.065$$

$$\mu_u = 0,065 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,065 \longrightarrow \beta_1 = 0,997$$

$$A_{ut} = \frac{M_{sa}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{67.41 \times 10^3}{0,997 \times 27 \times 348} = 7.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA14/ml** = 7.7 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 110.41$$

$$M_{sa} = 55.205 \text{ KN.m}$$

Moments aux travées

$$M_{st} = 0.75 M_y$$

$$= 0.75 \times 110.41$$

$$M_{st} = 82.81 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{st}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{82.81 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\mu_u = 0,108 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,08 \longrightarrow \beta_1 = 0,996$$

$$A_{ut} = \frac{M_{st}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{82.82 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 8.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9.23 cm² avec un espacement de **15 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{sa}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.205 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu_u = 0,053 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,053 \longrightarrow \beta_1 = 0,972$$

$$A_{ut} = \frac{M_{sa}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{55.205 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6.78 cm² avec un espacement de **15 [cm]**

Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre.

Sens de la petite portée (X-X):

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{90.975}{67.41} = 1,35$$

$$\mu = 0,088 \longrightarrow \alpha = 0,1154$$

$$\alpha = 0,1154 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{136.46}{101.12} = 1.35$$

$$\mu = 0,132 \longrightarrow \alpha = 0,1776$$

$$\alpha = 0,1776 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens de la grande portée (Y-Y):

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{74.51}{55.205} = 1.35$$

$$\mu = 0,072 \longrightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{111.765}{82.81} = 1.35$$

$$\mu = 0,108 \longrightarrow \alpha = 0,1431$$

$$\alpha = 0,1431 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

7. Étude du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

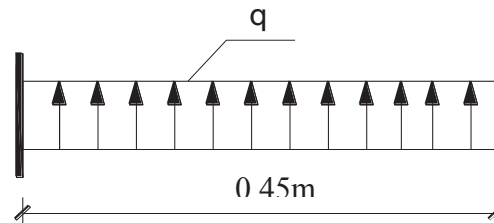


Fig. VII.4 :Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ ELU:

$$q_{um} = 205.14 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{205.14 \times 0,45^2}{2} = 20,77 \text{ KN.m}$$

✓ ELS:

$$q_{sm} = 152 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{152 \times 0,45^2}{2} = 15.39 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :**1) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,77 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,02 \longrightarrow \beta_1 = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{20,77 \times 10^3}{0,99 \times 27 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{st} = 5\text{HA}10 = 3,925 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25 cm

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}10 = 3,925 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,925}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

c. Vérifications à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,77}{15,39} = 1,35$$

$$\mu = 0,020 \longrightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \longrightarrow$ 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).

8. Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ **Charge trapézoïdale :**▪ **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant
$$I_m = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

Effort tranchant
$$I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

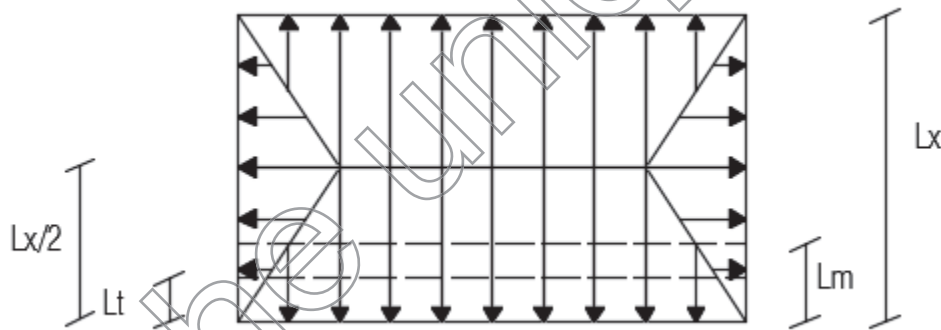


Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

- Le Chargement simplifié

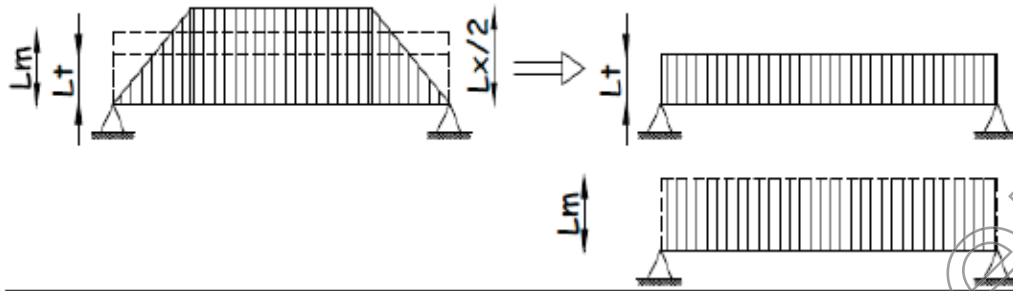


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié

- ✓ Charge triangulaire :

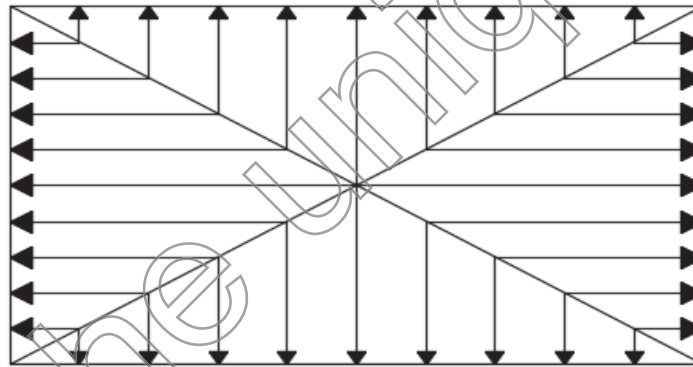


Figure VII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0,36 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,29 \times I_x$

b) Charges à considérer :

➤ Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

➤ Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :**d)**

✓ **ELU:**

$$\begin{aligned} q_u &= \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) \\ &= \left(228.34 - \frac{7499}{323.19} - \frac{2008.8}{100.44} \right) \end{aligned}$$

$$q_u = 185.14 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\begin{aligned} q_s &= \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) \\ &= \left(175.21 - \frac{7499}{323.19} - \frac{2008.8}{100.44} \right) \end{aligned}$$

$$q_s = 132.01 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charges à considérer :

$$\text{Sens X-} \quad \begin{cases} L_m = L_x (0.5 - \rho_x^2/6) = 4.5 (0.5 - 0.92^2/6) = 1.615 \text{ m} \\ L_T = L_x (0.5 - \rho_x^2/4) = 4.5 (0.5 - 0.92^2/4) = 1.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-} \quad \begin{cases} L_m = L_y (0.5 - \rho_y^2/6) = 4.9 (0.5 - 0.92^2/6) = 1.76 \text{ m} \\ L_T = L_y (0.5 - \rho_y^2/4) = 4.9 (0.5 - 0.92^2/4) = 1.41 \text{ m} \end{cases}$$

• Sens longitudinal :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 185.14 \times 1.615 = 299 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 132.01 \times 1.615 = 213.2 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 185.14 \times 1.3 = 240.68 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 132.01 \times 1.3 = 171.61 \text{ KN/ml}$$

• Sens transversal :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 185.14 \times 1.76 = 325.85 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 132.01 \times 1.76 = 232.34 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 185.14 \times 1.41 = 261 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 132.01 \times 1.41 = 186.134 \text{ KN/ml}$$

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

- ✓ **Sens longitudinale :**

- **ELU :**

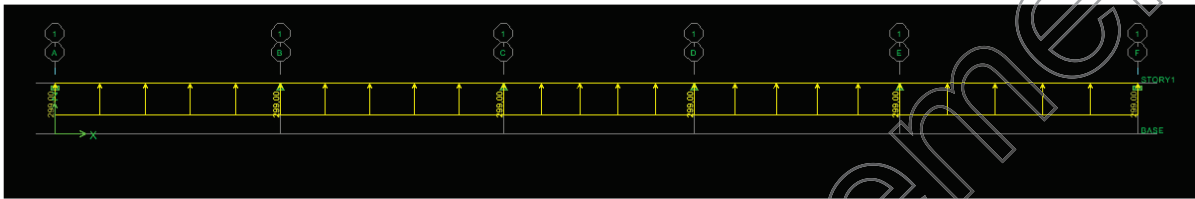


Figure VII.8 :Schéma statique de la nervure(ELU)

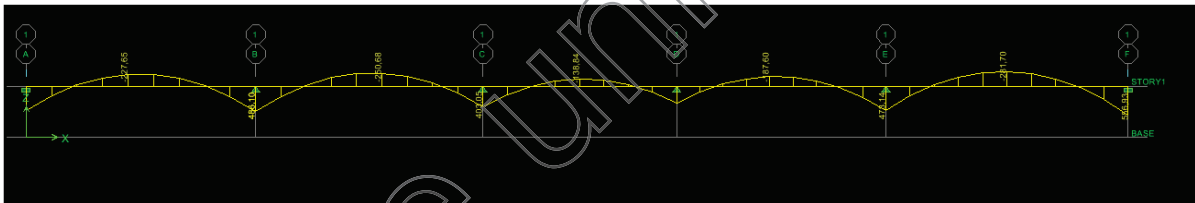


Figure VII.9 :Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

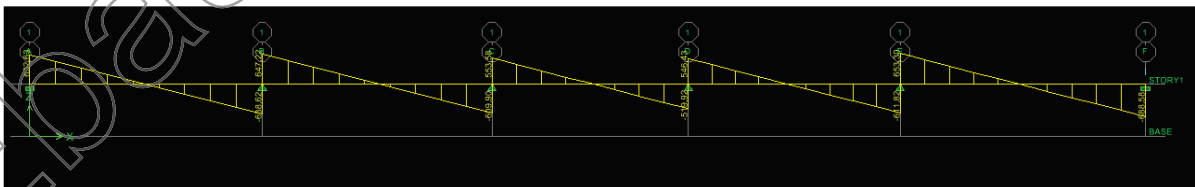


Figure VII.9 :Diagramme des efforts tranchants (ELU)

➤ **ELS**

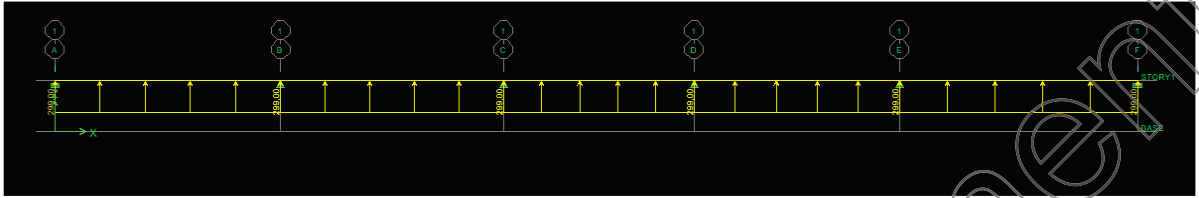


Figure VII.10: Schéma statique de la nervure (ELS)

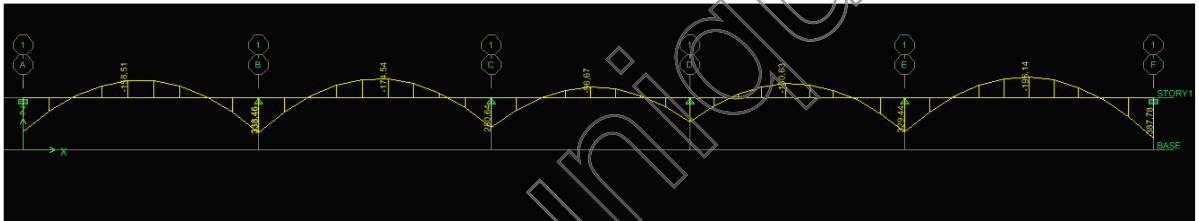


Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant (ELS)

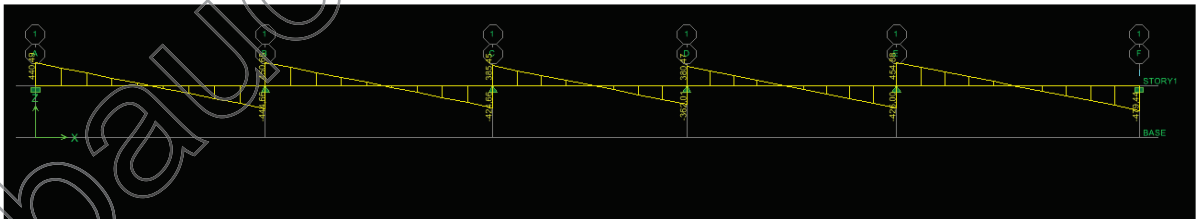


Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants (ELS)

✓ Sens transversal :

➤ ELU :

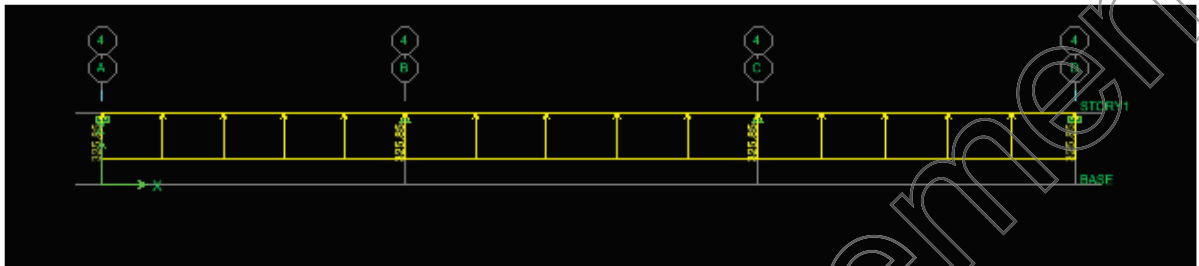


Figure VII.13: Schéma statique de la nervure (ELU)

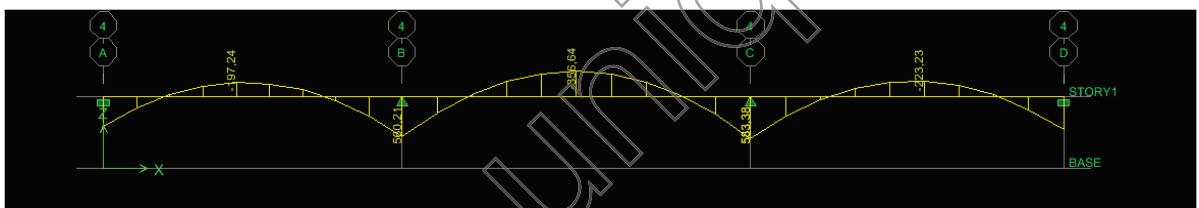


Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant (ELU)

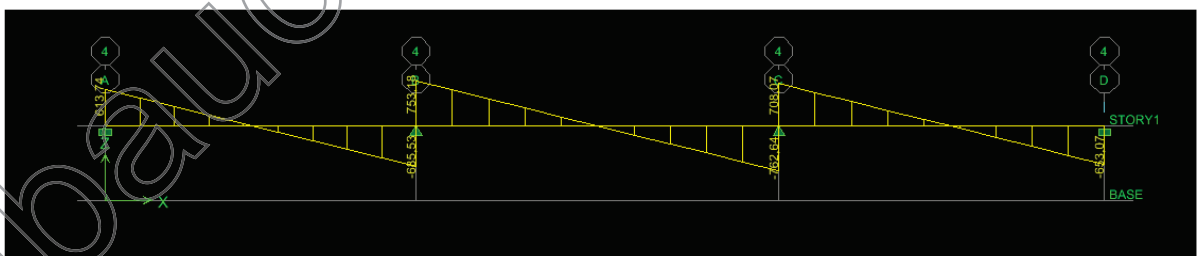


Figure VII.15: Diagramme des efforts tranchants (ELU)

➤ ELS :

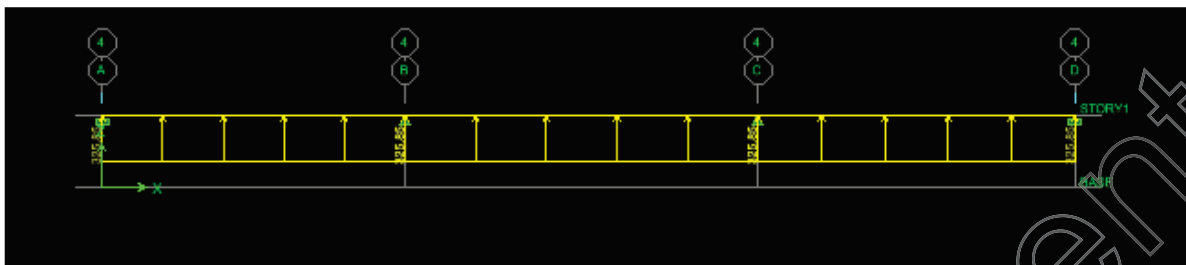


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure(ELS)

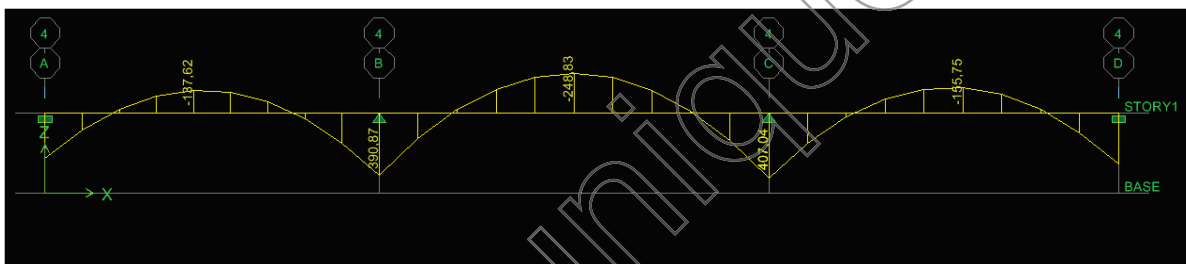


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)

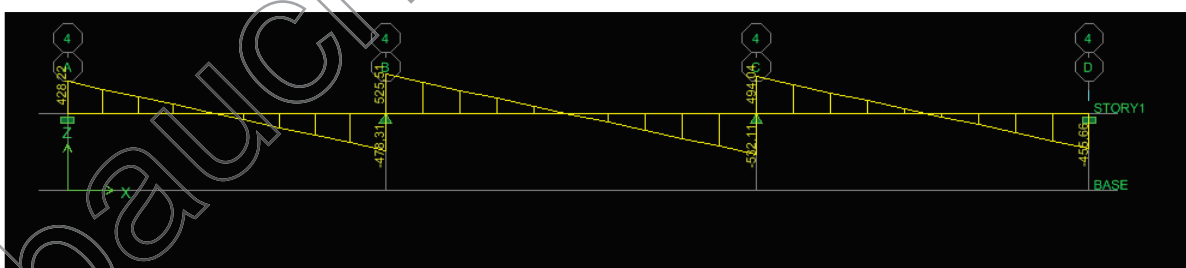


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

Sollicitation maximales :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} (KN.m)	556.93	387.78	583.38	407.04
M_t^{\max} (KN.m)	281.7	196.14	356.64	248.83
T_{\max} (KN)	653.3	454.88	762.64	532.11

Tableau VII.5 :Sollicitations maximales**VII.7- Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60 \text{ cm}$, $h = 110 \text{ cm}$, $d = 107 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$$M_{\max}^t = 281.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a = 556.93 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :**✓ Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{556.93 \times 10^3}{60 \times 107^2 \times 14.2} = 0.0571 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0571 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.970$$

✓ Section d'armatures :

$$A_a = \frac{M^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{556.93 \times 10^3}{0.97 \times 107 \times 348} = 15.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}16 = 20.1 \text{ cm}^2$$

	sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u Adoptée (cm ²)
ELU	x-x	appui	556.93	0.057	SSA	0.97	15.42	5HA16+5HA16(chap)	20.1
		travée	281.7	0.03	SSA	0.985	7.88	5HA16	10.05
	y-y	appui	583.38	0.06	SSA	0.969	16.17	5HA16+5HA16(chap)	20.1
		travée	356.64	0.036	SSA	0.982	9.75	5HA20	15.7

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage

1. Vérifications a l'ELU :❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 107 \times 2.1}{400} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{adoptée} = 20.1 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 7.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 10.05 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 7.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 20.1 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 7.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 15.7 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 7.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Contrainte du cisaillement :

$$T_u^{\max} = 762.64 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{762.64 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1.188 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

A) Espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Alors: } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{ 27.5 ; 19.2 \}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{4} = 27.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$ en zone courante

b) Armatures transversales minimales :

$$A_{t\min}^t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ soit deux cadres (et un étrier pour assembler les deux armatures de peau)

a) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'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 110 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1.1 = 3.3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA16 avec $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$**

2) Vérification à l'ELS :**➤ :Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7: Vérification des contraintes à l'ELS

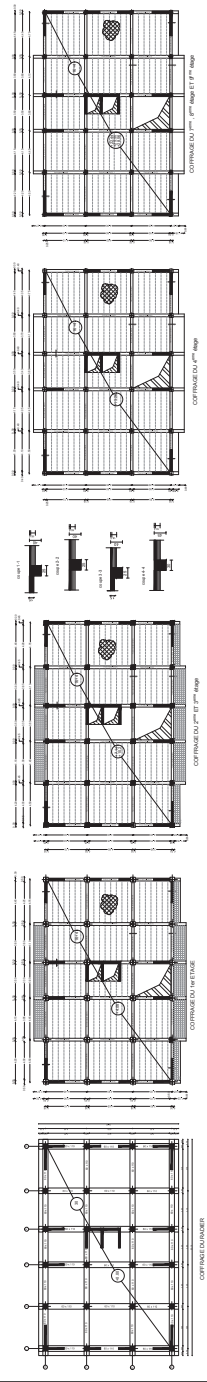
Sens	Zone	A _s cm ²	M _s KN.m	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} mpa	σ̄ _{st} mpa	σ _{bc} mpa	σ̄ _{bc} mpa	Obs
X-X	Appuis	20.1	387.78	0.244	0.921	48.29	195.80	201.63	5.2	15	Cv
	Travée	10.05	196.14	0.156	0.935	61.92	195.08	201.63	3.15	15	Cv
Y-Y	Appuis	20.1	407.04	0.293	0.970	43.82	195.11	201.63	5.03	15	Cv
	Travée	15.7	248.83	0.188	0.930	56.43	159.27	201.63	3.67	15	Cv

ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+9 ÉTAGES) À USA D'HABITATION, SERVICE ET COMMERCIAL CONTREVENTÉ PAR VOILES

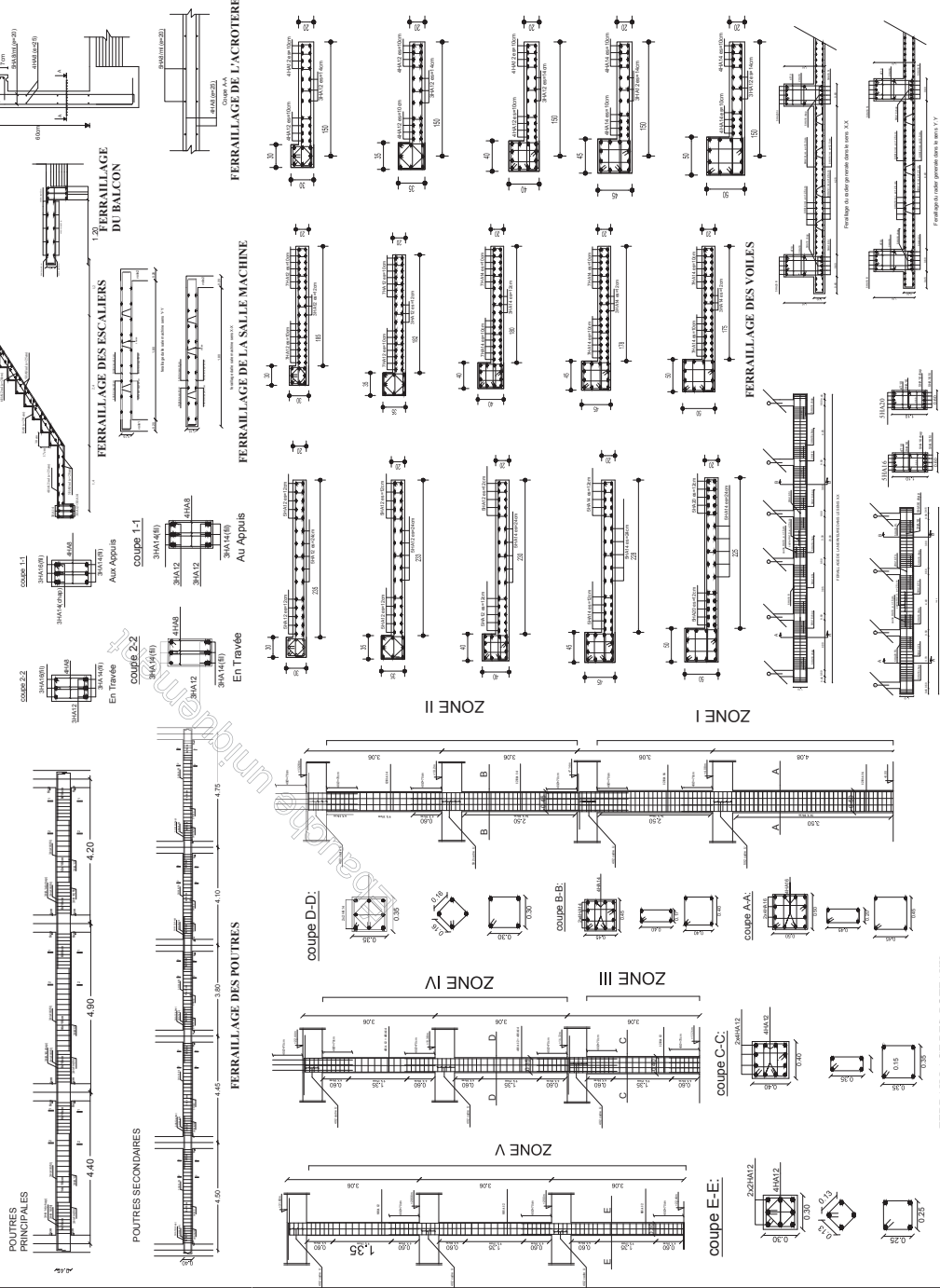
PLANS D'ARCHITECTURE



PLANS DE COFFRAGE



PLANS DE FERRAILLAGE



FERRAILLAGE DES POTEAUX

FERRAILLAGE DES NERVURES

FERRAILLAGE DU RADIER

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principes des étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETABS 9.7 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus étudiantin , et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
Jean PERCHAT ,Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- Précis de calcul en Béton armé H.RENAUD et J.LAMIRAULT
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.