

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULATION**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

**Faculté du génie de la construction**

**Département de génie civil**

**En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil**

*Option: Construction Civil et Industrielle*

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment (SS+ES+RDC+8étages) à usage  
d'habitation et commercial contreventé par voile, modélisé  
avec le logiciel ETABS**

**Réalisé par:**

**BELKESSAM SARAH**

**AMROUCHE SAMIA**

**Dirigé par:**

**M<sup>me</sup>: TAOUCHE-KHELOUI.Fatma**

**Année Universitaire: 2023/2024**

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord nous remercions ALLAH qui nous a aidés pour  
atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et  
sincèrement notre promoteur Madame TAOUCHE-  
KHELOUI.F pour son aide, sa patience, et ses précieux  
conseils.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de  
loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).*

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

# DEDICACE

*Je dédie cette thèse ...*

*À mes merveilleux parents,*

*Bien que je ne vous en acquitterai jamais assez, cette dédicace est une humble expression de ma gratitude infinie pour votre amour inconditionnel, votre soutien indéfectible, et vos sacrifices sans fin. Votre présence et vos encouragements ont été les fondations solides sur lesquelles j'ai construit mon chemin vers la réussite.*

*À mes chères sœurs : Amel et Yasmine,  
Compagnes de vie et confidentes, dont la présence douce et les mots réconfortants ont illuminé les jours les plus sombres, cette dédicace s'étend également à vous. Votre amour inconditionnel et votre soutien sans faille ont été des piliers essentiels tout au long de ce voyage académique.*

*À ma binôme Samia,  
Complice de chaque défi et partenaire de chaque réussite, cette dédicace reflète notre collaboration exceptionnelle. Tes idées brillantes et ton soutien constant ont enrichi chaque étape de réalisation de ce mémoire.*

*À mes professeurs  
Gardiens du savoir et de la sagesse, je vous adresse cette dédicace sincère pour vos encouragements, votre soutien indéfectible et vos précieux enseignements qui ont façonné ce mémoire, témoignage de mon parcours et de mes aspirations.*

**BELKESSAM Sarah**

# DEDICACE

*Je dédie cette thèse ...*

*À mes merveilleux parents,*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.*

*Puisse ALLAH, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*Que ce travail soit le fruit de vos innombrables sacrifices.*

*À mes chères sœurs Thiziri, Kenza, Fulla et Sabrina.*

*À Mohamed et mes chères cousins Célia, Daydi, et Salas.*

*A ma binôme Sarah, je vous remercie pour votre soutien moral, votre patience, je vous dédie le fruit de nos efforts.*

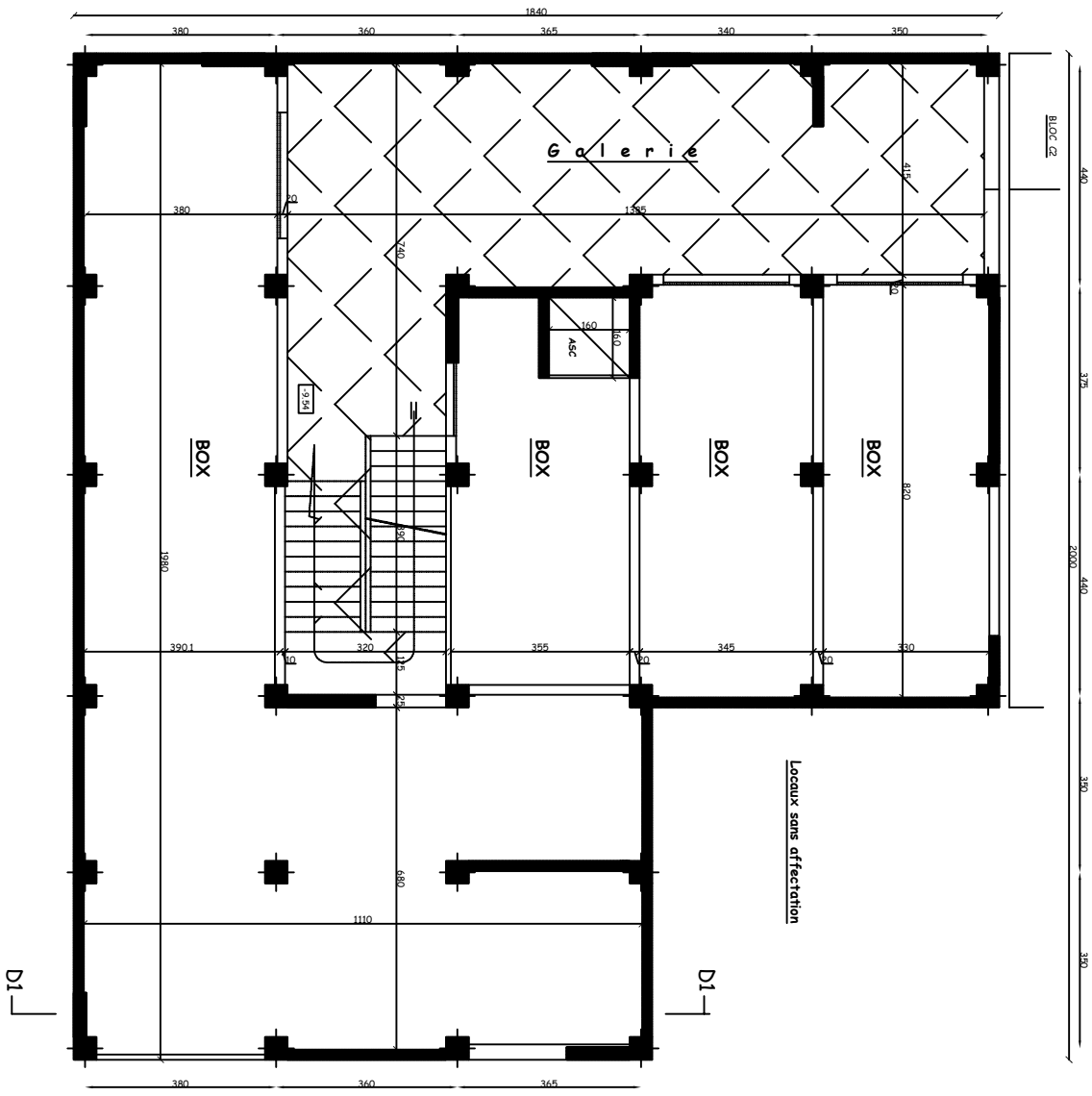
*A ma famille du plus petit au plus grand.*

*A mes ami(es) et mes collègues.*

**AMROUCHE Samia**



# **Plans d'Architecture**



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI-OUZOU

Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

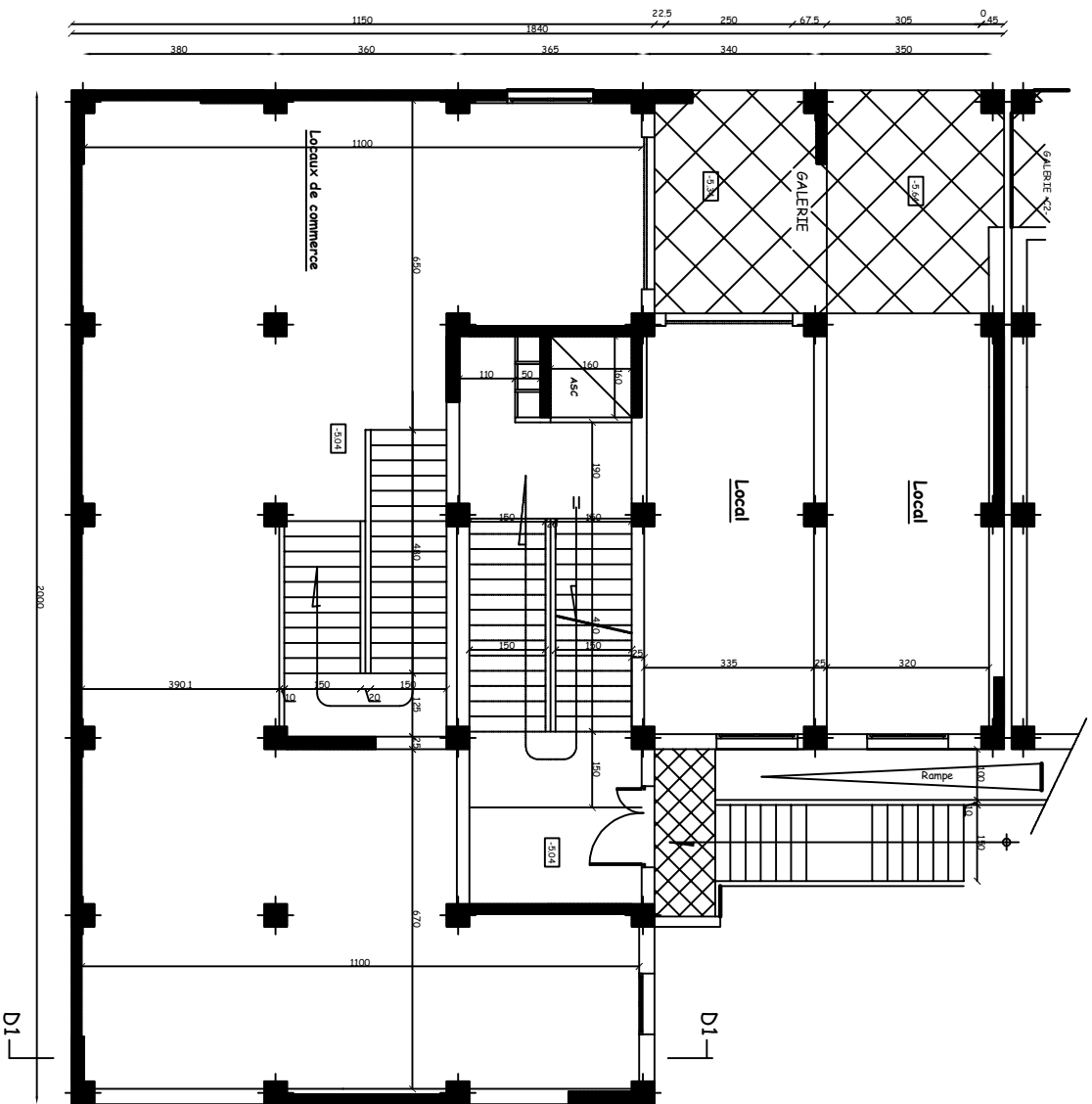
Etude d'un bâtiment SS+ES+RDC+8 ETAGES à usage d'habitation et commercial

PLAN DE SOUS-SOL

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia

Dérigé par: Mme TAOUCHI-KHELOUL F

PROMOTION: 2023/2024



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU

Faculté Génie de la Construction

Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment SS+ES+RDC+8 ET AGES à usage d'habitation et commercial

PLAN DE L'ENTRE-SOL

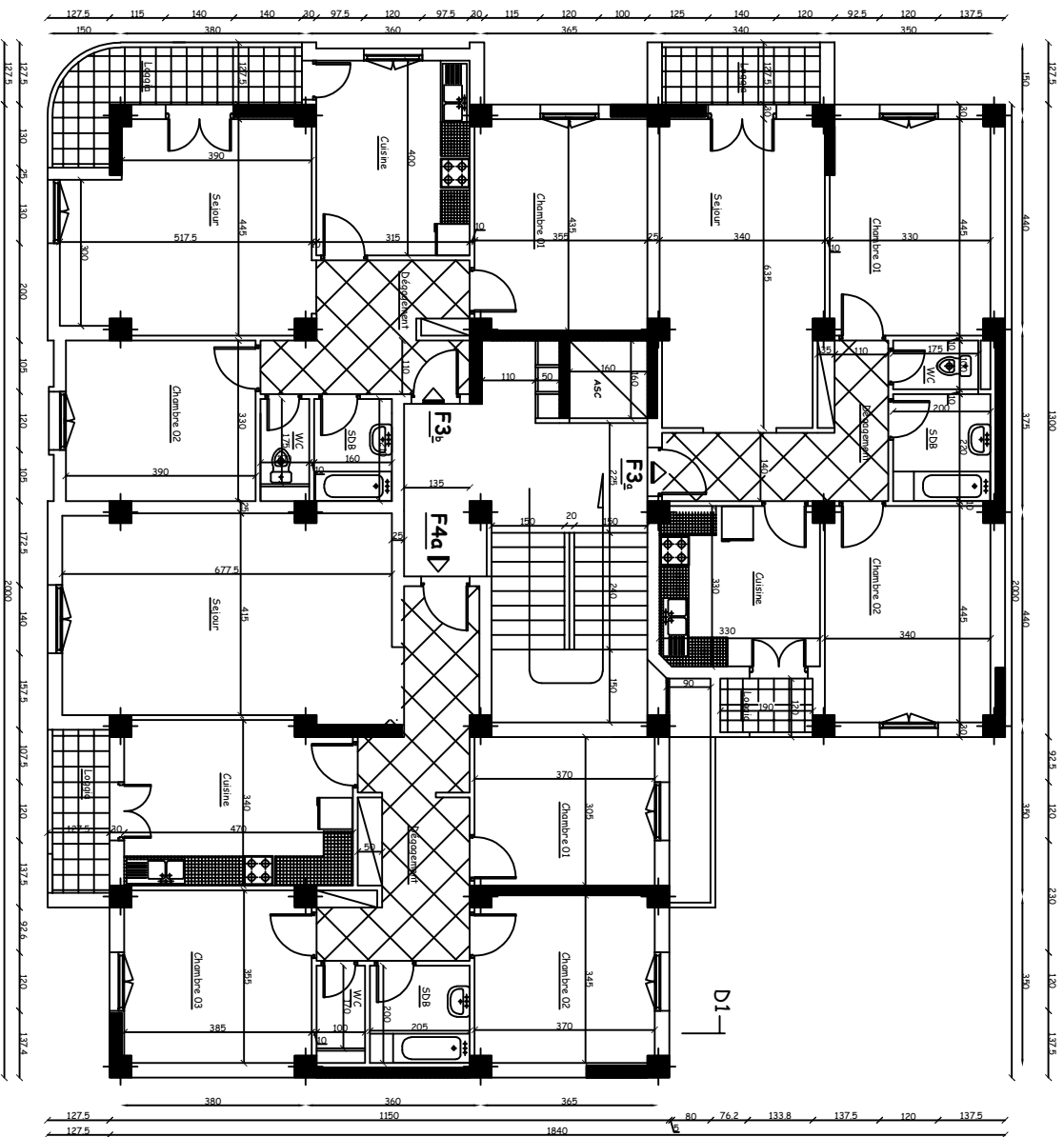
Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
AMROUCHE Samia

Déigné par: Mme TAOUICHE-KHELOUIF

PROMOTION: 2023/2024







**UNIVERSITE MOUL OUD MAMMERIE TIZI-OUZZOU**  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil  
 Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL  
 Projet de fin d'étude

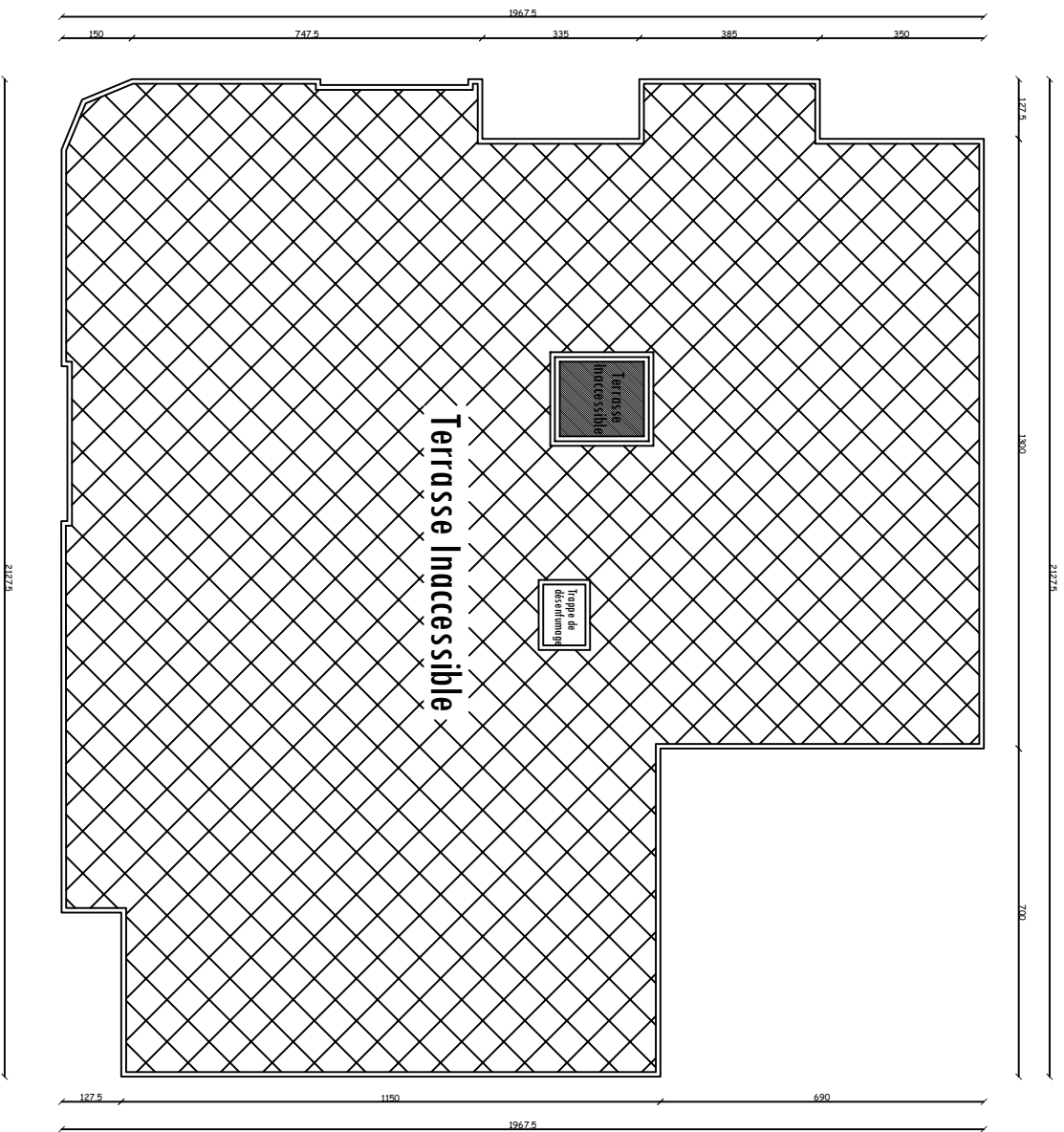
Etude d'un bâtiment SS+ES+RDC+8 ETAGES à usage d'habitation et commercial

**PLAN DE L'ETAGE 2**

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia

Dirigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL.F

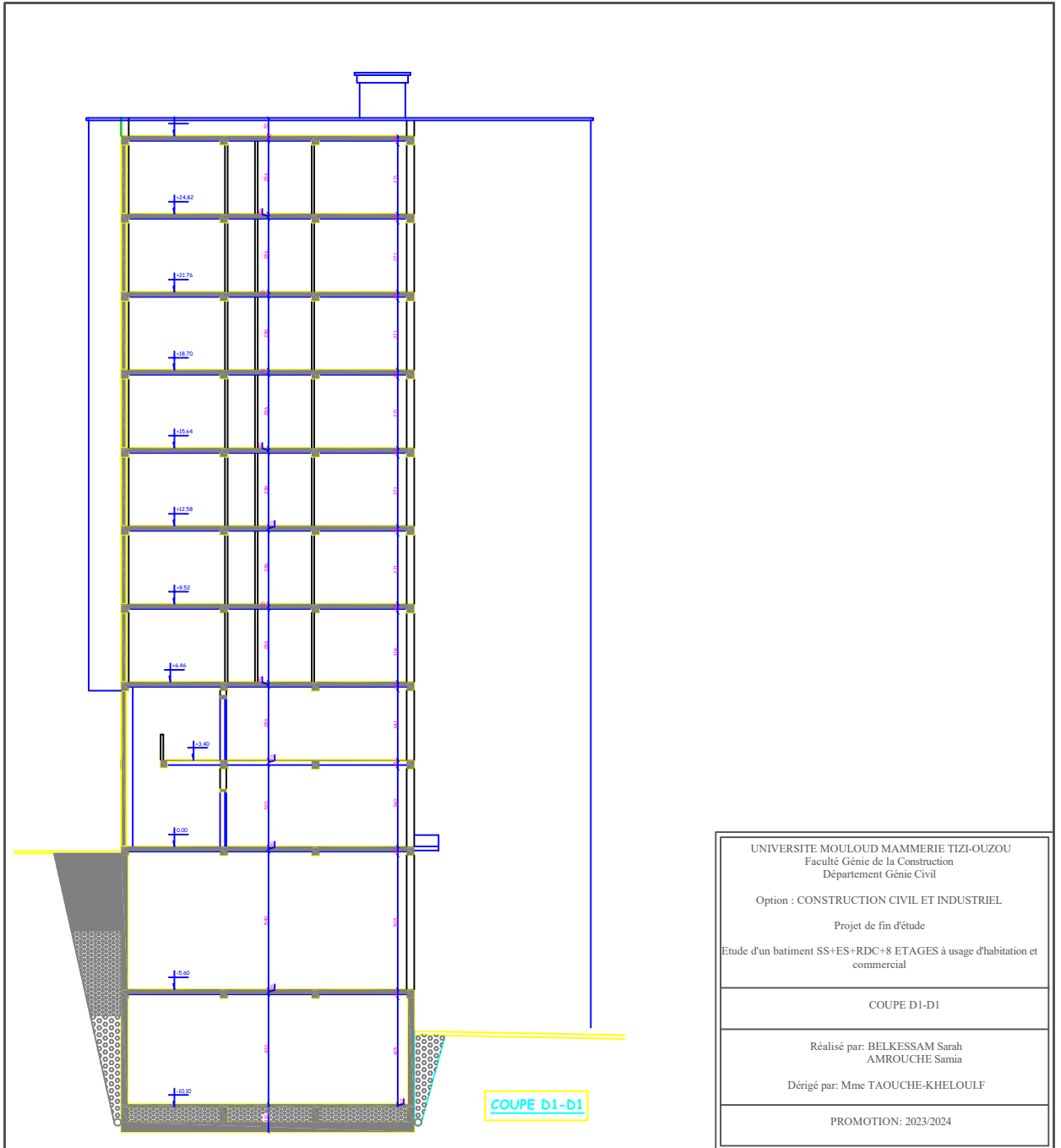
PROMOTION: 2023/2024



<p style="text-align: center;">UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil</p> <p style="text-align: center;">Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL</p> <p style="text-align: center;">Projet de fin d'étude</p> <p style="text-align: center;">Etude d'un bâtiment SS+ES+RDC+8 ETAGES à usage d'habitation et commercial</p>
<p><b>PLAN DE LA TERRASSE INACCESSIBLE</b></p>
<p style="text-align: center;">Réalisé par: BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia</p> <p style="text-align: center;">Dirigé par: Mme TAOUUCHE-KHELOULIF</p>
<p>PROMOTION: 2023/2024</p>



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL
Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment SS+ES+RDC+8 ETAGES à usage d'habitation et commercial
FACADE PRINCIPALE
Réalisé par: BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dérogé par: Mme TAOUICHE-KHELOULF
PROMOTION: 2023/2024



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire avant l'action de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de Master à travers l'étude d'un bâtiment.

On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amenés à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers.....etc).

Cependant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments, les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non-connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

Ce projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale en (RDC+8 étages d'habitation + SS+ES).

Le travail de calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes :

- Avant tous calculs, la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur : Décrire la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.
- Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statique et en respectant les conditions de déformations limitent comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles.
- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions réglementaires Parasismiques algériennes, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique Algérie RPA99/version 2003. Et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7
- Après ces calculs, on procède alors à la partie ferrailages des éléments à l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établi les plans d'exécution et les plans de ferrailage des différents éléments de la construction.
- Enfin on termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.



# **Chapitre I**

## Présentation de l'ouvrage

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation, de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages ».

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment RDC + 8étages+ sous-sols + ES, dont un à usage d'habitation, contreventé par voiles porteurs.

### 1.1 Description de l'ouvrage :

<i>L'ouvrage en question est un bâtiment : RDC+8étage+sous-sols + ES, qui a les caractéristiques suivantes:</i>		
<b>Classificationde RPA99 (V2003)</b>	<b>Usage:</b> <b>Multiple</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Unsous-sols.</li> <li>➤ RDC.</li> <li>➤ Entre sol.</li> <li>➤ 1<sup>ere</sup> étage à usage commerciale.</li> <li>➤ 7 étage a usage d'habitation.</li> <li>➤ Cage d'escalier.</li> <li>➤ Cage ascenseur.</li> </ul>
	<b>Zone d'implantation</b>	Lieu d'implantation est la commune de <b>MEKLA</b> , cette commune est classée comme une zone de <b>moyenne sismicité Zone <u>IIa</u></b>
	<b>Groupe d'usage</b>	Ouvrage d'importance moyenne « <b>grouped'usage 2</b> »
<b>Caractéristique géométrique</b>	<b>Dimension en élévation</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Hauteur du bâtiment sans acroter estde:<b>37,98m.</b></li> <li>➤ Hauteur du sous-sol est de: <b>4,50m.</b></li> <li>➤ Hauteur de ES est de:<b>5,6m.</b></li> <li>➤ Hauteur de Rez-de-chaussée est de:<b>3,40m</b></li> <li>➤ Hauteur de l'étage courant est de: <b>3,06m.</b></li> </ul>
	<b>Dimension en plan</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur total: <b>L= 20m</b> (sens longitudinal).</li> <li>➤ Largeur total: <b>l= 18,40m</b> (sens transversal).</li> </ul>

**Tableau I.1: Description de l'ouvrage.**

### 1.1.1. Propriétés mécaniques du sol d'assise :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : **1.9 Bar** à **5m** de profondeur à partir du niveau actuel du terrain.
- Le site est considéré comme : **meuble S3**.
- La nature de type de sol : **Marne**.

## 1.2 Conception structurelle :

### a) Ossature et contreventement :

La hauteur de l'ouvrage qui égale à **37,98m** ; dépasse **14 mètres**, d'après **le RPA 99 version 2003**, le système de contreventement du bâtiment sera assuré par :

- **Des voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
- **Des portiques :** ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

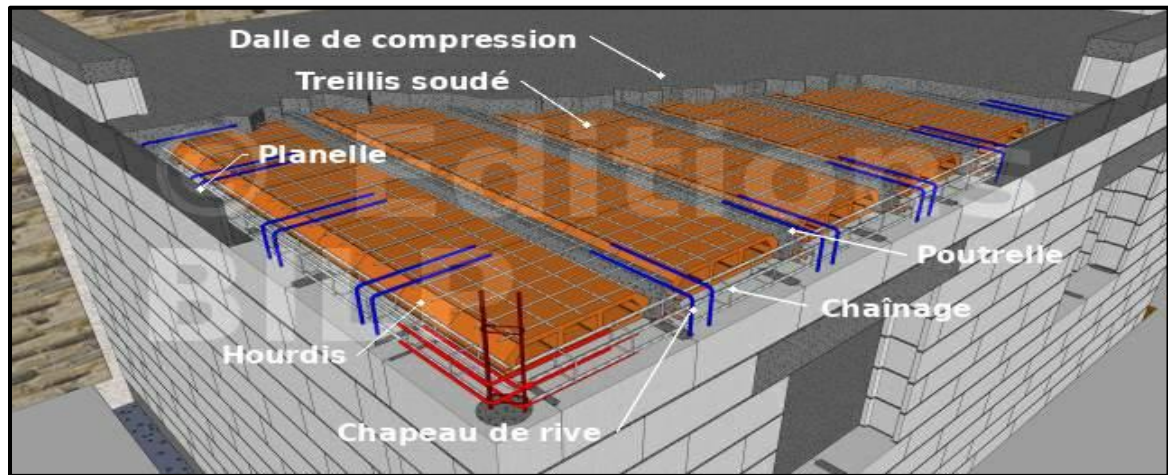
### b) Les plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment. Ils assurent principalement deux fonctions qui sont :

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et transmettent les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation :** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :

1. **Planchers en corps creux :** Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées. On les utilise pour les étages courants, les RDC et les sous-sols et les terrasses.

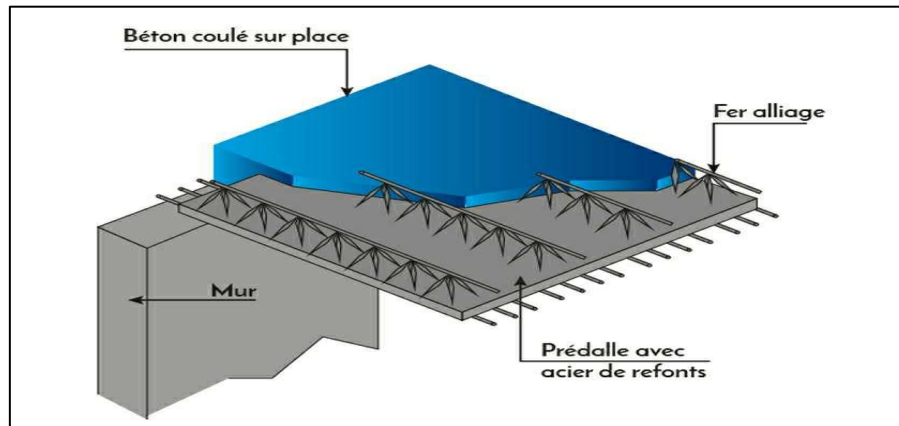


**Figure I.1: Eléments d'un plancher corps creux.**

- **Poutrelles** : Appelées nervures ce sont des éléments préfabriqués reposant à leurs extrémités sur les poutres principales et reprenant la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitations. La distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- **Les corps creux** : Est placé entre les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Dalle de compression en béton** : de 4 à 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
  - Limiter les risques de fissuration à retrait.
  - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Répartir entre poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

## **2. Plancher en dalle pleine :**

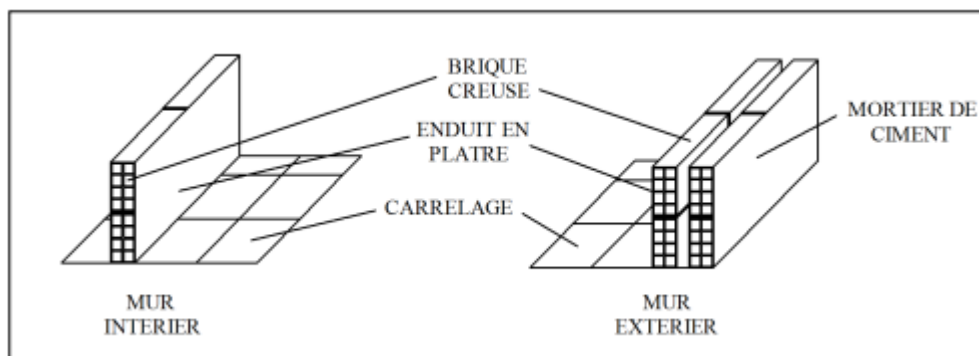
La dalle pleine en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), est une plaque en béton armée qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles. Elle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles



**Figure I.2: Eléments dalle pleine.**

c) **Maçonnerie** : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, il existe deux types de murs :

- **Les murs extérieurs** : Les façades extérieures sont réalisées en double cloison de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces.

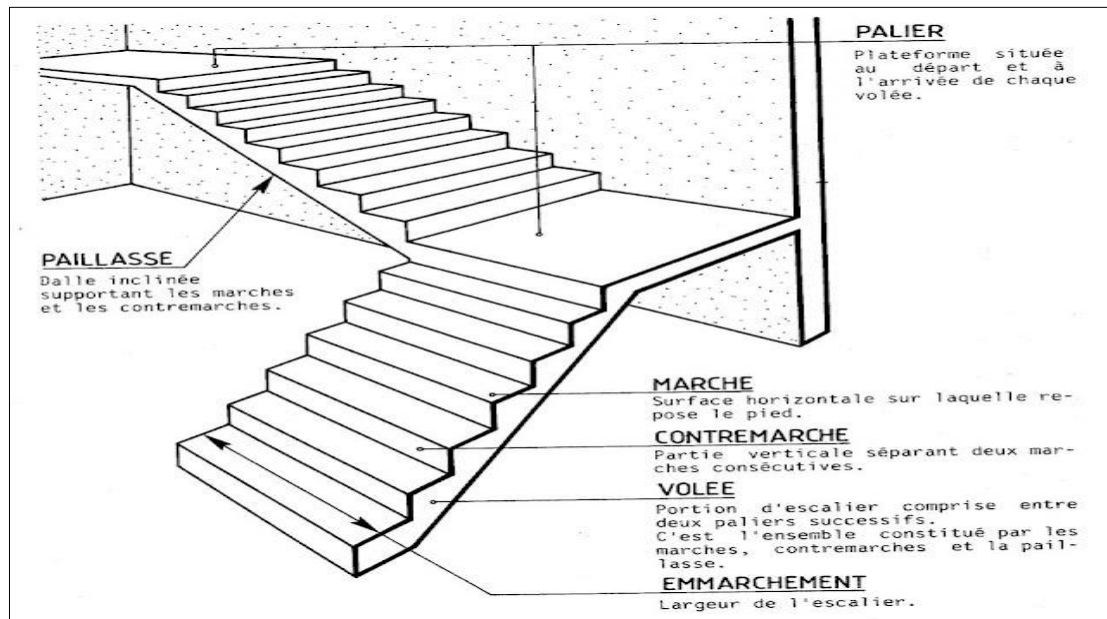


**Figure I.3 : Les Murs Intérieurs et Extérieurs.**

d) **Les revêtements** : Les revêtements seront comme suit :

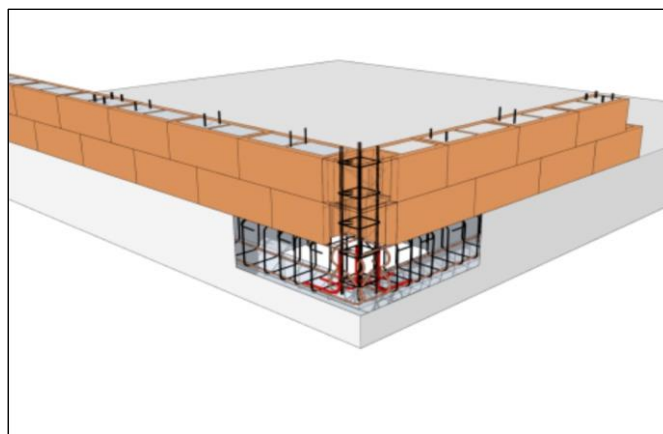
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

e) **Les escaliers** : L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.



**Figure I.4 : Schéma D'un Escalier.**

- f) **Ascenseur** : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- g) **L'acrotère** : La terrasse inaccessible de notre structure est ceinturée par un acrotère, moyennant une *hauteur de 60 cm* et une *épaisseur de 10 cm*.



**Figure I.5 : Schéma D'un acrotère.**

**h) Système de coffrage :**

- On utilise un coffrage en bois pour les portiques (poutres-poteaux)
- Un coffrage métallique pour les voiles et les dalles pleines de façon à limiter le temps d'exécution.
- Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

### ***i) Fondations :***

Les fondations sont des structures souterraines ou submergées qui supportent le poids d'une construction et transmettent ses charges au sol de manière sûre et stable. Elles sont essentielles pour assurer la stabilité.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

### **1.3 Règlements et normes utilisés :**

- BAEL91V99 (Béton armé aux états limites).
- RPA99V03 (Règlement parasismique algérien).
- DTR (Documents techniques réglementaires).

### **1.4 Les états limites :**

Un état limite, est un état pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments), est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

#### **1.4.1-Etat limite ultime (ELU) :**

- Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure.
- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

#### **1.4.2-Etat limite de service (ELS) :**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes, la durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

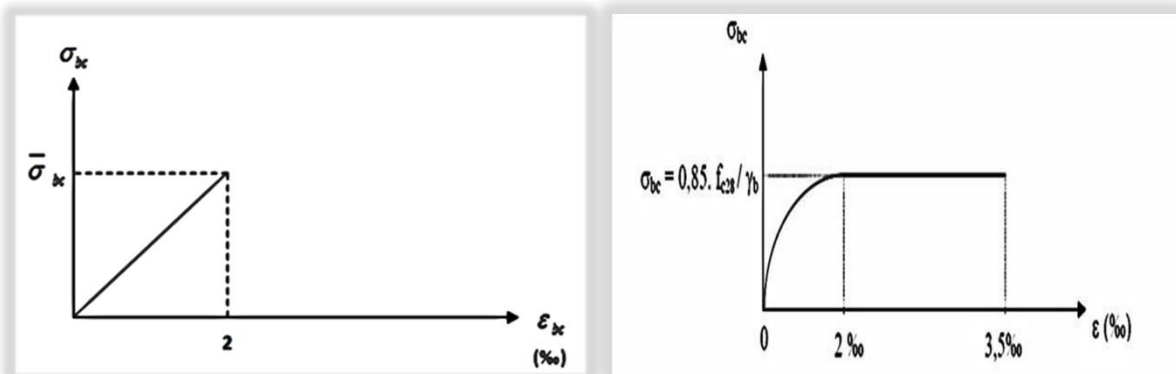
1.5 Caractéristique mécanique des matériaux :1-5-1-Béton :a) Les différentes caractéristiques de béton :

		<i>Formule /Art BAEL99</i>	Résultat
Résistance caractéristique	Compression	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.11 :</u>  $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} < 40MPa$	$f_{c28}=25 MPa.$
	Traction	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.12 :</u>  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ si $f_{c28} < 60MPa$	$f_{t28}=2,1MPa.$
Coefficient de Poisson		<u>BAEL99 : Art A.2.1.3</u> •ELU : $\nu =0$ calcul des sollicitations  •ELS : $\nu =0,2$ calcul des déformations	
Poids volumique		$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour béton armé	
Module de déformation longitudinale	Instantané	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.21</u>  $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{i28} = 32164,2MPa.$
	Diffère	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.22</u>  $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	$E_{v28} = 10818,87MPa.$
Contrainte limite du béton à la compression	ELU	<u>BAEL99 : Art A.4.3.41</u>  $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ <u>Avec</u> : $\theta = 1$ si la durée $> 24h.$ $\theta = 0,9$ si la durée $> 1h$ et $< 24h.$ Si non $\theta = 0,85$	- Situations durables : $\gamma_b = 1,5$ $f_{bc} = 14,20 MPa.$  -situations accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ $f_{bc} = 21,74 MPa$

	ELS	<u>BAEL99 : Art.A.4.5.2</u> $\delta_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$	$\delta_{bc} = 15MPa$
Contrainte limite de cisaillement	<p><u>BAEL99</u> : <u>Art.5.1.1</u> <math>\tau_u = v_u / b \cdot d</math></p> <p><math>\tau_u \leq \min (0,20f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)</math> Pour fissuration non préjudiciable.</p> <p><math>\tau_u \leq \min (0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa)</math> Pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable</p>		

**Tableau I.2 : Caractéristique de béton selon BAEL99.**

**b) Diagramme de déformations (BAEL 99 : Art A.4.3.41) :**



**Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et (ELU) respectivement.**

**I-5-2- Aciers :**

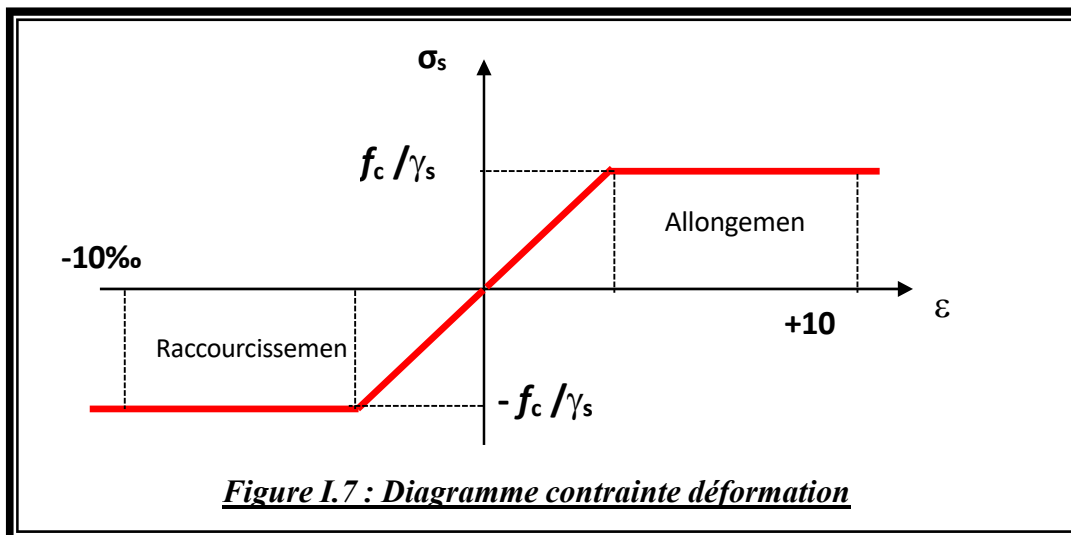
**a) Caractéristique de l'acier :**

		Formule /Art BAEL + valeurs	
L'acier utilisé		✓ Barres à haute adhérences (HA): FeE400. ✓ Treillis soudés (TS): FeE520.	
Module d'élasticité longitudinal		<u>BAEL99: Art A.2.2.1:</u> $E_s = 2.105MPa$	
Contrainte limite	ELU	<u>BAEL 91 / modifier 99: Art.4.3.2:</u> $\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	

	<p>ELS</p>	<p><b><u>-Fissuration peu nuisible : BAEL99 : Art A.4.5.32</u></b></p> <p>Pas de vérification.</p> <p><b><u>-Fissuration préjudiciable: BAEL99: Art A.4.5.33</u></b></p> $\delta_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$ <p><b><u>-Fissuration très préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.34</u></b></p> $\delta_s = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$ <p><math>\eta = 1,60</math> pour les aciers à haute adhérence</p>
<p><i>Coefficient de sécurité de l'acier.</i></p>	$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas de situations durables} \\ 1,00 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$	

**Tableau I.3 : caractéristique de l'acier selon BAEL99.**

**Diagramme des contraintes (Art A.2.2.2, BAEL99)**



**Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation**

**Conclusion :**

Dans cette partie, nous avons identifié les différents éléments qui composent notre structure ainsi que les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons, en tenant compte des normes et réglementations en vigueur, notamment le ***BAEL91 modifié en 1999 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA)***, pour garantir la conformité et la sécurité de notre projet. Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le prédimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage.



# **Chapitre II**

## Pré-dimensionnement des éléments



L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : planchers, poutres, poteaux et voiles, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Le pré-dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives dans éléments de la structure (poteaux, poutre, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales en vigueur **BAEL91** et **RPA99 version 2003**.

## II.1 Pré dimensionnement des éléments porteurs (superstructure) :

II.1.1. Les plancher : Il existe deux types de planchers :

- a) Plancher à corps creux et dalle de compression.
- b) Plancher à dalle pleine.

### a) Les planchers en corps creux et dalle de compression :

Les planchers sont constitués de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulée sur place et ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (\text{BAEL91/7.6.8, 424}).$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{Avec} \quad (h_t = d + e).$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots \dots \dots \text{CBA93(ArtB. 6. 8. 4. 2. 4)}.$$

Avec :

**H<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**L** : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

**d** : hauteur de corps creux.

**e** : la hauteur de la dalle de compression.

**Remarque :** Dans un premier temps on prend d'abord une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d'un poteau en zone II<sub>a</sub>. Pour le calcul de L :

$$\text{On a : } L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm} \quad \text{alors} \quad \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{440}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

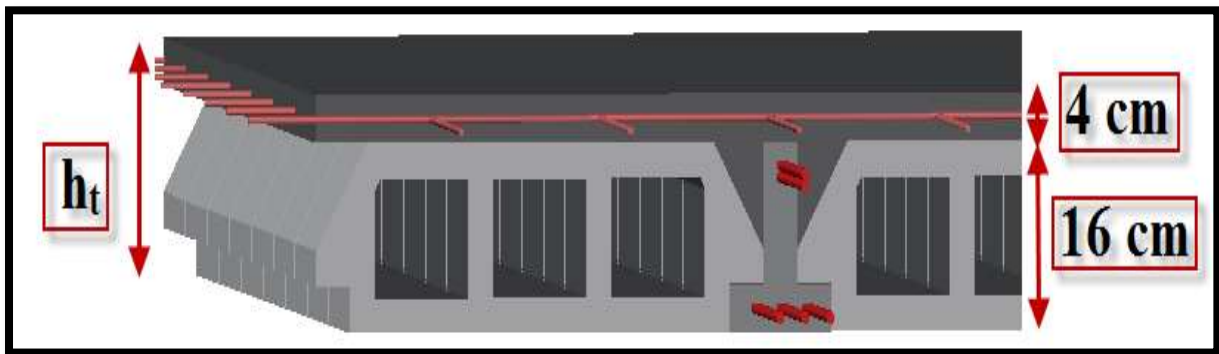
$$h_t = (d + e) \quad h_t = (16 + 4)$$

Avec : Epaisseur de corps creux = 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

**Conclusion :**

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

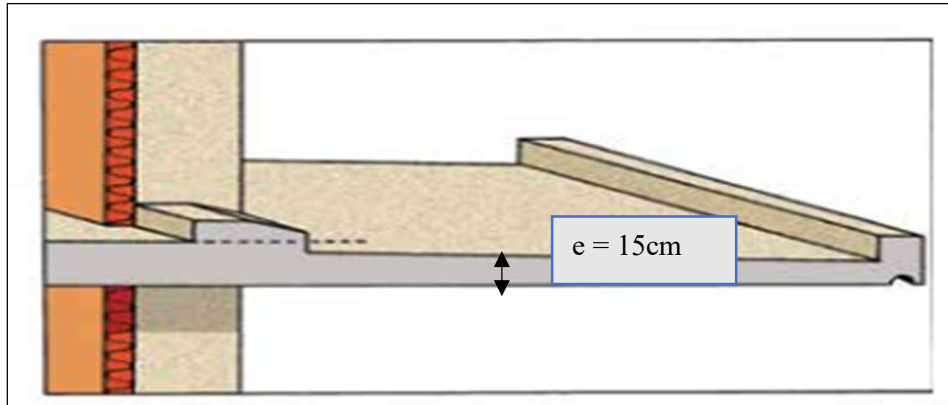


**Figure II.1 : Schématisation (3D) du plancher pré-dimensionné.**

**b) Les plancher en dalle pleine :**

Eléments	Conditions	Ecalculé	Eadoptée
<b>panneaux en dalle pleine</b>	<p>➤ <b>Condition de sécurité contre l'incendie :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.</li> <li>• e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.</li> </ul>	11cm	<b>e=15cm</b>
	<p>➤ <b>Condition d'isolation acoustique:</b></p> <p>Selon <b>CBA93</b>, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à: 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ <b>Résistance à la flexion:</b></p> <p>La dalle autour de la cage d'ascenseur repose sur trois côtés:</p> <p style="text-align: center;"><b><math>L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40</math>. Avec: <math>L_x = 1,65 m</math>.</b></p> <p>Ceci engendre : <math>165 / 50 \leq e \leq 165 / 40 \Rightarrow 3,3cm \leq e \leq 4cm</math></p>	4cm	
<b>Balcon</b>	<p>➤ <b>Résistance à la flexion:</b></p> <p><math>e \geq L / 10</math>. Avec: <math>l = 140 cm</math>, d'où: <math>e \geq 14cm</math>.</p>	15cm	<b>e=15cm</b>

**Tableau II.1 : dimensionnement des dalles pleines.**



**Figure II.2 : schéma d'un balcon.**

### **II.1.3. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles), leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 (modifié99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>La hauteur <math>h</math> de la poutre doit être :</b></li> </ul> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>La largeur <math>b</math> de la poutre doit être :</b></li> </ul> $0.4h \leq b \leq 0.7h$ <p>Avec : <math>L</math> : portée de la poutre.</p> <p><math>h</math> : hauteur de la poutre.</p> <p><math>b</math> : largeur de la poutre.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>La hauteur <math>h</math> de la poutre doit être :</b></li> </ul> $h \geq 30\text{cm}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>La largeur <math>b</math> de la poutre doit être :</b></li> </ul> $b \geq 20\text{cm}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Le rapport hauteur largeur doit être :</b></li> </ul> $\frac{h}{b} \leq 4$
---	--

Les résultats se résume dans le tableau suivant :

	<i>L max</i>	<i>Dimension</i>	<i>Condition BAEL</i>	<i>Résultat</i>	<i>Condition RPA</i>
<b>P.P</b>	415cm	<b>Hauteur : h</b>	$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$	$27 \leq h_t \leq 41.5$ $h_t = 35cm$	$h_t=35cm \geq 30$ <b>Condition vérifiée</b>
		<b>Largeur : b</b>	$0.4h \leq b \leq 0.7h_t$	$14 \leq b \leq 24.5$ $b = 30cm$	$b=30cm \geq 20$ <b>Condition vérifiée</b>
<b>P.S</b>	355cm	<b>Hauteur : h</b>	$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$	$23.6 \leq h_t \leq 35.5$ $h_t = 35cm$	$h_t=35cm \geq 30$ <b>Condition vérifiée</b>
		<b>Largeur : b</b>	$0.4h \leq b \leq 0.7h_t$	$14 \leq b \leq 24.5$ $b = 30cm$	$b=30cm \geq 20$ <b>Condition vérifiée</b>

**Conclusion :** On optera pour les dimensions suivantes :

Niveaux	P. Principales	P. Secondaires
Tous les niveaux	30x35	30x35

Condition	Poutres principaux	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30cm$	35	35	Vérifié
$b \geq 20cm$	30	30	Vérifié
$h/b \leq 4$	1,33	1,33	Vérifié

**Tableau II.2 : Vérification aux exigences de RPA.**

### II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol. Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à *I'ELS* en compression simple, en considérant un effort *N* qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Selon l'article (**B.8.4.1 de CBA93**), tous en vérifiant les exigences du **RPA (Art7.4.1 RPA99/2003)**. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Avec : } N = G + Q$$

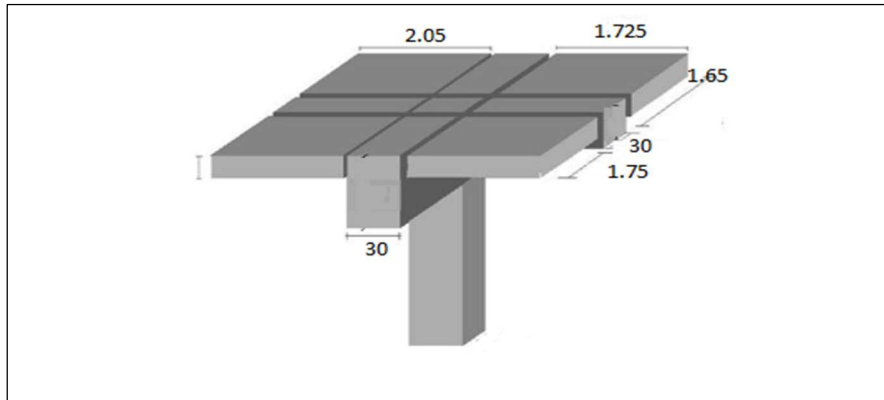
$$\sigma_{bc} = 15MPa$$

Tapez une équation ici.

- Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \rightarrow \begin{cases} S_1 = 2.05 \times 1.75 = 3.587m^2 \\ S_2 = 1.725 \times 1.75 = 3.018m^2 \\ S_3 = 1.65 \times 1.725 = 2.846m^2 \\ S_4 = 2.05 \times 1.65 = 3.382m^2 \end{cases}$$

$$S = 3.587 + 3.018 + 2.846 + 3.382 = \mathbf{12.833 m^2}$$



**Figure II.3 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.**

### **II.1.4.1. Déterminations des charges permanentes :**

- **Le plancher des étages courants et étage commerciale :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	22	0.66
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	0.16 + 0.04	13	2.60
Cloisons intérieures	0.1	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<i>La charge permanent : G (KN/n m<sup>2</sup>) =</i>			<b>5.12</b>

**Tableau II.3: Charges permanentes (G) étages courants.**

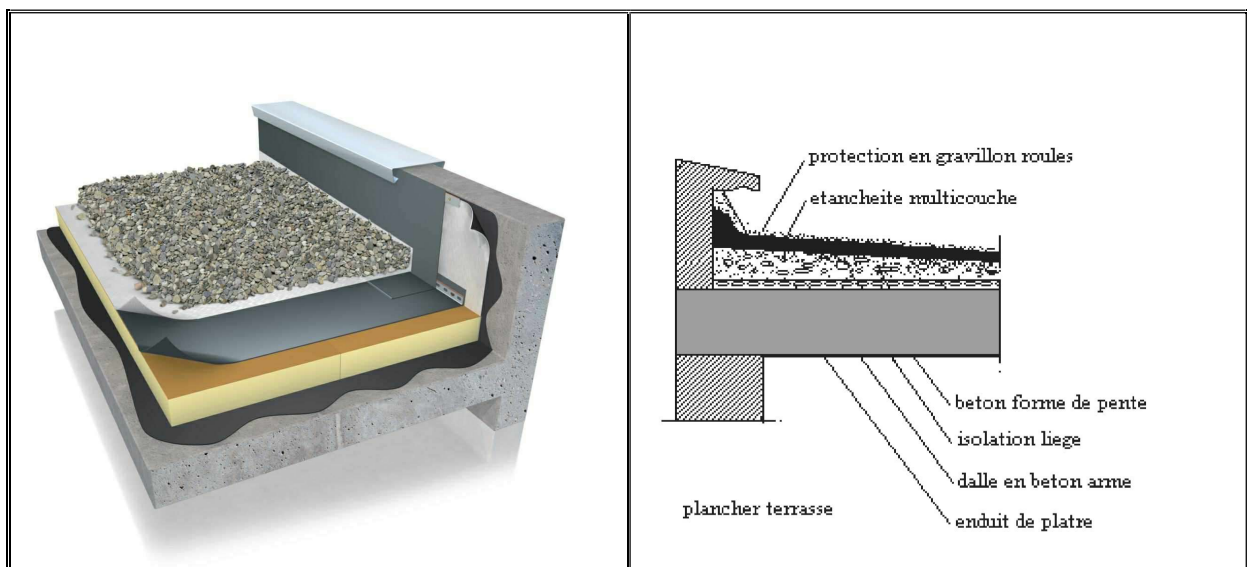


**Figure II.4. Plancher étages courants**

- **Le plancher terrasse :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Couches de gravillon	0.05	20	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Feuille de polyane	-	0.01	0.01
Forme de pente	0.07	22	1.54
Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>La charge permanente : G (KN/n m<sup>2</sup>) =</b>			<b>5.63</b>

**Tableau II.4. Charges permanentes (G) du plancher terrasse.**



**Figure II.5 : Plancher terrasse.**

- La maçonnerie :

a) Les murs extérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	0	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<i>La charge permanent : G (KN/n m<sup>2</sup>) =</i>			<b>2.36</b>

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) des murs extérieurs.

b) Les murs intérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<i>La charge permanent : G (KN/n m<sup>2</sup>) =</i>			<b>2.36</b>

Tableau II.6 : Charges permanentes (G) des murs intérieurs.

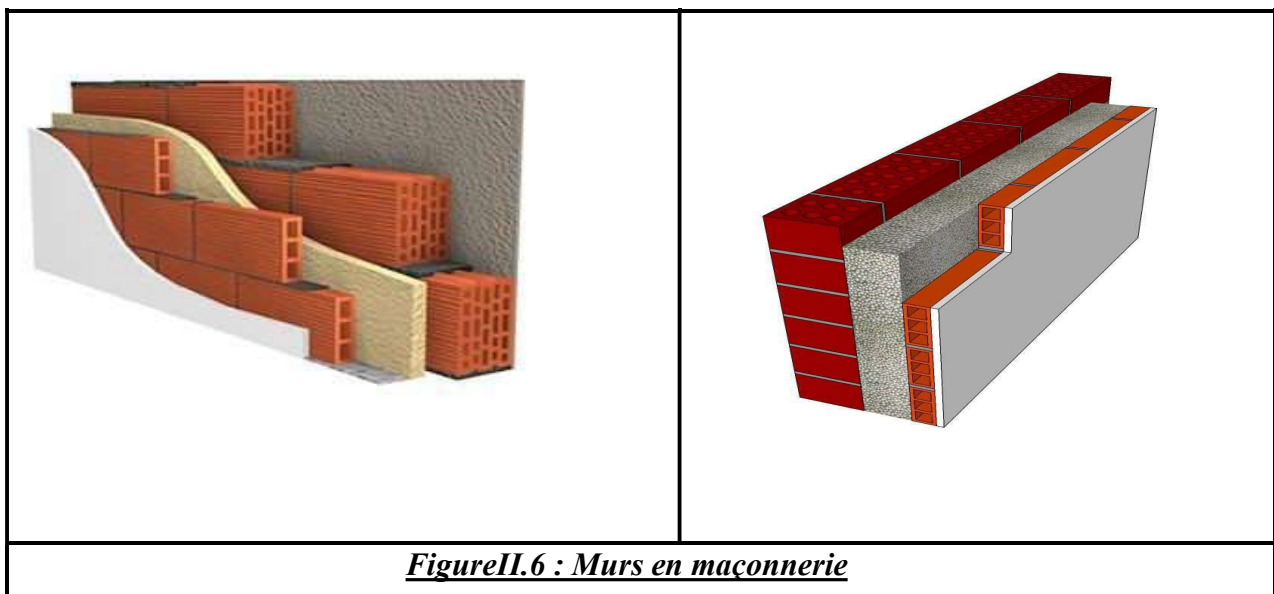


Figure II.6 : Murs en maçonnerie

**II.1.4.2. Déterminations des surcharges :**

Désignation des éléments	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1.00
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant + RDC	1.50
Plancher étage(commerce)	2.50
Balcons	3.50
Escaliers	2.50

**Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation (Q).****II.1.4.3. Déterminations de poids propre des éléments :**

	Eléments	Dimensions	Poids propre	Résultats (KN)
<b>Les poutres</b>	Principale	30x35	$(2.05 + 1.725 \times (0.3 \times 0.35)) \times 25$	9.90
	Secondaire	30x35	$(1.65 + 1.725)(0.3 \times 0.35) \times 25$	8.925
<b>Les planchers</b>	Terrasse	12.833	$12.833 \times 5.63$	72.249
	Etages courant	12.833	$12.833 \times 5.12$	65.70
<b>Les poteaux</b>	Sous-sol	25x25	$(0.25 \times 0.25)(4.5 \times 25)$	7.03
	ES	25x25	$(0.25 \times 0.25)(5.6 \times 25)$	8.75
	RDC	25x25	$(0.25 \times 0.25)(3.4 \times 25)$	5.31
	Etage courant	25x25	$(0.25 \times 0.25)(3.06 \times 25)$	4.78

**Tableau II.8 : Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.**

$$P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$$

S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25\text{cm}$

(RPA99/version 2003)

$\rho$ : poids volumique du béton  $25\text{kN/m}^3$

$h_e$ : hauteur d'étage

**II.1.4.4. Récapitulatif des surcharges associées aux différents niveaux :**

<i>Eléments</i>	<i>Surface (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Surcharge (KN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Qi (KN)</i>
<i>Plancher étage courant</i>	12.833	1.50	19.249
<i>Plancher Terrasse</i>	12.833	1.00	12.833
<i>Plancher RDC</i>	12.833	1.50	19.249
<i>Plancher à usage commercial</i>	12.833	5.00	64.165
<i>Plancher Sous-sol</i>	12.833	3.50	44.915

**Tableau II.9 -Surcharges associées aux différents niveaux.****II.1.4.5.Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :**

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 05.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Qi \quad (D. T. R).$$

(3+n) /2n : Coefficient valable pour n ≥ 05.

$$\text{Terrasse : } Q_0$$

$$\text{Niveau 8 : } Q_0 + Q_1$$

$$\text{Niveau 7 : } Q_0 + 1(Q_1 + Q_2)$$

$$\text{Niveau 6 : } Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{Niveau 5 : } Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Niveau 4 : } Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\text{Niveau 3 : } Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{Niveau 2 : } Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\text{Niveau 1 : } Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{RDC 1 : } Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC1})$$

$$\text{RDC 2: } Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC1} + Q_{RDC2})$$

$$\text{Niveau SS : } Q_0 + 0.665 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC1} + Q_{RDC2} + Q_{SS})$$

<i>Niveaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Résultat</i>	<i>Q<sub>cum</sub>(KN)</i>
<i>Terrasse</i>	12.833	12.833	12.833
<i>Niveau 8</i>	12.833 + 19.249	32.082	44.915
<i>Niveau 7</i>	12.833 + 1(2x19.249)	51.331	96.246
<i>Niveau 6</i>	12.833 + 0.95(3x19.249)	67.692	163.938
<i>Niveau 5</i>	12.833 + 0.90(4x19.249)	82.129	246.067
<i>Niveau 4</i>	12.833 + 0.85(5x19.249)	94.641	340.708
<i>Niveau 3</i>	12.833 + 0.80(6x19.249)	105.228	445.936
<i>Niveau 2</i>	12.833 + 0.75(7x19.249)	113.890	559.826
<i>Niveau 1</i>	12.833 + 0.714(8x19.249)	122.783	682.609
<i>ES</i>	12.833 + 0.687(9x19.249)	131.849	814.458
<i>RDC</i>	12.833 + 0.667(10x19.249)	141.223	955.681
<i>Sous-sol</i>	12.833 + 0.665(11x19.249)	153.639	1109.32

**Tableau II.10 -Surcharges cumulées.**

**II.1.4.6. Calcul des sections transversales des poteaux :**

Niveaux	G(kn)				
	Planchers	Poutre	Poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cum</sub>
Terrasse	72.249	18.825	00.00	91.074	91.074
Niveau 8	65.70	18.825	4.78	89.305	180.379
Niveau 7	65.70	18.825	4.78	89.305	269.684
Niveau 6	65.70	18.825	4.78	89.305	358.989
Niveau 5	65.70	18.825	4.78	89.305	448.294
Niveau 4	65.70	18.825	4.78	89.305	537.599
Niveau 3	65.70	18.825	4.78	89.305	626.904
Niveau 2	65.70	18.825	4.78	89.305	716.209
Niveau 1	65.70	18.825	4.78	89.305	805.514
ES	65.70	18.825	8.75	93.275	898.789
RDC	65.70	18.825	5.31	89.835	988.624
Sous-sol	65.70	18.825	7.03	91.555	1080.179

Niveaux	Q <sub>cum</sub> (kN)	N <sub>s</sub> (KN)	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
			S <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
Terrasse	12.833	103.907	69.271	40x 35
Niveau 8	44.915	225.294	150.196	40x 35
Niveau 7	96.246	365.930	243.953	40x 35
Niveau 6	163.938	522.927	348.618	45x 40
Niveau 5	246.067	694.361	462.907	45x 40
Niveau 4	340.708	878.307	585.533	45x 40
Niveau 3	445.936	1072.840	715.226	50x 40
Niveau 2	559.826	1276.035	850.690	50x 40
Niveau 1	682.609	1488.123	992.082	50x 45
ES	814.458	1713.247	1142.164	50x 45
RDC	955.681	1944.305	1296.203	50x 45
Sous-sol	1109.32	2189.499	1459.666	50x 45

**Tableau II.11. Sections transversales des poteaux.**

**II.1.5-Vérification selon le RPA99/version 2003 (Art 7.4.1):**

Selon Art 7.4.1 du R.P.A99/Version 2003 : les dimensions de la section de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition:**  $Min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ .
- **Deuxième condition:**  $Min(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- **Troisième condition:**  $1/4 \leq Min(b_1, h_1) \leq 4$ .

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	observation
<b><u>Première condition:</u></b> $Min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	40 * 35	$Min(b_1, h_1) = 35$	<b>Condition vérifiée</b>
	45 * 40	$Min(b_1, h_1) = 40$	
	50 * 40	$Min(b_1, h_1) = 40$	
	50 * 45	$Min(b_1, h_1) = 45$	
<b><u>Deuxième condition:</u></b> $Min(b_1, h_1) \geq h_e/20$	Sous – sol: $h = 4.5$	$45 \geq 450/20 = 22.5$	<b>Condition vérifiée</b>
	ES: $h = 5.6$	$45 \geq 560/20 = 28$	
	RDC: $h = 3.40$	$45 \geq 340/20 = 17$	
	Niv 1	$45 \geq 306/20 = 15.3$	
	Niv2 – Niv6	$40 \geq 306/20 = 15.3$	
	Niv7 – Niv8	$35 \geq 306/20 = 15.3$	
<b><u>Troisième condition:</u></b> $1/4 \leq b/h \leq 4$	$0,25 \leq b/h = 1 \leq 4$		<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau II-12: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du RPA99.**

**II-5-3-Vérification des poteaux au flambement:**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec : } \lambda: \text{élancement du poteau.}$$

$L_f$ : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 l_0$ ).

$i$  : rayon de giration  $\sqrt{I/B}$ .

$B$  : section transversale du poteau  $B$

$I$  : moment d'inertie du poteau  $I = hb^3/12$

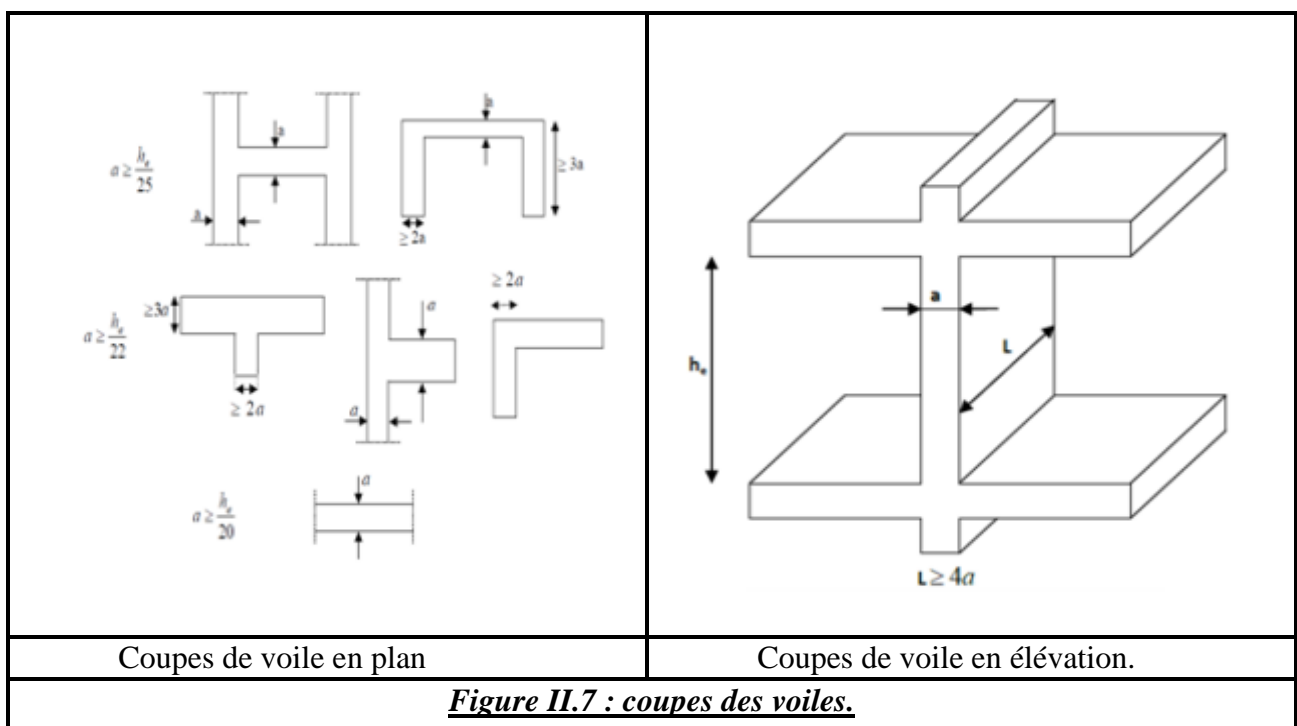
Donc :  $\lambda = \frac{0.7I_0}{\sqrt{I/B}} \leq 50$  on aura  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot L_f \leq 50$

	<i>L'élancement <math>\lambda</math> des poteaux</i>	<i>Vérification</i>
<i>Poteaux sous-sol</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{50} x 0.7 x 450 = 21.82 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>
<i>Poteau ES</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{50} x 0.7 x 560 = 27.15 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>
<i>Poteau RDC</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{50} x 0.7 x 340 = 16.48 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>
<i>Poteau Niv 1 -Niv 3</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{50} x 0.7 x 306 = 14.84 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>
<i>Poteau Niv 4-Niv 6</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{45} x 0.7 x 306 = 16.48 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>
<i>Poteau Niv 7-Niv8</i>	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} x L_f = \frac{\sqrt{12}}{40} x 0.7 x 306 = 18.09 \leq 50$	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau II-13 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.**

La condition étant vérifiée pour tous les niveaux donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**II.1.4. Les voiles :**



**Figure II.7 : coupes des voiles.**

<b><u>a)Vérification d'épaisseur:</u></b> <b><u>(Art7.7.1. DuRPA99 version 2003)</u></b>	<b><u>b)Vérification de la largeur:(Art7.7.1)Du</u></b> <b><u>RPA99/version2003.</u></b>
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm.</p> <p>Le prédimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $\alpha \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\}$ <p>Dans notre cas le cas le plus défavorable est :</p> $\alpha \geq \frac{h_e}{20}$ <p><math>h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}}</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b><u>Pour le sous-sol :</u></b>  <math>h_e = 450 - 20 = 430\text{cm}</math>  <math>\alpha = 21.5\text{cm}</math></li> </ul> <p>D'où l'épaisseur du sous-sol est de <b><u>30cm</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b><u>Entre sol :</u></b>  <math>h_e = 560 - 20 = 540\text{cm}</math>  <math>\alpha = 27\text{cm}</math></li> </ul> <p>D'où l'épaisseur ES est de <b><u>30cm</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b><u>Pour les étages courants + RDC :</u></b></li> <li>➤ <b><u>RDC:</u></b>  <math>h_e = 340 - 20 = 320\text{cm}</math>  <math>\alpha = 16\text{cm}</math></li> <li>➤ <b><u>Etage courant :</u></b>  <math>h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}</math>  <math>\alpha = 14.3\text{cm}</math></li> </ul> <p>D'où l'épaisseur est égale à <b><u>20cm</u></b></p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voile : <math>L_{\min} \geq 4a</math>.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b><u>Pour le sous-sol</u></b>  <math>L_{\min} \geq 4 \times 25 = 100\text{cm}</math>  Donc : <math>L_{\min} = 100[\text{cm}] \rightarrow \text{OK}</math></li> <li>➤ <b><u>Pour l'entre sol :</u></b>  <math>L_{\min} \geq 4 \times 30 = 120\text{cm}</math>  Donc : <math>L_{\min} = 120[\text{cm}] \rightarrow \text{OK}</math></li> <li>➤ <b><u>Pour les étages courants + RDC :</u></b>  <math>L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}</math>  Donc : <math>L_{\min} = 80[\text{cm}] \rightarrow \text{OK}</math></li> </ul> <p><b><u>Donc : <math>L_{\min} = 120\text{cm}</math></u></b></p>

**Tableau II-14 : Les dimensions de voile.**

**Conclusion :**

Après avoir fait les calculs en respectant les différents règlements ; on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	<i>Eléments</i>		<i>Dimensions</i>
<b>Eléments secondaires</b>	<b>Dalle pleine</b>	Balcon	e=15cm
	<b>Plancher corps creux</b>	Etage courant + RDC	h=16+4
		Terrasse	
		Sous-sol	
	<b>Poutres</b>	Principale	30*35
		Secondaire Palier	30*35 25*35
<b>Eléments principales</b>	<b>Poteaux</b>	Sous-sol – Niv 1	50*45
		Niv 2- Niv 3	50*40
		Niv 4 -Niv 6	45*40
		Niv 7- Niv8	40*35
	<b>Voile</b>	e= 30cm e=20cm	/

**Tableau II.15 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.**



# **Chapitre III**

## Calcul des éléments

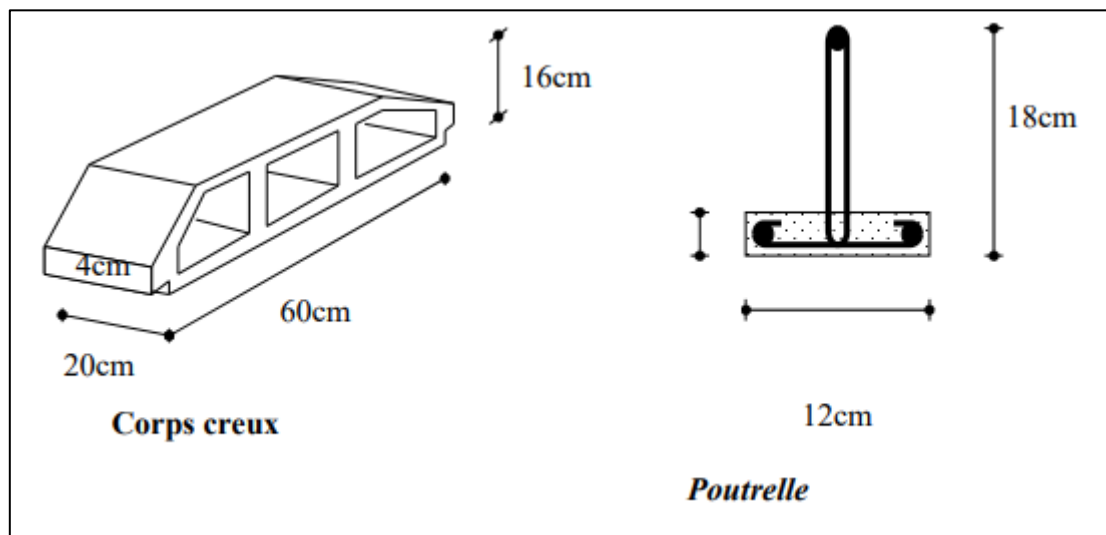


Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles (*BAEL 91 modifié 99*) et le *RPA99V2003*.

### III.1. Etude du plancher :

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T éespacées de 65cm, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.
- Le corps creux, utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique, sa hauteur est de 16cm.



**Figure III.1.1 : Schématisation du plancher corps creux.**

- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- Détermination des dimensions de la section en T :

20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.

33cm pour les armatures  $\parallel$  aux poutrelles.

Dans notre cas on fera l'étude pour un seul type de plancher qui aura pour fonction l'habitation.

### III.1.1. Ferrailage de la dalle de compression :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :  $l'$  : Distance entre axes des poutrelles ( $l' = 65\text{cm}$ ).

#### Nous adaptons :

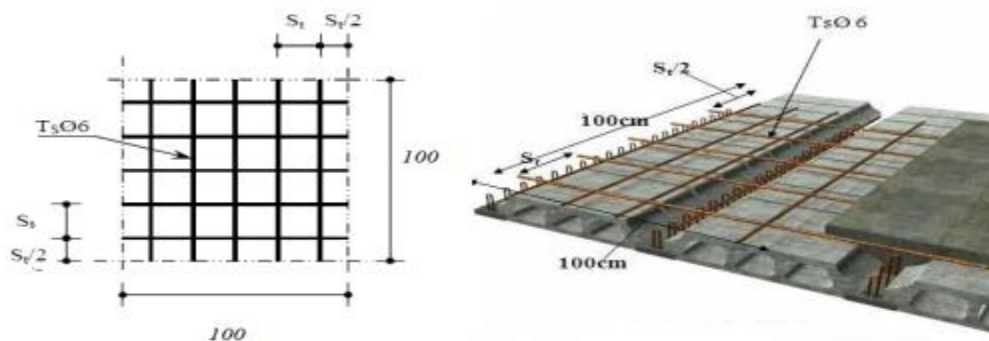
**6HA6** → **A = 1.70 cm<sup>2</sup>** → **St = 20cm** (St : distance entre les armatures).

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Sois :} \quad S_t = 20\text{cm}^2 / \text{ml}$$

#### Finalemnt :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (**20x20**) **cm<sup>2</sup>**.



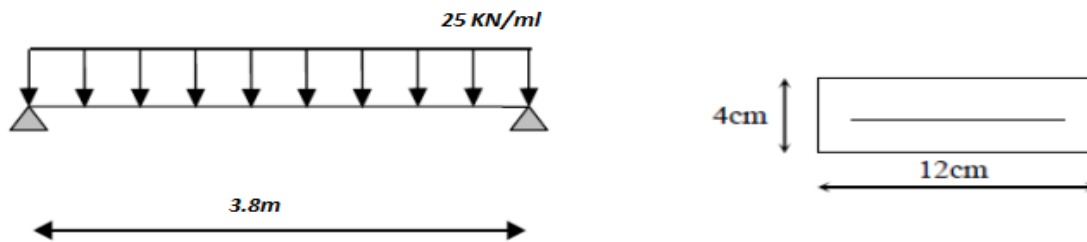
**Figure III.1.2. Schématisation du treillis soudé requis pour les planchers corps creux.**

### III.1.2. Calcul et ferrailage des poutrelles a l'ELU :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

#### a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps et celui de l'ouvrier. Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c.à.d. la travée de plus grande longueur : **L=4.40m**.



**Figure III.1.3. Schéma statique de la poutrelle.**

➤ **Charges et surcharges :**

- **Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/mL}$
- **Poids du corps creux :**  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/mL}$
- **Surcharge de l'ouvrier :**  $Q = 1 \text{ KN/mL}$

➤ **Combinaison d'action :**

- **Charge permanente :**  $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/mL}$
- **Charge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/mL}$

➤ **Calcul à l'état limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/mL}$$

- **Calcul de moment max en travée :**

$$M_o = M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.8^2}{8} = 4.51 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant max en travée :**

$$T_{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.8}{2} = 4.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

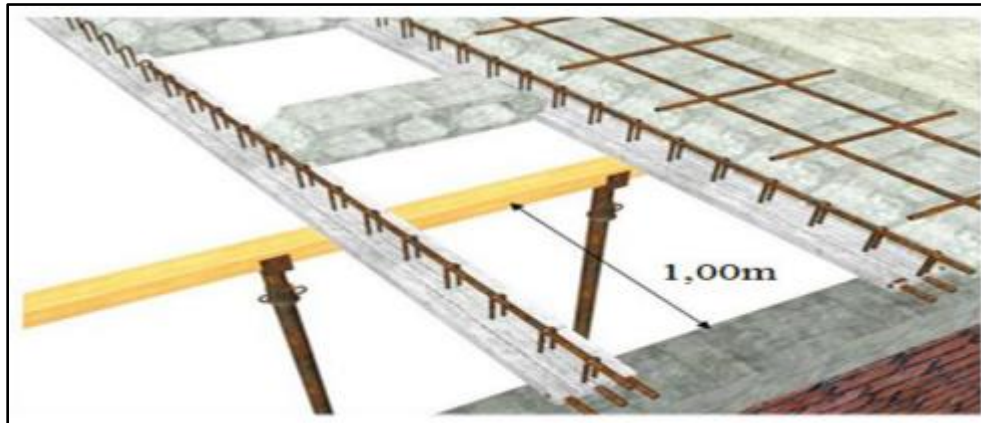
Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$\begin{cases} b = 12 \text{ cm} \\ h = 4 \text{ cm} \\ d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\sigma_{\gamma b}} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_o}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.48 > \mu_l = 0.392$$

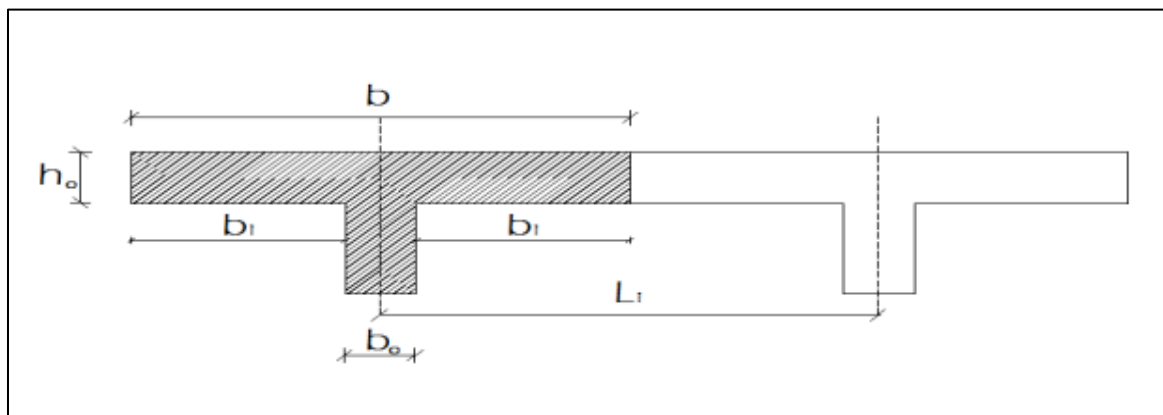
**La section est doublement armée (SDA) :** Les armatures de compression sont nécessaires. Comme la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de les placer, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Les étais sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées.



**Figure III.1.4. Disposition des étais.**

**b. Après coulage de la dalle de la compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles venant au plancher.



**Figure III.1.5. Dimensions de la section en T.**

- Avec :**
- $L_1$  : Longueur entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ ).
  - $b_o$  : Largeur de la nervure ( $b_o = 12 \text{ cm}$ ).
  - $h_o$  : Épaisseur de la dalle de compression ( $h_o = 4 \text{ cm}$ ).
  - $b_1$  : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ( $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ )

➤ Charge et surcharge :

- Poids propre du plancher terrasse :  $G = 5.63 \times 0.65 = 3.65 \text{ KN/mL}$ .
- Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5.12 \times 0.65 = 3.32 \text{ KN/mL}$ .
- Surcharge d'exploitation :
  - Usage d'habitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/mL}$ .
  - Usage de commerce :  $Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/mL}$ .
  - Terrasse :  $Q_1 = 1 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN/mL}$ .

➤ Combinaison d'action :

- 1<sup>er</sup> type : (usage d'habitation) :

✚ A'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35(3.32) + 1.5(0.98)$$

$$q_u = 5.952 \text{ KN/mL}$$

✚ A'ELS :

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 3.32 + 0.98$$

$$q_s = 4.3 \text{ KN/mL}$$

- 2<sup>ème</sup> type : (usage commerciale) :

✚ A'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35(3.32) + 1.5(2.6)$$

$$q_u = 8.382 \text{ KN/mL}$$

✚ A'ELS :

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 3.32 + 2.6$$

$$q_s = 5.92 \text{ KN/mL}$$

- 3<sup>ème</sup> type : (terrasse) :

✚ A'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35(3.65) + 1.5(0.65)$$

$$q_u = 5.902 \text{ KN/mL}$$

✚ A'ELS :

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 3.65 + 0.65$$

$$q_s = 4.3 \text{ KN/mL}$$

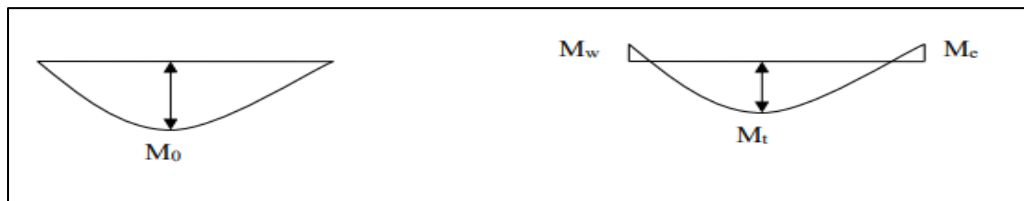
**III.1.3. Choix de la méthode :**

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

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

➤ **La méthode forfaitaire :**

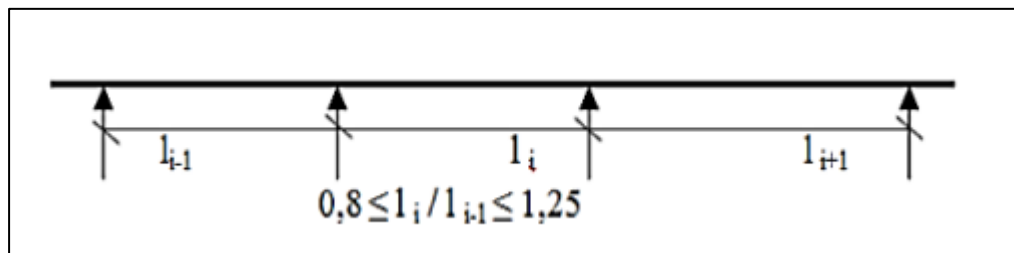
Cette méthode consiste à évaluer les valeurs **maximales des moments en travée et des moments** sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.



**Figure III.1.6. Diagramme des moments (principe de la méthode)**

On peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq \min \left( 2G ; 5 \left[ \frac{kN}{m^2} \right] \right)$ , Où G représente la Charge permanente et Q la surcharge nominale du plancher).
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.



**Figure III.1.7. Schématisation des portées successives.**

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- $Q \leq \max\{2G; 5 \text{ kN}\}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{2.6 \text{ kN}}{\text{ml}} \leq 2G = 2 \times 3.32 = 6.64 \text{ kN/ml} \\ Q = 2.6 \text{ kN} \leq 5 \text{ kN} \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées ..... **Condition vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme peu nuisible..... **Condition vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ( $0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ )

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \begin{cases} \frac{3.8}{3.6} = 1.05 \\ \frac{3.6}{3.65} = 0.98 \\ \frac{3.65}{3.4} = 1.07 \\ \frac{3.4}{3.5} = 0.97 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

➤ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d’exploitation à la somme des charges permanentes et d’exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d’exploitation modérée.

En effet pour  $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$  et pour  $Q = 2G \rightarrow \alpha = \frac{2}{3}$

- $M_0$ : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d’appuis.

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad \text{Avec : } L : \text{ longueur de la travée entre nus d'appuis.}$$

$q$  : charge uniformément répartie.

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l’appui de gauche et de droite respectivement.
- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée. Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

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

- $0.6M_0$  : dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$  : pour les appuis de rive semi encastrés.

➤ **Calcul des coefficients :**

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

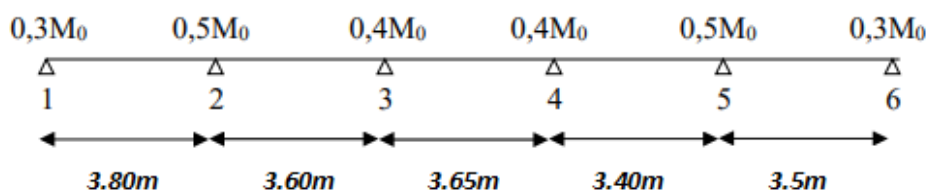
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.6}{2.6 + 3.32} = 0.439 \rightarrow \left(0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0.439$

$$1 + 0.3\alpha = 1.132$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.439}{2} = 0.565 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.665 \end{array} \right.$$

**Type n°1 :** nous avons une poutre sur 6 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :



**1. Calcul des moments isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.8^2}{8} = 15.13 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.6^2}{8} = 13.58 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.65^2}{8} = 13.96 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.4^2}{8} = 12.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.5^2}{8} = 12.83 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \text{ Max}(M_{01}; M_{02}) = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \text{ Max}(M_{03}; M_{04}) = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.5 \text{ Max}(M_{04}; M_{05}) = 6.42 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.3M_{01} = 3.85 \text{ KN.m}$$

**3. Calcul des moments en travées :**

• **Travée de rive :**

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.665M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.132M_0 \rightarrow M_t \geq 0.732M_0$$

On prend :  $M_t = 0.732M_0$

• **Travée intermédiaire :**

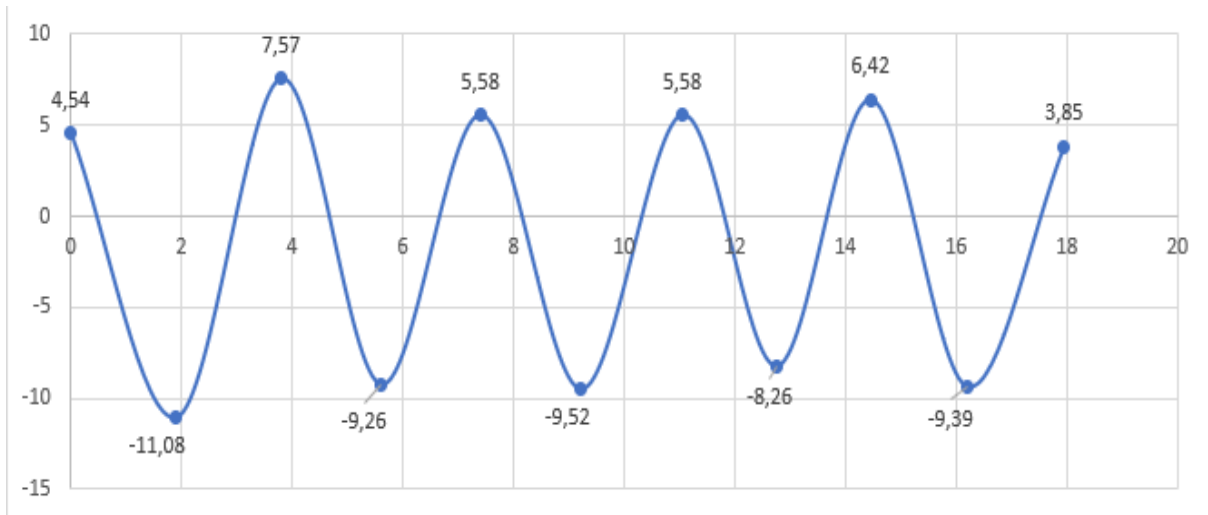
$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.565M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.132M_0 \rightarrow M_t \geq 0.692M_0$$

On prend :  $M_t = 0.682M_0$

Travée	$L_0(m)$	$Q_u(KN/ml)$	$M_0(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$\alpha$	$M_t(KN.m)$
<b>1-2</b>	3.8	8.382	15.13	4.54	7.57	0.439	<b>11.08</b>
<b>2-3</b>	3.6	8.382	13.58	7.57	5.58	0.439	<b>9.26</b>
<b>3-4</b>	3.65	8.382	13.96	5.58	5.58	0.439	<b>9.52</b>
<b>4-5</b>	3.4	8.382	12.11	5.58	6.42	0.439	<b>8.26</b>
<b>5-6</b>	3.5	8.382	12.83	6.42	3.85	0.439	<b>9.39</b>

**Tableau III.1.1: Calcul des moments fléchissant a l'ELU**



**Figure III.1.8. : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher**

**4. Calcul des efforts tranchants :**

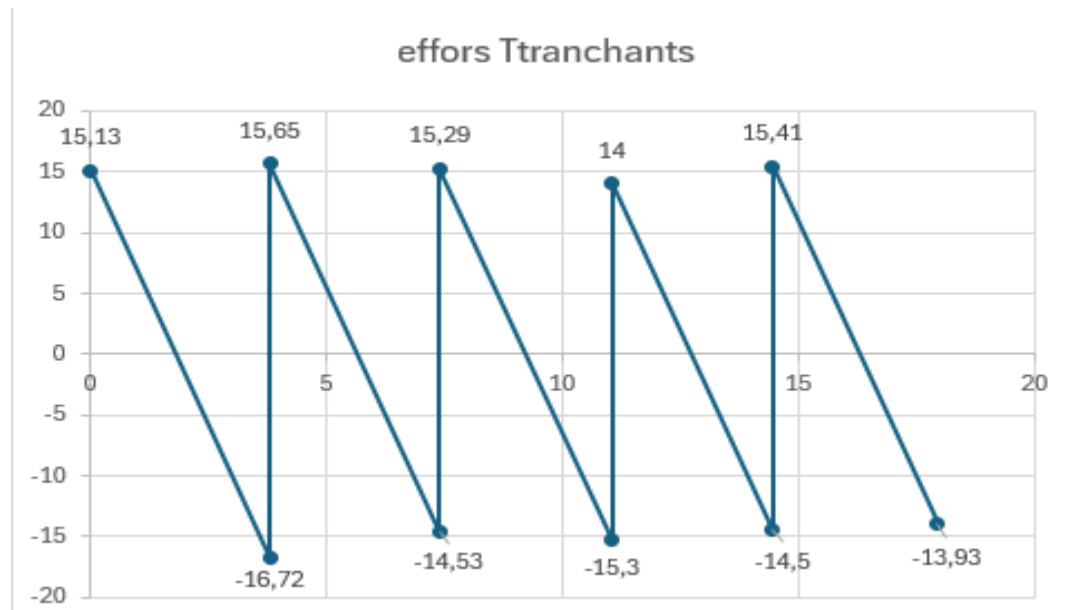
$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_W + M_e}{L_{i+1}}$$

$$T_w = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_W + M_e}{L}$$

$$T_e = T_w + q_u \cdot L$$

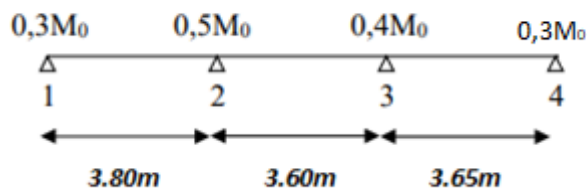
Travée	$L_0(m)$	$Q_u(KN/ml)$	$M_W(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$T_e(KN)$	$T_w(KN)$
<b>1-2</b>	3.8	8.382	4.54	7.57	<b>15.13</b>	<b>-16.72</b>
<b>2-3</b>	3.6	8.382	7.57	5.58	<b>15.64</b>	<b>-14.53</b>
<b>3-4</b>	3.65	8.382	5.58	5.58	<b>15.29</b>	<b>-15.30</b>
<b>4-5</b>	3.4	8.382	5.58	6.42	<b>14.00</b>	<b>-14.50</b>
<b>5-6</b>	3.5	8.382	6.42	3.85	<b>15.41</b>	<b>-13.93</b>

**Tableau III.1.2 : Calcul des efforts tranchants a L'ELU**



**Figure. III.1.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de plancher**

**Type n°2 :** nous avons une poutre sur 4 appuis, comme présentée dans le schéma suivant



**1. Calcul des moments isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_u x L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.8^2}{8} = 15.13 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u x L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.6^2}{8} = 13.58 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u x L^2}{8} = \frac{8.382 \times 3.65^2}{8} = 13.96 \text{KN.m}$$

**2. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{01} = 4.54 \text{kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 7.57 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{02}; M_{03}) = 6.98 \text{kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_3 = 4.188 \text{kN.m}$$

### 3. Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.665M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.132M_0 \rightarrow M_t \geq 0.732M_0$$

On prend :  $M_t = 0.732M_0$

- Travée intermédiaire :

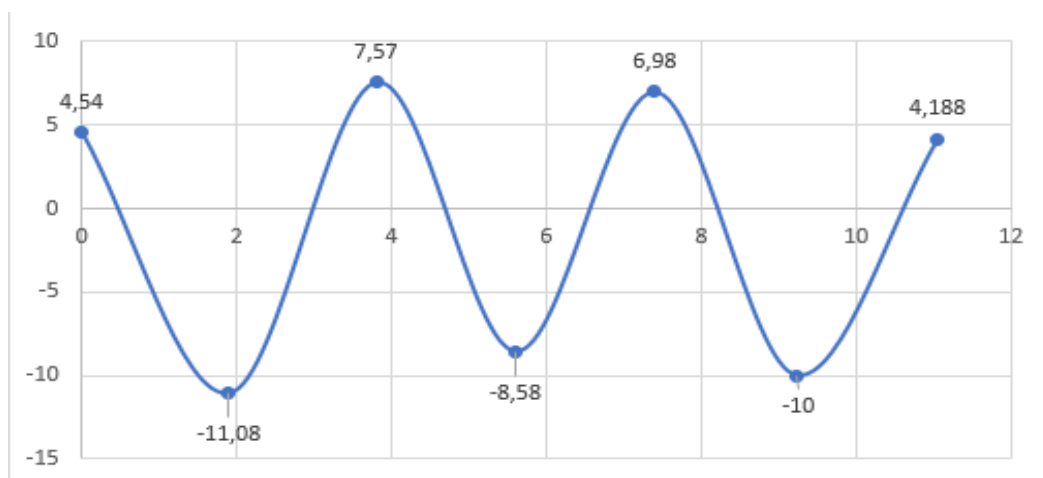
$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.565M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.132M_0 \rightarrow M_t \geq 0.632M_0$$

On prend :  $M_t = 0.632M_0$

Travée	$L_0(m)$	$Q_u(KN/ml)$	$M_0(KN.m)$	$M_W(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$\alpha$	$M_t(KN.m)$
1-2	3.8	8.382	15.13	4.54	7.57	0.439	<b>11.08</b>
2-3	3.6	8.382	13.58	7.57	6.98	0.439	<b>8.58</b>
3-4	3.65	8.382	13.96	6.98	4.188	0.439	<b>10.00</b>

**Tableau III.1.3 : Calcul des moments fléchissant à l'ELU**



**Figure. III.1.10 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher**

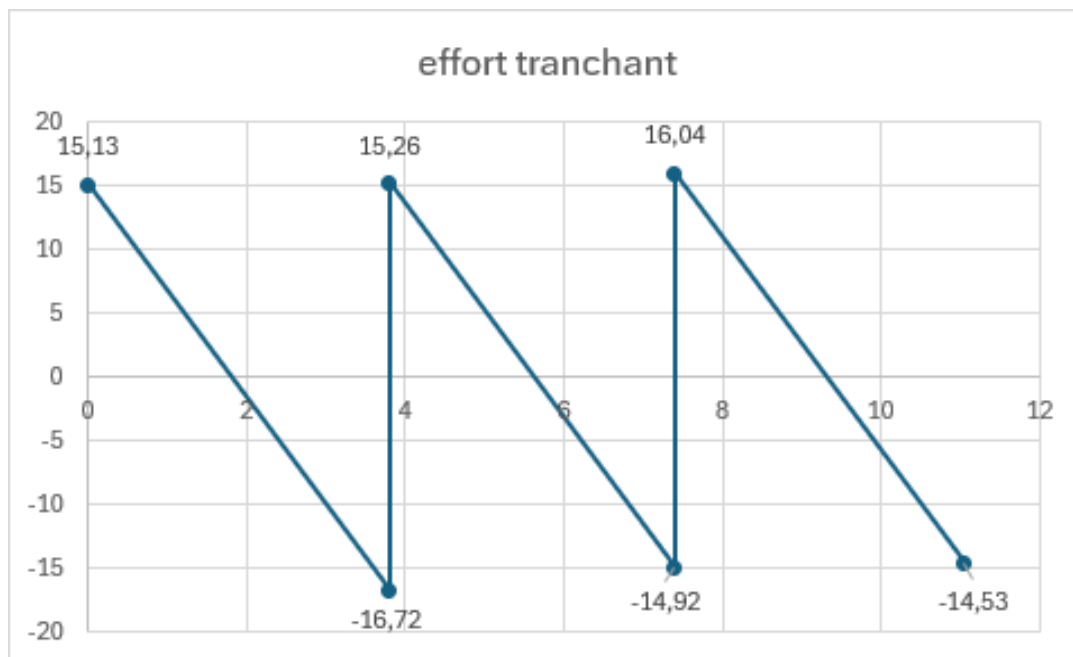
4. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_W + M_e}{L_{i+1}}$$

$$T_w = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_W + M_e}{L}$$

$$T_e = T_w + q_u \cdot L$$

Travée	$L_0(m)$	$Q_u(KN/ml)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$T_e(KN)$	$T_w(KN)$
1-2	3.8	8.382	4.54	7.57	15.13	-16.72
2-3	3.6	8.382	7.57	6.98	15.26	-14.92
3-4	3.65	8.382	6.98	4.188	16.04	-14.53

**Tableau III.1.4 : Calcul des efforts tranchants à L'ELU****Figure. III.1.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de plancher**

**III.1.3.1. Calcul des armatures : (Section en T)****✚ Armatures longitudinales : (FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)**

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 1.42 \times (0.16) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$(M_t^{\text{max}} = 11.08 \text{ KN.m}) < (M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m})$$

→ La table n'est pas entièrement comprimée

→ Le calcul est analogue à celui d'une section rectangulaire  $(65 \times 20)\text{cm}^2$

(En travée) :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.08 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$(\mu_u = 0.037) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA}$$

Calcul de la section d'armatures :

$$(\mu_u = 0.037) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.9811)$$

$$A_t = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.08 \times 10^3}{0.9811 \times 18 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}10 = 2.35\text{cm}^2)$$

→ Le calcul est analogue à celui d'une section rectangulaire  $(12 \times 20)\text{cm}^2$

(Aux appuis) :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\text{max}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.57 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.137$$

$$(\mu_u = 0.137) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA}$$

Calcul de la section d'armatures :

$$(\mu_u = 0.137) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.925)$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.57 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 348} = 1.306\text{cm}^2$$

$$(A_{\text{adoptée}} = 2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2)$$

**✚ Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91V99)**

Diamètre :

$$\phi_t \leq \left[ \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm} \right]$$

→  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

→ Soit : Un étrier en **HA6**

Espacement :  $\left(\text{Art A.} \frac{5.1.22}{\text{BAEL91V99}}\right)$

$$S_t \leq [\min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}]$$

→  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.1.4. Vérification à l'ELU :

#### III.1.4.1. Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ \text{(En travée):} \left\{ \begin{array}{l} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \\ [(A_{adoptée} = \mathbf{2.35 \text{ cm}^2}) > (A_{CNF} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2})] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{(Aux appuis):} \left\{ \begin{array}{l} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2} \\ [(A_{adoptée} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}) > (A_{CNF} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2})] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

#### III.1.4.2. Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(FPP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \\ \text{Vérification :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.72 \times 10^3}{180 \times 120} = \mathbf{0.774 \text{ MPa}} \\ (\tau_u = \mathbf{0.774 \text{ MPa}}) < (\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

#### III.1.4.3. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}} \\ L_s \geq \left( \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 352.11 \text{ mm} = \mathbf{35.211 \text{ cm}} \right) \\ L_s = \mathbf{40 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Les règles de (Art A.6,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$L_s = 0,4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

#### III.1.4.4. Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 3 \times 3.14 \times 10 = \mathbf{94.2 \text{ mm}} \\ \text{Vérification :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.72 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = \mathbf{1.095 \text{ MPa}} \\ (\tau_{se} = \mathbf{1.095 \text{ MPa}}) < (\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### III.1.5. Calcul et ferrailage des poutrelles a l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge. Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $\frac{q_s}{q_u}$  Pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.93}{8.382} = 0.706$$

#### Type 1 :

- Moments isostatiques :

$$M_1 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.92 \times 3.8^2}{8} = 10.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.922 \times 3.6^2}{8} = 9.59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.92 \times 3.65^2}{8} = 9.86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.92 \times 3.4^2}{8} = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.92 \times 3.5^2}{8} = 9.064 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis (KN.m) :

$$M1 = 4.54 \times 0.706 = 3.205$$

$$M2 = 7.57 \times 0.706 = 5.344$$

$$M3 = M4 = 5.58 \times 0.706 = 6.057$$

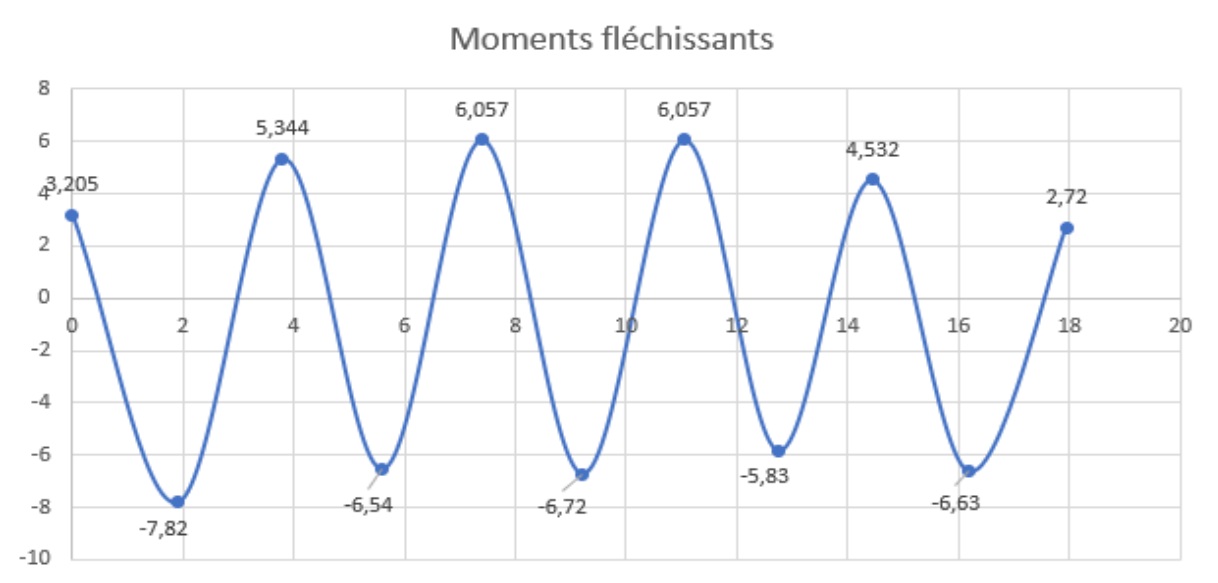
$$M5 = 6.42 \times 0.706 = 4.532$$

$$M6 = 3.85 \times 0.706 = 2.72$$

- Moments en travées (KN.m) :

Travée	$L_0(m)$	$\frac{q_s}{q_u}$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
1-2	3.8	0.706	3.205	5.344	<b>7.82</b>
2-3	3.6	0.706	5.344	6.057	<b>6.54</b>
3-4	3.65	0.706	6.057	6.057	<b>6.72</b>
4-5	3.4	0.706	6.057	4.532	<b>5.83</b>
5-6	3.5	0.706	4.532	2.72	<b>6.63</b>

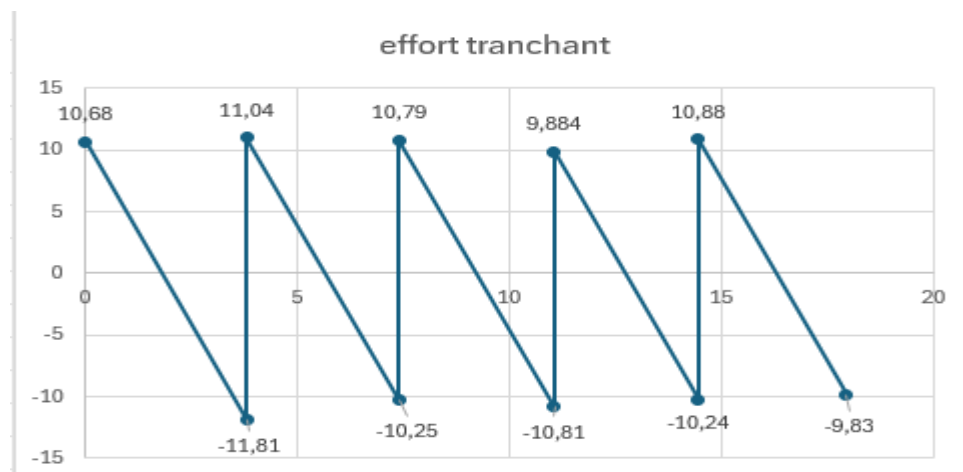
**Tableau III.1.5 : Calcul des moments fléchissant a l'ELS**



**Figure III.1.12 : Calcul des efforts tranchants a L'ELU**

Travée	$L_0(m)$	$\frac{q_s}{q_u}$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$T_e(KN)$	$T_w(KN)$
1-2	3.8	0.706	3.205	5.344	<b>10.68</b>	<b>-11.81</b>
2-3	3.6	0.706	5.344	6.057	<b>11.04</b>	<b>-10.25</b>
3-4	3.65	0.706	6.257	6.057	<b>10.79</b>	<b>-10.81</b>
4-5	3.4	0.706	6.057	4.532	<b>9.884</b>	<b>-10.24</b>
5-6	3.5	0.706	4.532	2.72	<b>10.88</b>	<b>-9.83</b>

**Tableau III.1.6 : Calcul des efforts tranchants a L'ELS.**



**Figure. III.1.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de plancher**

Type 2 :

- Moment aux appuis (KN.m) :

$$MA = 4.54 \times 0.706 = \mathbf{3.205}$$

$$MB = 7.57 \times 0.706 = \mathbf{5.344}$$

$$MC = 6.98 \times 0.706 = \mathbf{4.93}$$

$$MD = 4.188 \times 0.706 = \mathbf{2.96}$$

- Moments en travées (KN.m) :

Travée	$L_0(m)$	$\frac{q_s}{q_u}$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
1-2	3.8	0.706	3.205	5.344	<b>7.82</b>
2-3	3.6	0.706	5.344	4.93	<b>7.02</b>
3-4	3.65	0.706	4.93	2.96	<b>6.06</b>

Tableau III.1.7 : Calcul des moments fléchissant a l'ELS

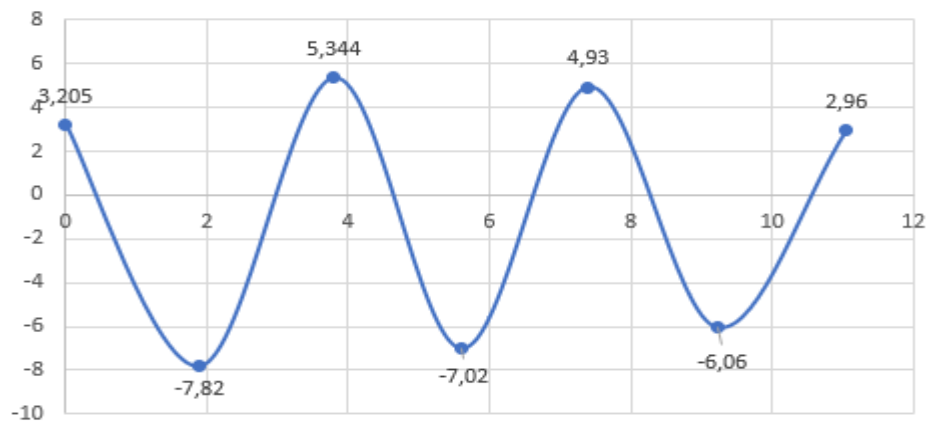
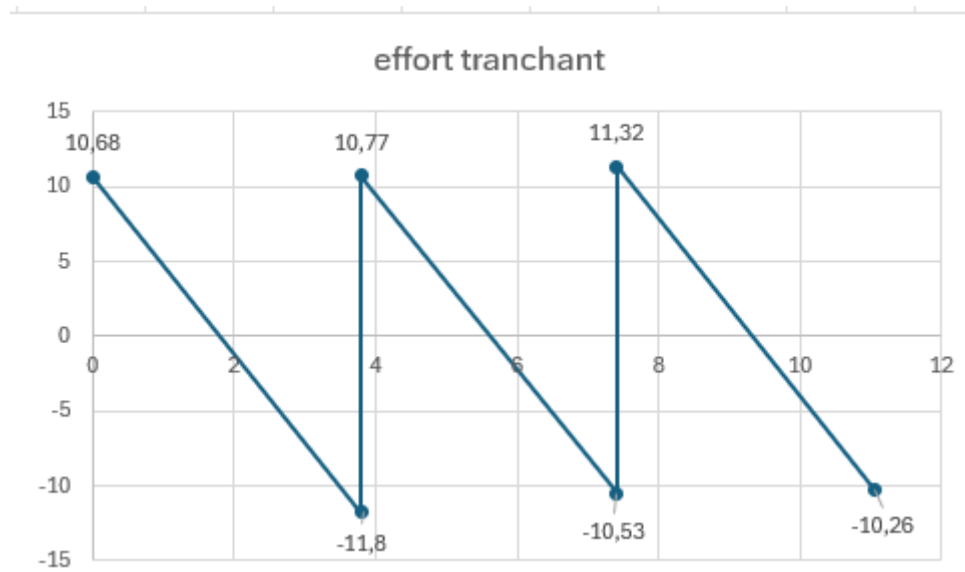


Tableau III.1.14 : Calcul des efforts tranchants a L'ELS

Travée	$L_0(m)$	$\frac{q_s}{q_u}$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$T_e(KN)$	$T_w(KN)$
1-2	3.8	0.706	3.205	5.344	<b>10.68</b>	<b>-11.80</b>
2-3	3.6	0.706	5.344	4.93	<b>10.77</b>	<b>-10.53</b>
3-4	3.5	0.706	4.93	2.96	<b>11.32</b>	<b>-10.26</b>

Tableau III.1.8 : Calcul des efforts tranchants a L'ELS.



**Figure. III.1.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de plancher**

**III.1.6. Vérification à l'ELS :**

**III.1.6.1. Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)**

$$\begin{aligned}
 & \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\
 & \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \\
 & \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\
 \text{Avec : } & \begin{cases} \text{(En travée) : } M_s = M_t^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 11.08 \times \frac{5.92}{8.382} = \mathbf{7.822 \text{ KN.m}} \\ \text{(Aux appuis) : } M_s = M_a^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 7.57 \times \frac{5.92}{8.382} = \mathbf{5.344 \text{ KN.m}} \end{cases} \\
 \text{(acier): } & \begin{cases} \text{Vérification :} \\ \text{(En travée) : } \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = \mathbf{1.087} \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.856) \\ \sigma_s = \frac{7.822 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = \mathbf{216.024 \text{ MPa}} \\ (\sigma_s = \mathbf{216.024 \text{ MPa}}) < (\bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}}) \rightarrow \mathbf{CV} \\ \text{(Aux appuis) : } \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = \mathbf{0.727} \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.877) \\ \sigma_s = \frac{5.344 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = \mathbf{215.622 \text{ MPa}} \\ (\sigma_s = \mathbf{215.622 \text{ MPa}}) < (\bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}}) \rightarrow \mathbf{CV} \end{cases}
 \end{aligned}$$

$$(\text{Béton}) : \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ \left( \text{Art A. 4. 5.} \frac{2}{\text{BAEL91V99}} \right) \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \left. \begin{array}{l} \text{Vérification :} \\ (\rho_1 = 1.087) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 19.72) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{216.024}{19.72} = \mathbf{10.95 \text{ MPa}} \\ (\sigma_{bc} = \mathbf{10.95 \text{ MPa}}) < (\overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \left. \begin{array}{l} (\text{Aux appuis}) : \left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 0.727) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 25.49) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{215.622}{25.49} = \mathbf{8.46 \text{ MPa}} \\ (\sigma_{bc} = \mathbf{7.65 \text{ MPa}}) < (\overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

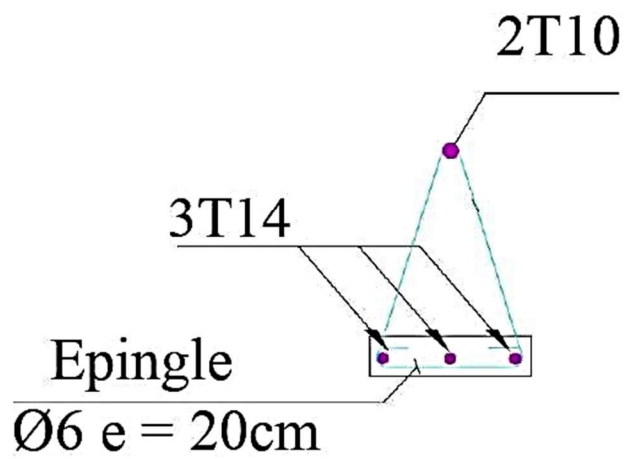
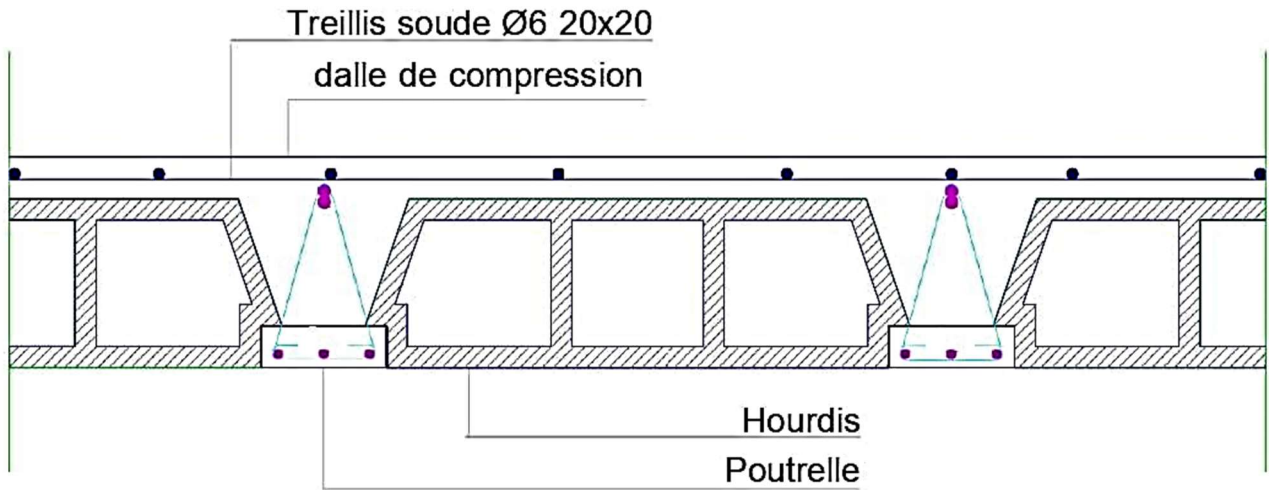
### III.1.6.2. Flèche des poutrelles : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles du **BAEL.91/99** (*Article B.5.6.1*) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'**ELS** des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{380} = 0.052 \geq 0.044 \\ \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{7.82}{10.68} = 0.048 \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiées} \\ \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right.$$

### III.1.7. Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage des poutrelles est validé comme suite :
  - Armatures longitudinales (En travée) :  $A_{adoptée} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$ .
  - Armatures longitudinales (Aux appuis) :  $A_{adoptée} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .
  - Armatures transversales : (un étrier) en **HA6 Avec** :  $St = 15 \text{ cm}$ .



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

2R+étage de service+ 7 étages + sous-  
sols

PLAN DE FERRAILLAGE DE PLANCHER

Réalisé par : BELKESSAM Sarah  
AMEROUCHE Samia

Dérigé par : Mme KHELOUI. F

PROMOTION : 2023 / 2024

### III.2. Les balcons :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Il travaille comme une *console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher*, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps (en brique creuse de 10cm d'épaisseur). *Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur*, dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- $Q$ : charges et surcharges verticales revenant au balcon.
- $G$ : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10 cm

#### III.2.1. Détermination des efforts internes :

##### III.2.1.1. Charges revenant au balcon :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	22	0.44
Couche de sable	0.020	18	0.36
Dalle pleine	0.150	25	3.75
Enduit de ciment	0.020	18	0.36
Charge permanente totale ( $G_t$ )			5.35

Tableau III.2.1 : Charge permanente totale ( $G_t$ ) de la dalle revêtue.

##### III.2.1.2. Charges revenant au garde-corps :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Poids total (F)			1.62

Tableau III.2.2: Poids total (F) du garde-corps.

#### III.2.3. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{KN} / \text{m}^2 \text{ (uniformément répartie)}$$

III.2.4. Combinaisons de charge :
 A'ELS :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- La dalle :

$$q_u = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1mL = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1mL = \mathbf{12.47KN/mL}$$

- Le garde-corps :

$$F_u = 1.35G_2 \times 1mL = (1.35 \times 1.62) \times 1mL = \mathbf{2.19KN/ML}$$

 A'ELS :

$$q_s = G + Q$$

- La dalle :

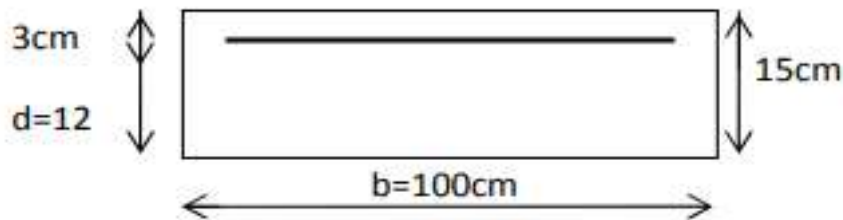
$$q_s = (G_1 + Q) \times 1mL = (5.35 + 3.5) \times 1mL = \mathbf{8.85KN/mL}$$

- Le garde-corps :

$$F_s = G_2 \times 1mL = 1.62 \times 1mL = \mathbf{1.62KN/mL}$$

III.2.4.1. Calcul du moment fléchissant total (M) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant dû à (q) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} M_{q_u} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.275^2}{2} = \mathbf{10.14 KN.m} \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} M_{q_s} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.275^2}{2} = \mathbf{7.19 KN.m} \end{array} \right. \\ \text{Moment fléchissant dû au poids du garde - corps (F) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} M_{F_u} = F_u \times L = 2.19 \times 1.275 = \mathbf{2.79 KN.m} \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} M_{F_s} = F_s \times L = 1.62 \times 1.275 = \mathbf{2.07 KN.m} \end{array} \right. \\ \text{Moment fléchissant total (M) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} M_u = M_{q_u} + M_{F_u} = 10.14 + 2.79 \\ \mathbf{M_u = 12.93 KN.m} \end{array} \right. \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} M_s = M_{q_s} + M_{F_s} = 7.19 + 2.07 \\ \mathbf{M_s = 9.27 KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

II.2.5. Calcul des armatures à l'ELU :**Figure III.2.1. Schématisation de la section transversale du balcon.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du moment réduit :} \\ \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.93 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = \mathbf{0.063} \\ (\mu_u = 0.063) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \mathbf{SSA} \\ \text{Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :} \\ (\mu_u = 0.063) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.967) \\ A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.93 \times 10^3}{0.967 \times 12 \times 34.8} = \mathbf{3.20 \text{ cm}^2} \\ (A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}14 = 4.52 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{Calcul de la section d'armatures transversales (Répartition) :} \\ A_r = \frac{1}{4} \times 4.52 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.2.6. Vérification à l'ELU :III.2.6.1. Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.45 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.2.6.2. Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(FP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa} \\ T_u = q_u \times L + F_u = 12.47 \times 1.275 + 2.19 = 18.09 \text{ KN} \\ \text{Vérification :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18.09 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.15 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.2.6.3. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left( \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.84} = 492.95 \text{ mm} = 49.29 \text{ cm} \right) \\ L_s = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.2.6.4. Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 4 \times 3.14 \times 14 = 150.72 \text{ mm} \\ \text{Vérification :} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.09 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.11 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 1.11 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.2.6.5. Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.2.7. Vérification à l'ELS :****III.2.7.1. Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)**

$$\left( \text{Aciers} \right) : \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\ \bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min[(266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa})] = 201.63 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.905) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{9.26 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 188.64 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 188.64 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

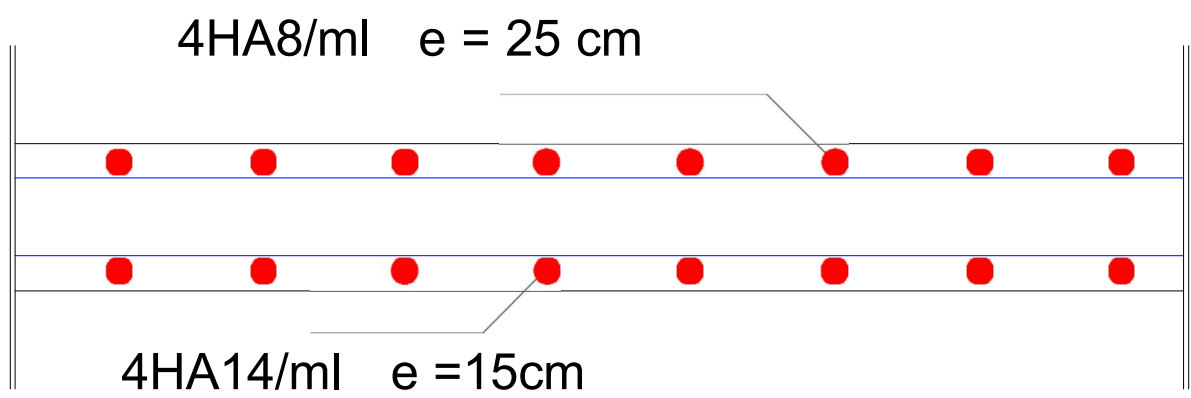
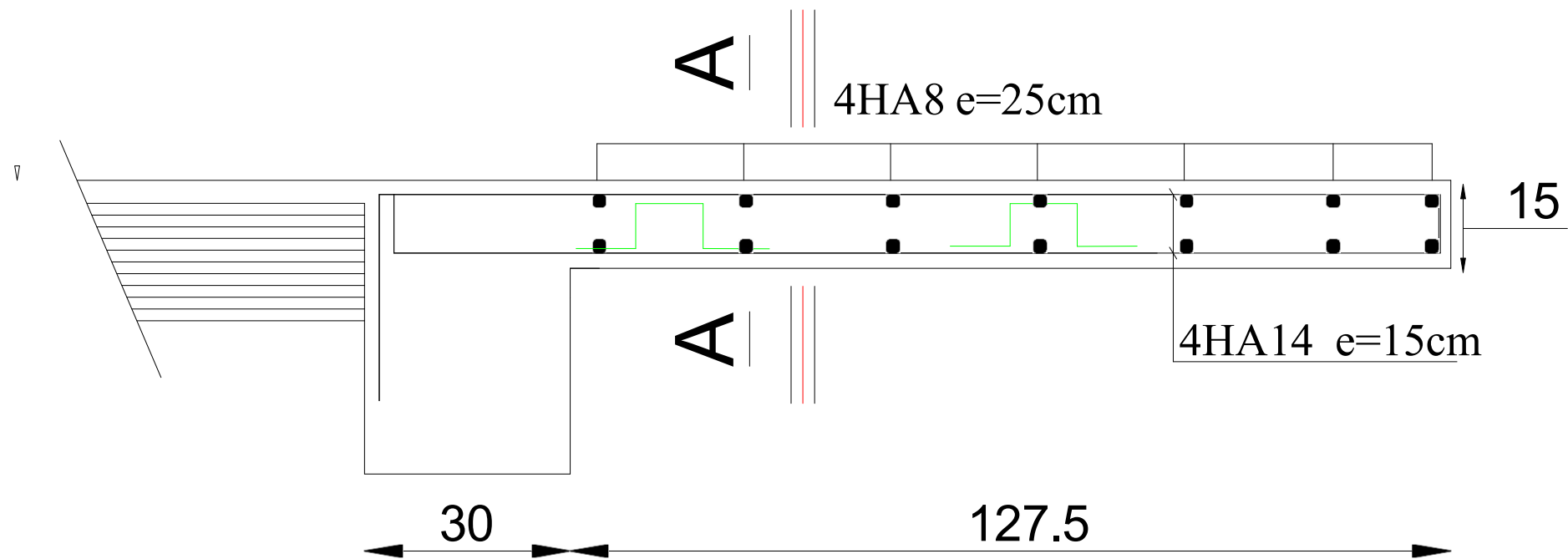
$$(\text{Béton}) : \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ (\text{Art A. 4.5.2/BAEL91V99}) \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Vérification :} \\ (\rho_1 = 0.377) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 37.63) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{188.64}{37.63} = 5.01 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 5.01 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

### III.2.7.2. Flèche du balcon : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{1.275} = 0.052 \geq 0.0625 \\ \frac{15}{1.275} = 0.117 \geq \frac{9.26}{10 \times 12.93} = 0.0716 \dots \text{Conditions vérifiées} \\ \frac{4.52}{12 \times 100} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

### III.2.8. Conclusion :

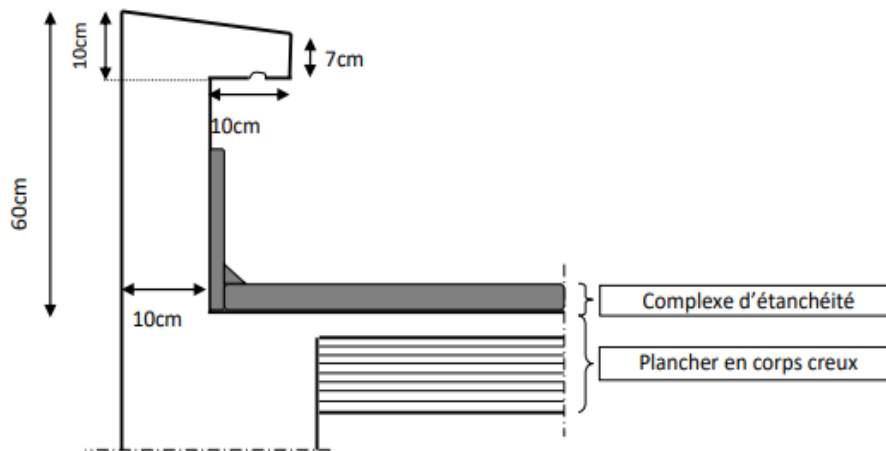
- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage des balcons est validé comme suite :
  - Armatures principales :
 
$$A_{adoptée} = 4HA14 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{Avec : } St = 25 \text{ cm.}$$
  - Armatures de répartition :
 
$$A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{Avec : } St = 25 \text{ cm.}$$



Coupe A-A

<p>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU          Faculté Génie de la Construction          Département Génie Civil</p> <p>OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL</p> <p>Projet de fin d'étude</p> <p>Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage          d'habitation et commercial</p>
<p>PLAN DE FERRAILLAGE DU BALCON</p>
<p>Réalisé par : BELKESSAM Sarah          AMROUCHE Samia          Dérigé par : Mme TAOUACHE-KHELOUI.F</p>
<p>PROMOTION : 2023 / 2024</p>

### III.3. L'acrotère :



**Figure III.3.1 : Schéma d'un acrotère.**

#### III.3.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme **préjudiciable**.
- Le calcul se fera pour une bande de **1m**.

#### III.3.2. Dimensionnement :

##### • La surface :

$$S = (0,6 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + (0,1 \times 0,032) = \mathbf{0,0685 \text{ m}^2}.$$

##### • Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = \mathbf{1,712 \text{ KN/ml}}.$$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

#### III.3.3. Calcul des efforts internes :

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminée dans le chapitre précédent égale à :

$$G = \mathbf{1,71 \text{ kN/ml}}.$$

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

• Calcul des sollicitations :

➤ *Moment de renversement M dû à la surcharge Q :*

$$MQ = Q \times H = 1 \times 0,60 \times 1ml = \mathbf{0,60 \text{ kN.m}}$$

➤ *Effort tranchant :*

$$T = Q \times 1ml = \mathbf{1 \text{ kN}}$$

➤ *Effort normal du au poids propre G :*

$$N = G \times 1ml = \mathbf{1,71 \text{ kN}}$$

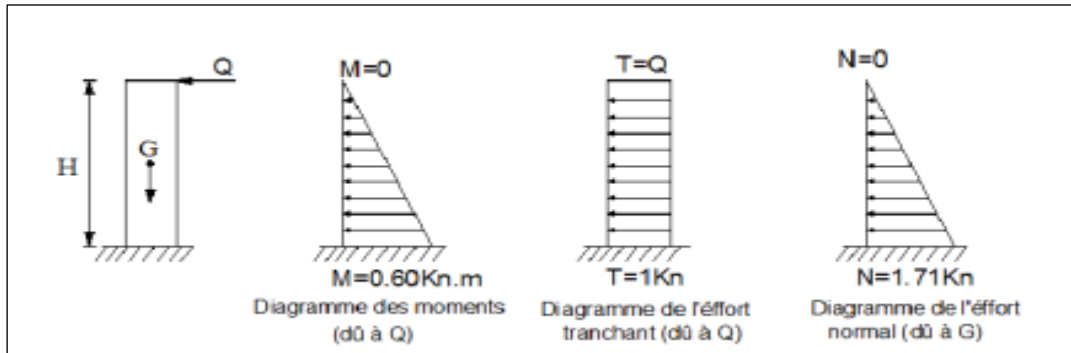


Figure III.3.2. Diagramme des efforts internes.

III.3.4. Combinaison des charges :

AI'ELU :  $qu = 1,35G + 1,5Q$ .

- L'effort normal :  $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,71 = 2,30 \text{ kN}$ .
- L'effort tranchant :  $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$ .
- Moment de flexion :  $M_u = 1,5 MQ = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$ .

AI'ELS :  $qs = G + Q$ .

- L'effort normal :  $N_s = G = 1,71 \text{ kN}$ .
- L'effort tranchant :  $T_s = Q = 1 \text{ kN}$ .
- Moment de flexion :  $M_s = MQ = 0,60 \text{ kN.m}$

III.3.5. Calcul du ferrailage :

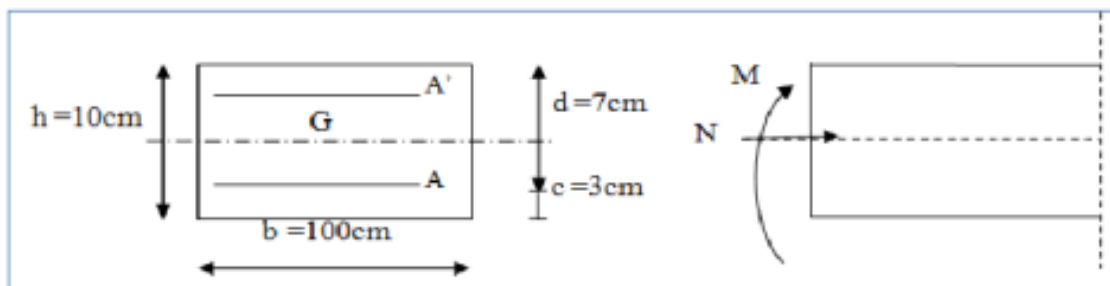
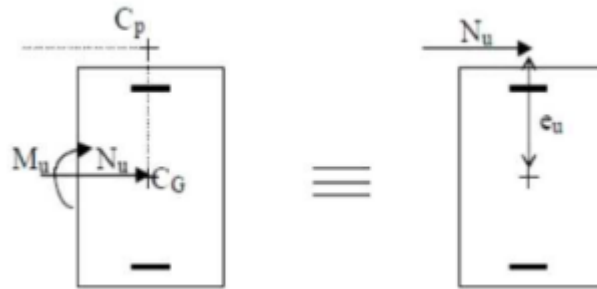


Figure III.3.3 : Répartition des efforts internes

Figure III.3.4 : Schéma des armatures

**III.3.5.1. Détermination de l'excentricité :**

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm} \\ a = \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{10}{2} - 3\right) = 2 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_u > a \\ \text{(Section Partiellement Comprimée)} \end{cases}$$

**Figure III.3.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée****Nous avons :**

$e_u = 39 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la **section est partiellement comprimée**.

Donc l'acrotère sera calculé en **flexion simple** sous l'effet du **moment fictif**  $M_f$ , puis en **flexion composée** où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**III.3.5.2. Calcul de la section d'armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fictif :} \\ M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (0.5 \times h - c)] = 2.312 \times [0.39 + (0.5 \times 0.1 - 0.02)] \\ \mathbf{M_f = 0.948 \text{ KN.m}} \\ \text{Moment réduit :} \\ \mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94800}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = \mathbf{0.014} \\ (\mu_b = 0.013) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \mathbf{SSA} \\ \text{D'après le tableau : } \mu u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,994 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section fictive d'armatures (en flexion simple) :} \\ A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94800}{0.994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2 \\ \text{Section réelle d'armatures (en flexion composée) :} \\ A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0 \rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires} \end{array} \right.$$

**III.3.6. Vérification à l'ELU :****III.3.6.1. Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ? \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Détermination de l'excentricité à l'ELS :} \\
 e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.713} = \mathbf{0.35\ m}
 \end{array} \right. \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Vérification :} \\
 A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times f_{t28} \times d \times (e_s - 0.45 \times d)}{f_e \times (e_s - 0.185 \times d)} \\
 A_{CNF} = \frac{0.23 \times 100 \times 2.1 \times 10^2 \times 7 \times (35 - 0.45 \times 7)}{400 \times 10^2 \times (35 - 0.185 \times 7)} = \mathbf{0.798\ cm^2} \\
 (A_{st} = 0.32\ cm^2) < (A_{CNF} = 0.798\ cm^2) \rightarrow \text{CNV}
 \end{array} \right. \\
 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Les armatures principales :} \\
 A_{adoptée} \geq (A_{CNF} = 0.798\ cm^2) \\
 (A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01\ cm^2) \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 25\ cm} \\
 \text{Les armatures de répartition :} \\
 A_r = \frac{1}{4} \times 2.01 = 0.50\ cm^2 \\
 (A_{adoptée} = 3HA8 = 1.51\ cm^2) \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 20\ cm}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

**III.3.6.2. Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)**

$$\left\{ \left\{ \begin{array}{l}
 \left( \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\
 \text{(FP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa} \right) = \mathbf{2.50\ MPa} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Vérification :} \\
 \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = \mathbf{0.0214\ MPa} \\
 (\tau_u = 0.0214\ \text{MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50\ \text{MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

**III.3.6.3. Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)**

$$\left\{ \left\{ \begin{array}{l}
 \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow ? \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\
 \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.150\ MPa} \\
 \sum U_i = n \times \pi \times \phi_1 = 4 \times 3.14 \times 8 = \mathbf{100.5\ mm}
 \end{array} \right. \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Vérification :} \\
 \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = \mathbf{0.23\ MPa} \\
 (\tau_{se} = 0.23\ \text{MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.150\ \text{MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

**III.3.6.4. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}} \\ L_s \geq \left( \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm} \right) \\ L_s = \mathbf{30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

**III.3.6.5. Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)**

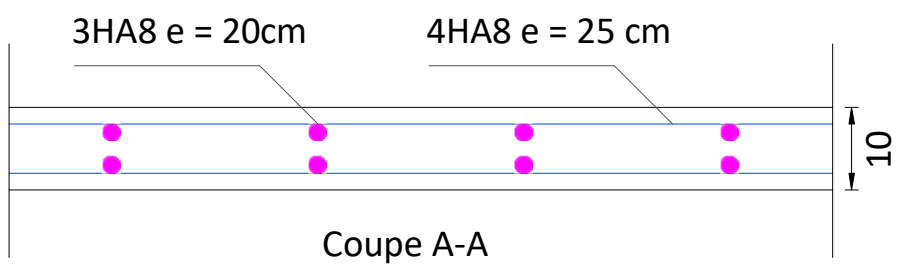
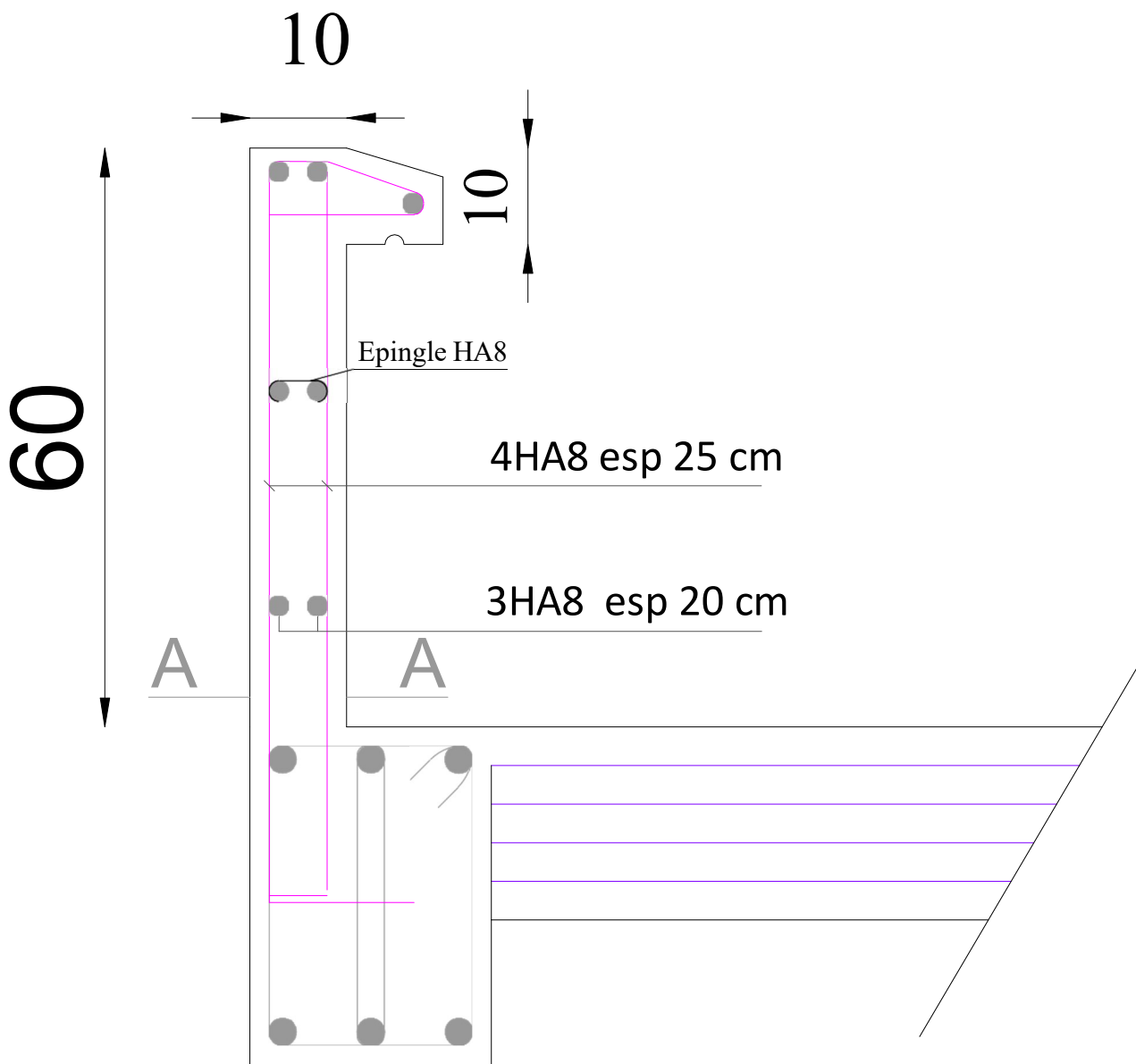
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (30 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (40 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.3.7. Vérification à l'ELS :****III.3.7.1. Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Aciers) : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\ \bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min[(266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa})] = 201.63 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.915) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.60 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 46.6 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{(Béton) : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ \text{(Art A. 4.5.2/BAEL91V99)} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ (\rho_1 = 0.387) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 43.82) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.3.8. Conclusion :**

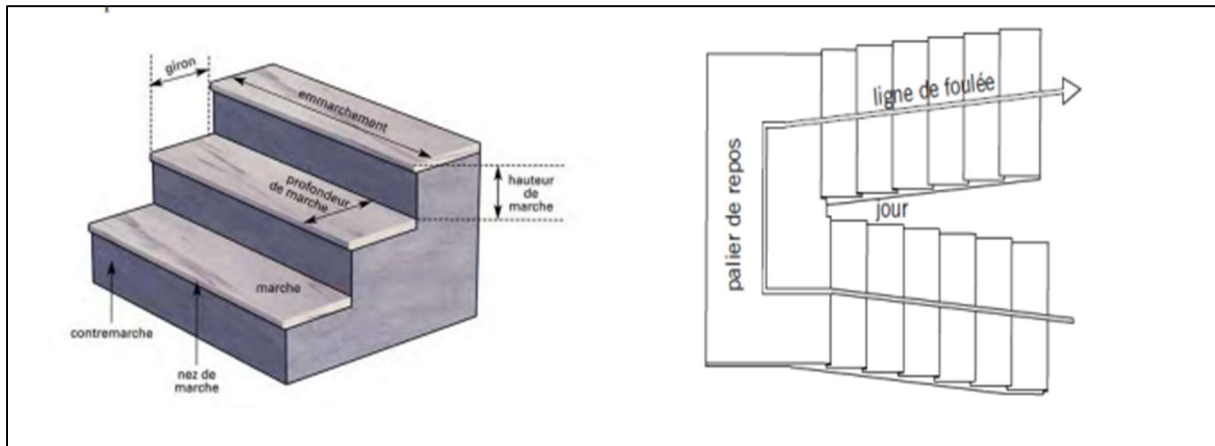
- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage de l'acrotère est validé comme suite :  
Armatures principales :  $A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  / Avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .  
Armatures de répartition :  $A_{adoptée} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$  / Avec :  $St = 20 \text{ cm}$ .



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL
Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE
Réalisé par : BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dérigé par : Mme TAOUCHE-KHELOUI.F
PROMOTION : 2023 / 2024

### III.4. LES ESCALIERS :

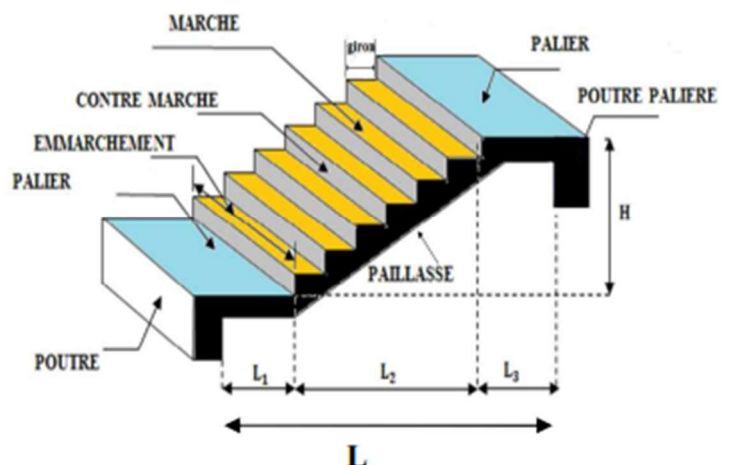
Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.



**Figure III.4.1. Schéma des escaliers**

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche.
- **La hauteur de la marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28\text{ cm}$  au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLONDEL** qui est :

$$2h + g = 59 \text{ à } 64.$$



- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

### III.4.1. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Notre étage courant comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

#### III.4.1.1. Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- $59\text{cm} < g + 2h < 66\text{cm}$
- $14\text{cm} < h < 18\text{cm}$

#### 1. Calcul du nombre de contre marches :

$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$  On prend  **$h = 17\text{ cm}$**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marches.}}$$

#### 2. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches.}}$$

#### 3. Calcul de la hauteur de la contre-marche

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = \mathbf{17 \text{ cm.}}$$

#### 4. Calcul de la hauteur du giron :

$$g = \frac{L_i}{n_{i-1}} = \frac{240}{8} = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

#### 5. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \text{ on a } \mathbf{h = 17\text{cm}} \\ 59 \leq \mathbf{g + 2h = 64} \leq 66\text{cm} \end{array} \right. \dots\dots \text{La relation de BLONDEL est vérifiée.}$$

#### III.4.1.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

##### La paillasse :

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

$$\left\{ \begin{array}{l}
 h_e : \text{Epaisseur de la paillasse} \rightarrow \frac{L_0}{30} \leq h_e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow ? \\
 L_0 = L' + L_{\text{palier}} \\
 \text{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = \mathbf{0.637} \text{ d'ou } \alpha = \text{arc tg}(0.6375) = \mathbf{32.52} \\
 L' : \text{Portée de la paillasse} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.5} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ \rightarrow L' = 284.7 \text{ cm} \\
 \frac{284.5 + 150}{30} \leq h_e \leq \frac{284.5 + 150}{20} \\
 14.48 \leq h_e \leq 21.72 \rightarrow \mathbf{h_e = 17 \text{ cm}} \text{ (Paillasse et Palier)}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

### III.4.2. Les hypothèses de calcul :

- Comportement de l'Escalier → Poutre semi encastrée au niveau des extrémités.
- Isolé des intempéries → La fissuration est considérée comme peu – préjudiciable.

### III.4.3. Détermination des efforts internes :

#### III.4.3.1-Charges revenant à l'escalier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	0.170/cos(32.52)	25	5.04
Marches	0.170/2	25	2.13
Revêtement en carrelage	0.020 × 2	22	0.88
Mortier de pose	0.020	22	0.44
Couche de sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
Garde-corps	–	0.2	0.20
<b>Charge permanente totale (G<sup>p</sup>)</b>			<b>9.28</b>

Tableau III.4.1: Charge permanente totale (G<sup>p</sup>) de la paillasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	22	0.44
Couche de sable	0.020	18	0.36
Palier	0.170	25	4.25
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
<b>Charge permanente totale (G<sup>pr</sup>)</b>			<b>5.82</b>

Tableau III.4.2 : Charge permanente totale (G<sup>p</sup>) de la paillasse.



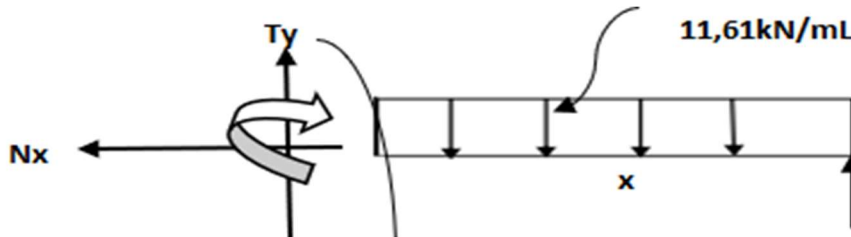
➤ L'effort tranchant :

$$TY = RA - 16,28x \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T_y = 30,41\text{KN} \\ \text{pour } x = 2,4\text{m} & T_y = -8,662\text{KN} \end{cases}$$

➤ Les moments fléchissant :

$$-M_z + R_a x - 16,28 \frac{x^2}{2} = 0 \rightarrow M_z = 30,40x - 16,26 \frac{x^2}{2} \begin{cases} \text{pour } x = 0 \rightarrow M = 0 \\ \text{pour } x = 2,4\text{m} \rightarrow M = 26,09\text{KN.m} \end{cases}$$

• Tronçon 2 : 0m ≤ x ≤ 1,5m



➤ L'effort tranchant :

$$TY = -RB + 11,62x \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T_y = -26,088\text{KN} \\ \text{pour } x = 1,5\text{m} & T_y = -8,658\text{KN} \end{cases}$$

➤ Les moments fléchissant :

$$M_z - R_B x + 11,62 \frac{x^2}{2} = 0 \rightarrow M_z = 26,088x - 11,62 \frac{x^2}{2} \begin{cases} \text{pour } x = 0 \rightarrow M = 0 \\ \text{pour } x = 1,5\text{m} \rightarrow M = 26,06\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment maximum :

$$T_y = 0 \rightarrow M_{max}$$

$$T(x) = -16,26x + 30,41 = 0 \rightarrow x = \frac{30,41}{16,28} = 1,86\text{m} \dots \dots (\text{tronçon 1})$$

$M_z$  atteint la valeur max à :  $x = 1,86\text{m}$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = M(x) = -16,28 \frac{x^2}{2} + 30,41x = -8,14x^2 + 30,41x$$

$$x = 1,86\text{m} \rightarrow M_z^{max} = 28,40\text{KN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

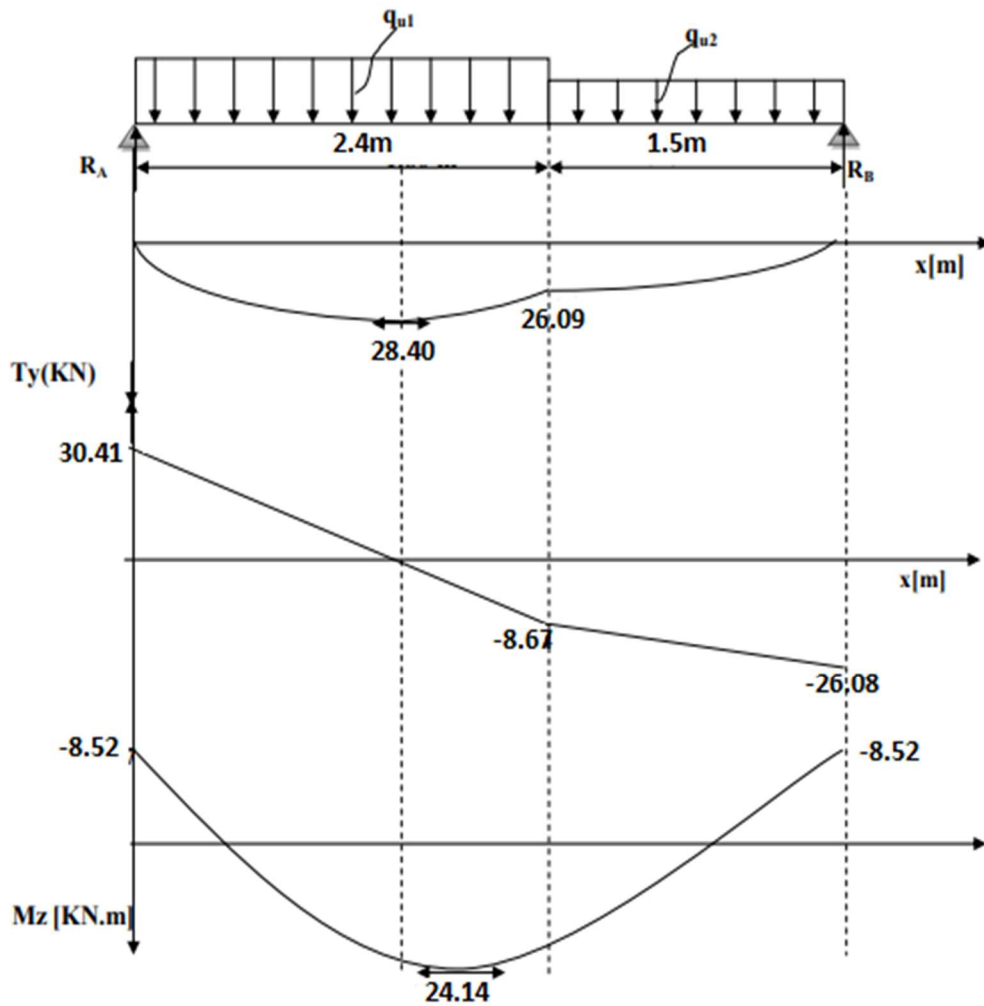
• En travée :

$$M_{ut} = 0,85.M_z^{max} = 24,14\text{ kN.m}$$

• Aux appuis :

$$M_{ua} = -0,3.M_z^{max} = -8,52\text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous



**Figure III.4.3 : Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU**

**III.4.4. Calcul du ferrailage :**

(Aux appuis) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du moment réduit :} \\ \mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.52 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = \mathbf{0.026} \\ (\mu_u = 0.026) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :} \\ (\mu_u = 0.026) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.987) \\ A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.52 \times 10^2}{0.987 \times 15 \times 34.8} = \mathbf{1.65 \text{ cm}^2} \\ (A_{\text{adoptée}} = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}) \text{ Avec : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} \\ \text{Calcul de la section d'armatures transversales (Répartition) :} \\ A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \\ (A_{\text{adoptée}} = \mathbf{5HA10} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}) \text{ Avec : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(En travée) :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du moment réduit :} \\ \mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.14 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = \mathbf{0.076} \\ (\mu_u = 0.076) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :} \\ (\mu_u = 0.076) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.960) \\ A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24.14 \times 10^2}{0.960 \times 15 \times 34.8} = \mathbf{4.82 \text{ cm}^2} \\ (\mathbf{A_{adoptée} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}) \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}} \\ \text{Calcul de la section d'armatures transversales (Répartition) :} \\ A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \\ (\mathbf{A_{adoptée} = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2}) \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$$

### III.4.5. Vérification à l'ELU :

#### III.4.5.1. Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.81 \text{ cm}^2} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{(Aux appuis) : } [(A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.81 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \\ \text{(En travée) : } [(A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.81 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

#### III.4.5.2. Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(FPP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \\ \text{Vérification :} \\ \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.41 \times 10^3}{1000 \times 150} = \mathbf{0.20 \text{ MPa}} \\ (\tau_u = 0.20 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

#### III.4.5.3. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}} \\ L_s \geq \left( \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = \mathbf{42.25 \text{ cm}} \right) \\ \mathbf{L_s = 45 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

**III.4.5.4. Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi_l = 5 \times 3.14 \times 12 = \mathbf{188.4 \text{ mm}} \\ \text{Vérification :} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30.41 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = \mathbf{1.19 \text{ MPa}} \\ (\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa}) < (\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.4.5.5. Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

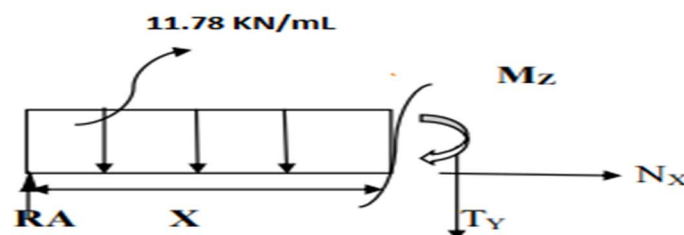
**III.4.6. Calcul à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Paillasse) : } \left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = [(G_t^p) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(9.28) + (2.5)] \\ \mathbf{q_{s1} = 11.78 \text{ KN/ml}} \end{array} \right. \\ \text{(Palier) : } \left\{ \begin{array}{l} q_{s2} = [(G_t^{pr}) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(5.82) + (2.5)] \\ \mathbf{q_{s2} = 8.32 \text{ KN/ml}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

• **Détermination des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow RA + RB = 11,78 \times 2,4 + 8,32 \times 1,50 \\ \mathbf{RA + RB = 40,75 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -RB \times 3,9 + (11,78 \times 2,4) \times 1,2 + (8,32 \times 1,50) \times 3,15 \\ \mathbf{RB = 18,78 \text{ KN}} \\ \mathbf{RA = 21,97 \text{ KN}}$$

**Calcul des efforts internes:**• **Tronçon 1 : 0m ≤ x ≤ 2.4m**

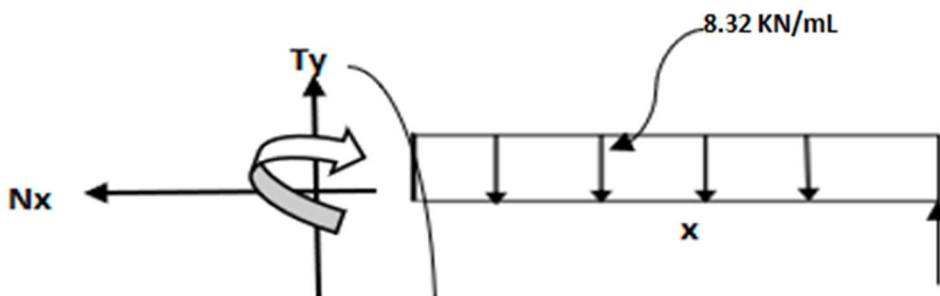
➤ L'effort tranchant :

$$TY = RA - 11,78x \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T_y = 21,97\text{KN} \\ \text{pour } x = 2,4\text{m} & T_y = -6,30\text{KN} \end{cases}$$

➤ Les moments fléchissant :

$$-M_z + R_a x - 11,78 \frac{x^2}{2} = 0 \rightarrow M_z = 21,97x - 11,78 \frac{x^2}{2} \begin{cases} \text{pour } x = 0 \rightarrow M = 0 \\ \text{pour } x = 2,4\text{m} \rightarrow M = 18,80\text{KN.m} \end{cases}$$

- Tronçon 2 :  $0\text{m} \leq x \leq 1,5\text{m}$



➤ L'effort tranchant :

$$TY = -RB + 8,32x \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T_y = -18,78\text{KN} \\ \text{pour } x = 1,5\text{m} & T_y = -6,30\text{KN} \end{cases}$$

➤ Les moments fléchissant :

$$M_z - R_B x + 8,32 \frac{x^2}{2} = 0 \rightarrow M_z = 18,78x - 8,32 \frac{x^2}{2} \begin{cases} \text{pour } x = 0 \rightarrow M = 0 \\ \text{pour } x = 1,5\text{m} \rightarrow M = 18,81\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment maximum :

$$Ty = 0 \rightarrow M_{\max}$$

$$T(x) = -11,78x + 21,97 = 0 \rightarrow x = \frac{21,97}{11,78} = 1,86\text{m} \dots \dots (\text{Tronçon 1})$$

$M_z$  atteint la valeur max à :  $x = 1,86\text{m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = M(x) = -11,78 \frac{x^2}{2} + 21,97x = -5,89x^2 + 21,97x$$

$$x=1,86\text{m} \rightarrow M_z^{\max} = 20,49\text{KN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

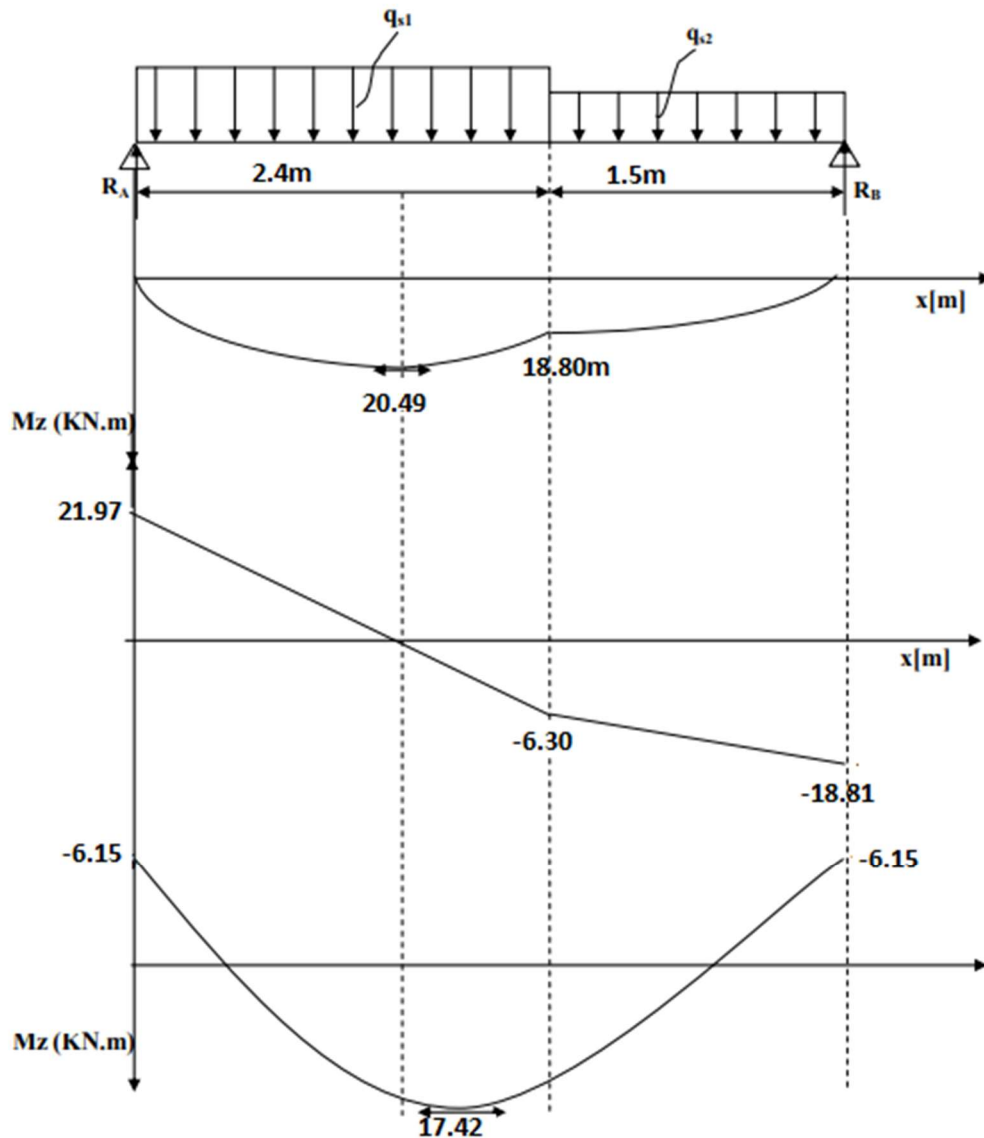
- En travée :

$$M_{\text{ut}} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 17,42\text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_{\text{ua}} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -6,15\text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



**Figure III.4.4: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS**

**III.4.7-Vérification à l'ELS :**

**III.4.7.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)**

$$\text{(Aciers) : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\ \bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min [ (266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa}) ] = 201.63 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.915) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.60 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 46.6 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$(\text{Béton}) : \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ \text{(Art A. 4.5.2/BAEL91V99)} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ (\rho_1 = 0.387) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 43.82) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.4.7.2. Flèche de l'escalier : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{M_t}{10M_0} \leq \frac{h}{L} \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{0.20}{3.90} = 0.051 < 0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

→Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche. On doit vérifier que :

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

Avec :

$q_s = \max\{9,27KN/mL ; 12,55KN/mL\} = \mathbf{12,55KN/ml}$

Ev: Module de déformation différé.  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c2}} = \mathbf{10818.86MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée :  $I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = \mathbf{10.28cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.28 = \mathbf{9.72cm}$

D'où :  $I = \frac{100}{3} (10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65 (9.72 - 3)^2 \quad \mathbf{I= 70589.677cm^2}$

$$f = \frac{5 \times 11.78 \times 3.9^4}{384 \times 10818.10^3 \times 70.677 \cdot 10^{-8}} = 0.04cm < \bar{f} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

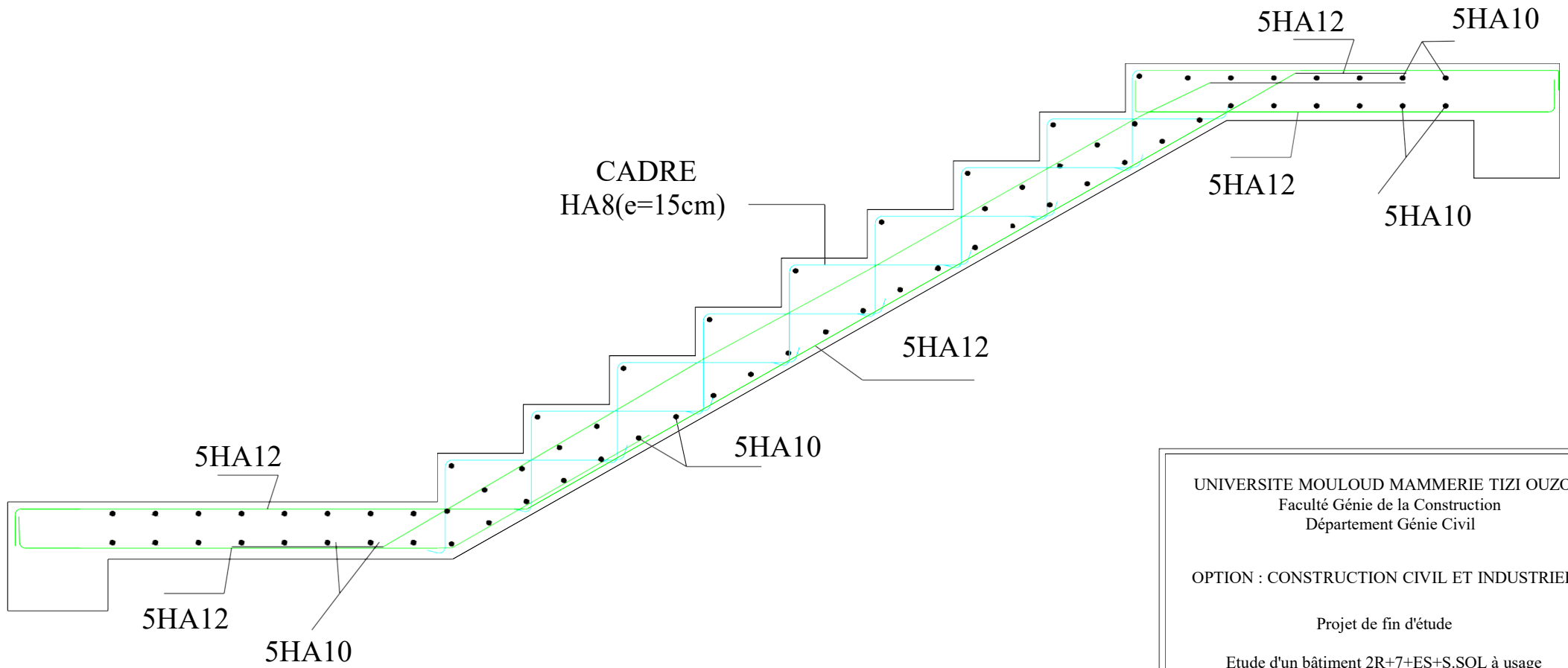
→ **Condition vérifiée.**

**III.4.8. Conclusion :** Notre ferrailage des escaliers sera :

- **Aux appuis et en travée :**

Armatures principales : **5HA12 avec  $St = 25\text{ cm}$**

Armature de répartition : **5HA10 avec  $St = 25\text{ cm}$**



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIER

Réalisé par : BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia  
 Dirigé par : Mme TAOUCHE-KHELOUI.F

PROMOTION : 2023 / 2024

### III.5. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension soumise à son poids propre ; sa portée est de **3.65 m** (longueurs libres entre nus d'appuis). Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastree dans les poteaux.

#### III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

##### a. La Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur de la poutre.

$L_{max}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 365 \text{ cm.}$$

$$\frac{365}{15} = 24.33 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{365}{10} = 36.5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_t = 35 \text{ cm}$**

##### b. La Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 35 = 24.5 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 25 \text{ cm}$**

#### Vérification des conditions sur RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.40 < 4 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiées}$$

Sois : la poutre palière :  **$(25 \times 35) \text{ cm}^2$**

#### III.5.2. Détermination des Charges et surcharges :

##### Poids propre de la poutre :

- Poids propre :  $G = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier (ELU):  **$T_u = 30.41 \text{ KN}$**
- Réaction du palier (ELS):  **$T_s = 21.27 \text{ KN}$**

**III.5.3. Calcul des efforts internes :****a) Combinaison de charges à l'ELU et a L'ELS :**

$$ELU : q_u = 1.35G + Tu = 1.35(2.187) + 30.41 = 33.36 \text{ KN/mL}$$

$$ELS : q_s = G + Ts = 2.187 + 21.27 = 23.45 \text{ KN/ml}$$

**b) Calcul des efforts internes :****Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{33.36 \times 3.65}{2} = 60.88 \text{ KN}$$

**Calcul des moments isostatique :**

$$M_z^{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{33.36 \times 3.65^2}{8} = 55.55 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

➤ Aux appuis :

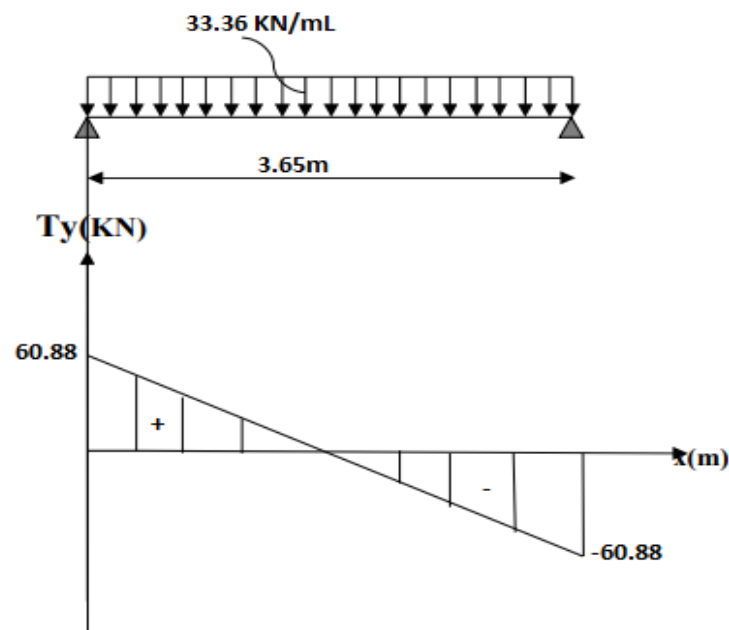
$$M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 55.55 = -16.76 \text{ KN.m.}$$

➤ En travée :

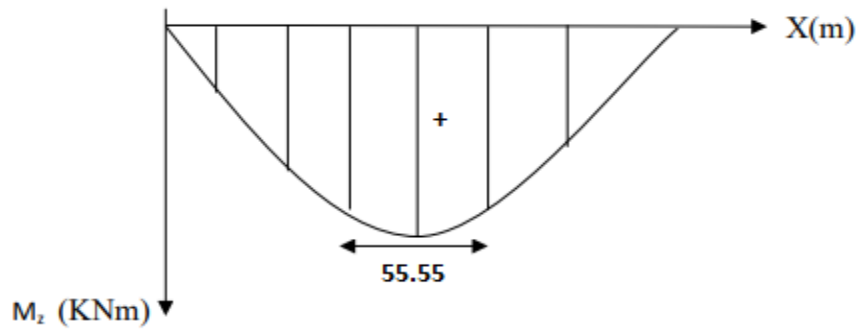
$$M_t = 0.8M_0 = 0,85 \times 55.55 = 47.22 \text{ KN.m.}$$

**Effort tranchant :**

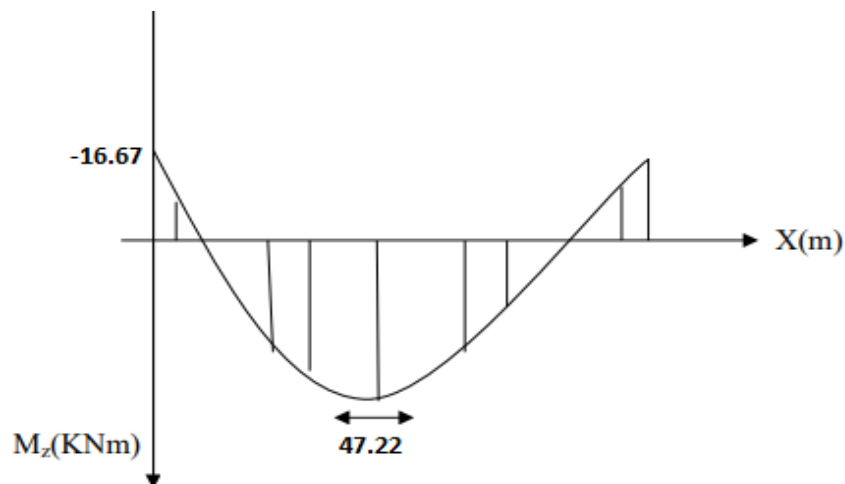
$$T = R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{33.36 \times 3.65}{2} = 60.88 \text{ KN}$$



**Figure III.5.1 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU.**



**Figure III.5.2 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU.**



**Figure III.5.3 : Diagramme du moment corrigé a l'ELU**

#### III.5.4. Calcul du ferrailage :

$$\left( \text{Aux appuis} \right) : \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du moment réduit :} \\ \mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.67 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.046 \\ (\mu_u = 0.046) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Calcul de la section d'armatures longitudinales :} \\ (\mu_u = 0.046) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.976) \\ A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.67 \times 10^2}{0.976 \times 32 \times 34.8} = 1.54 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

$$\text{(En travée) : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du moment réduit :} \\ \mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.22 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.130 \\ (\mu_u = 0.130) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Calcul de la section d'armatures longitudinales :} \\ (\mu_u = 0.130) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.930) \\ A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47.22 \times 10^2}{0.930 \times 32 \times 34.8} = 4.55 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

### III.5.5. Vérification à l'ELU :

#### III.5.5.1. Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{CNF} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.0 \text{ cm}^2 \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{(Aux appuis) : } [(A_{\text{adoptée}} = 2.36 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.0 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \\ \text{(En travée) : } [(A_{\text{adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.0 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

#### III.5.5.2. Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(FPP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Vérification :} \\ \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{60.88 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.761 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.761 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

#### III.5.5.3. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left( \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.84} = 492.957 \text{ mm} = 49.29 \text{ cm} \right) \\ L_s = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.5.5.4. Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi_l = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm} \\ \text{Vérification :} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{60.88 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.20} = 2.24 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 2.24 \text{ MPa}) < (\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.5.5.5. Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \left[ \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min(10 ; 14 ; 25) = 10 \text{ mm} \right] \\ \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \\ \rightarrow \text{Soit : (Un cadre + Un étrier) en HA8} \end{array} \right.$$

**III.5.5.6. Espacement des armatures transversales : (Art A.5.1.22/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq [\min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(28.8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}] \\ \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.5.6. Calcul à l'ELS :****Calcul des moments isostatique :**

$$M_z^{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{23.46 \times 3.65^2}{8} = 39.07 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

➤ Aux appuis :

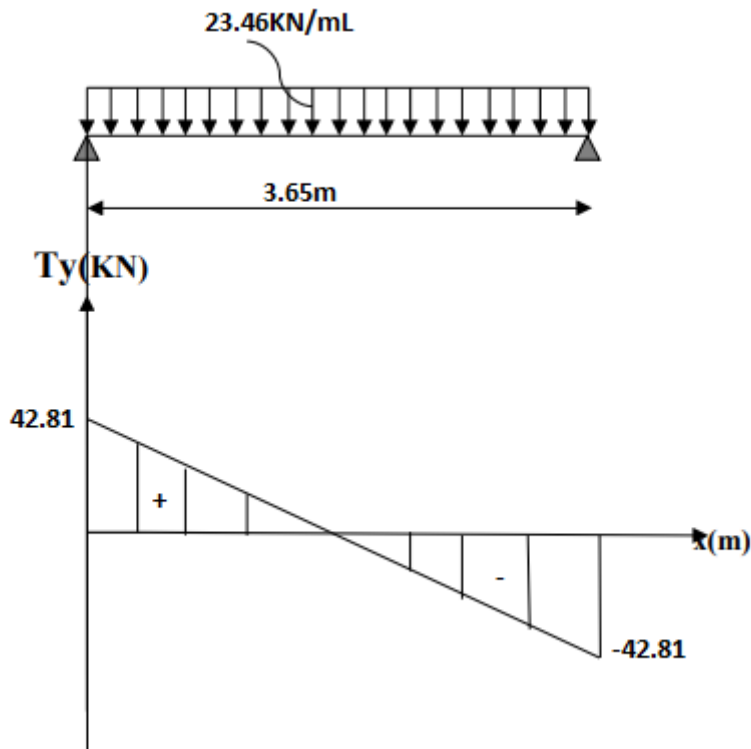
$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 39.07 = -11.72 \text{ KN.m.}$$

➤ En travée :

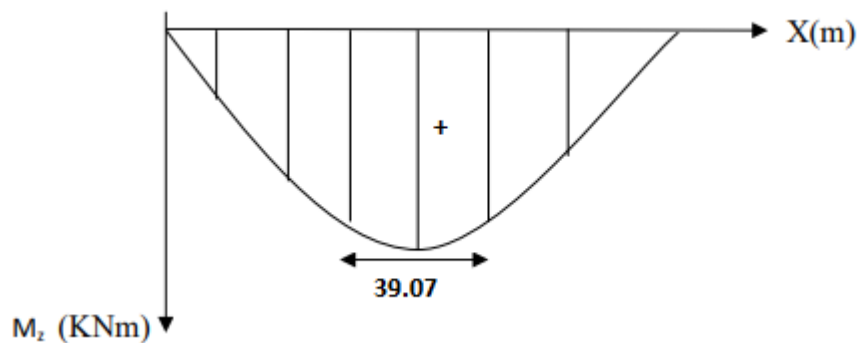
$$M_t = 0.8M_0 = 0.85 \times 39.07 = 33.20 \text{ KN.m.}$$

**Effort tranchant :**

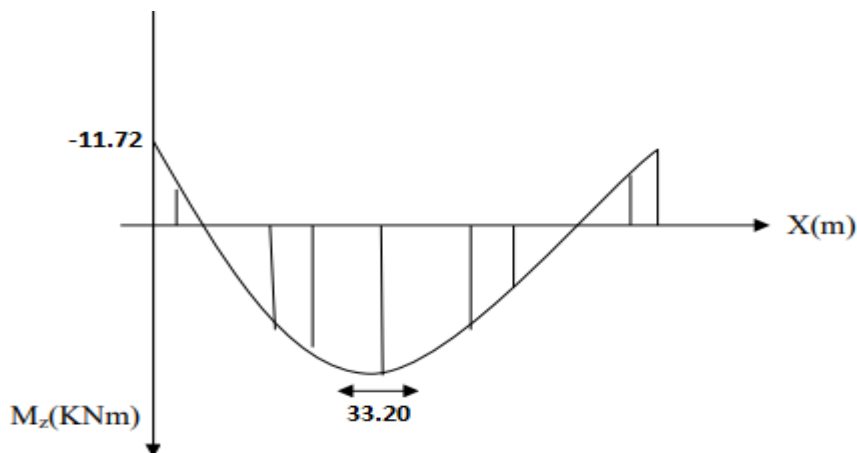
$$T = R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{23.46 \times 3.65}{2} = 42.81 \text{ KN}$$



**Figure III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.**



**Figure III.5.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.**



**Figure III.5.6 : Diagramme du moment corrigé à l'ELS.**

III.5.7. Vérification à l'ELS :III.5.7.1. Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

$$\begin{array}{l}
 \text{(Aciers)} : \left\{ \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\
 \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \\
 \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}
 \end{array} \right. \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{(Aux appuis)} : \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Vérification :} \\
 \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 32} = 0.295 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.914) \\
 \sigma_s = \frac{11.72 \times 10^6}{0.914 \times 320 \times 2.36 \times 10^2} = 169.79 \text{ MPa} \\
 (\sigma_s = 169.79 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right. \\
 \text{(En travée)} : \left\{ \begin{array}{l}
 \left( \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.580 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.887) \\
 \sigma_s = \frac{33.20 \times 10^6}{0.887 \times 320 \times 4.62 \times 10^2} = 253.17 \text{ MPa} \\
 (\sigma_s = 253.17 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{(Béton)} : \left\{ \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\
 \text{(Art A.4.5.2/BAEL91V99)} \\
 \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\
 \text{Vérification :}
 \end{array} \right. \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{(Aux appuis)} : \left\{ \begin{array}{l}
 (\rho_1 = 0.295) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 43.14) \\
 \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{169.79}{43.14} = 3.93 \text{ MPa} \\
 (\sigma_{bc} = 3.93 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right. \\
 \text{(En travée)} : \left\{ \begin{array}{l}
 (\rho_1 = 0.580) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 29.25) \\
 \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{253.17}{29.25} = 8.65 \text{ MPa} \\
 (\sigma_{bc} = 8.65 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \end{array}$$

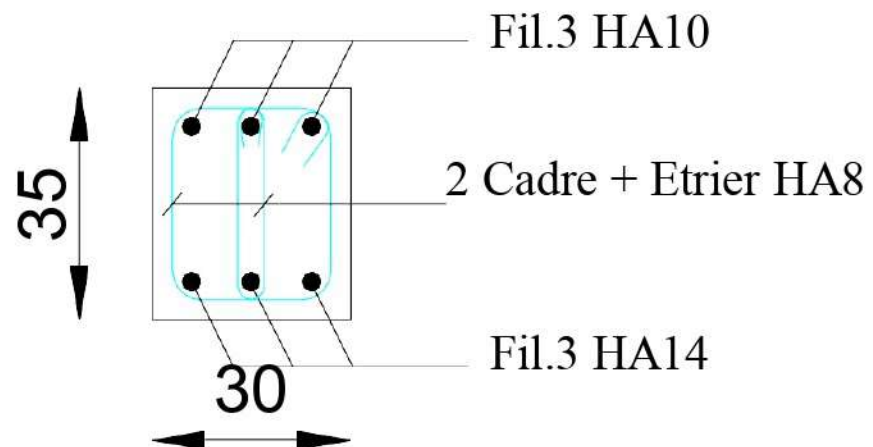
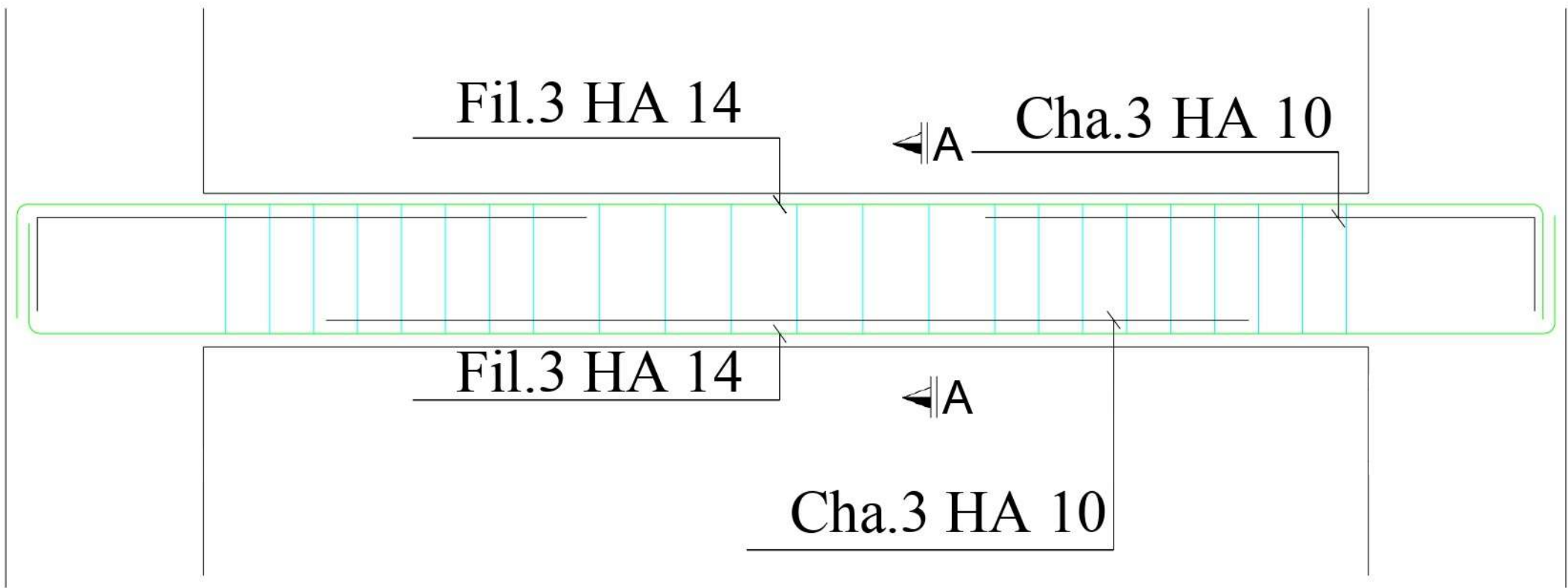
III.5.7.2. Flèche de la poutre palière : (Art B.6.5.1/BAEL91V99)

Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \left[ \left( \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.095 \right) > \left( \frac{1}{16} = 0.0625 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \\
 \left[ \left( \frac{h}{L} = 0.095 \right) > \left( \frac{33.20}{10 \times 29.07} = 0.0850 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \\
 \left[ \left( \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 32} = 0.0057 \right) < \left( \frac{4.2}{400} = 0.0105 \right) \right] \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.$$

### III.5.8. Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage de la poutre palière est validé comme suite :
  - Armatures longitudinales (Aux appuis) :  $A_{adoptée} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .
  - Armatures longitudinales (En travée) :  $A_{adoptée} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$ .
  - Armatures transversales : (un cadre + un étrier) en  $HA8$  / Avec :  $St = 10 \text{ cm}$ .



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE  
 PALIERE

Réalisé par : BELKESSAM Sarah

AMROUCHE Samia

Dérigé par : Mme TAOUCHE-KHELOULF

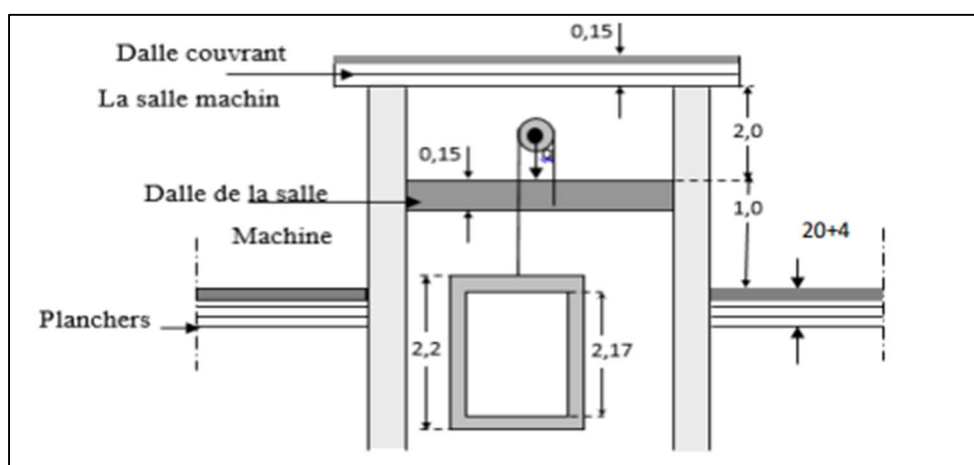
PROMOTION : 2023 / 2024

### III.6. La dalle salle-machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages. Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur ses **4 côtés** de vitesse d'entraînement  $v=1m/s$ .

Le panneau est rectangulaire, la surface de la cabine est de  $(1,60 \times 1,60 = 2,56m^2)$  pouvant charger **8 personnes**. La charge totale transmise par le système de levage et de la cabine chargée est de **9 tonnes**.

$$L_x = L_y = 1,60m \quad S = 2,56m^2 \quad P = 90KN$$



**Figure III.6.1. Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur**

#### III.6.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des **abaques de PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau. Les moments de flexion du panneau de la dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

#### III.6.2. Dimensionnement :

##### ➤ Hauteur de la dalle :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33cm$$

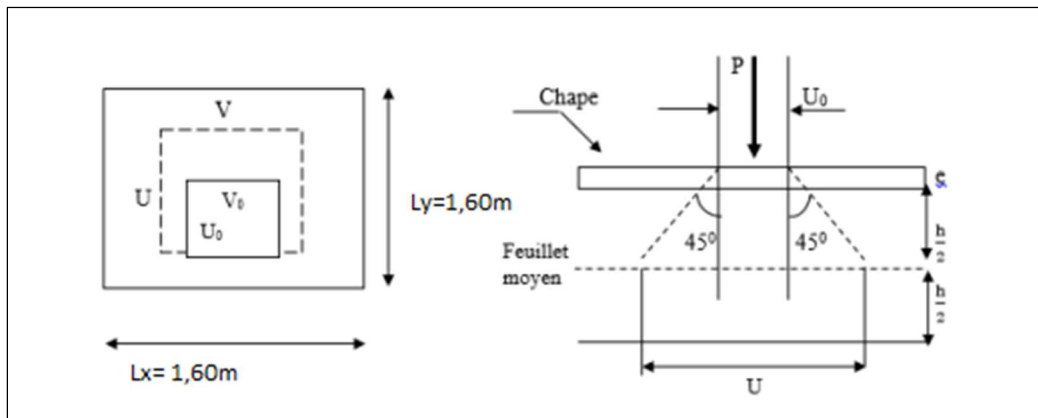
Avec :  $h_t$  qui doit être au moins égale à **12cm [RPA99 version 2003]**.

On optera pour une hauteur **ht= 15cm**.

#### III.6.3. Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

La charge totale centrée P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV. Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la

dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.  $U$  et  $V$  sont les côtés du rectangle sur lesquels s'applique la charge «  $P$  » compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.



**Figure III.6.2. Schéma représentatif de la diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.**

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$[(U_0 \times V_0) = (80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm})]$  : Rectangle de contact

$\left\{ \begin{array}{l} (U \times V) : \text{Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen} \\ \quad (e = 5 \text{ cm}) : \text{Epaisseur du revêtement} \\ \quad (\xi = 1) : \text{Pour un revêtement en béton} \end{array} \right.$   
 $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$

#### III.6.4. Détermination des sollicitations :

➤ A'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q$  (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

$P_u = 1,35 \times P$  (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :

$$G = (25 \times h_t \times 1) = (25 \times 0,15) = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

- La surcharge d'exploitation :

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

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 = 6,56 \text{ KN/mL}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN/mL}$$

III.6.5. Calcul des moments à l'ELU :a) Calcul des Moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :

$$(M_1, M_2) \rightarrow \text{Tables de PIGEAUD} \rightarrow \text{Fonction de } \left( \rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y} \right)$$

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.656 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{160} = 0.656 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = ? \\ M_2 = ? \end{cases}$$

Par interpolation linéaire :

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.656 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{160} = 0.656 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.076 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.7 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.064 \\ M_2 = 0.064 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.076 + \left[ (0.064 - 0.076) \times \left( \frac{0.656 - 0.6}{0.7 - 0.6} \right) \right] = 0.069 \\ M_2 = 0.076 + \left[ (0.064 - 0.076) \times \left( \frac{0.656 - 0.6}{0.7 - 0.6} \right) \right] = 0.069 \end{cases}$$

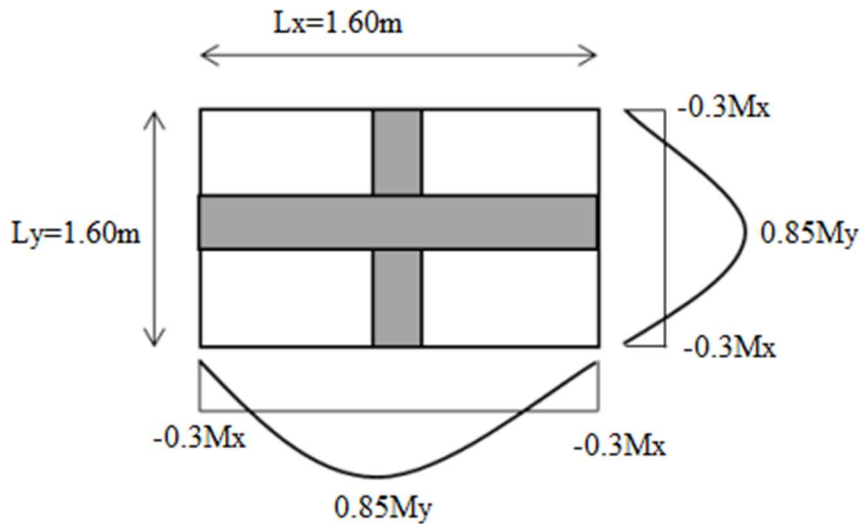
$$\rightarrow \begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.069 + 0) = 8.384 \text{ KN. m} \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0.069 + 0) = 8.384 \text{ KN. m} \end{cases}$$

b) Moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \\ \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 1 \end{cases} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \\ q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \\ \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 6.563 \times 1.60^2 = 0.618 \text{ KN. m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0.618 = 0.618 \text{ KN. m} \end{cases} \end{array} \right.$$

c) **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.384 + 0.618 = 9 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.384 + 0.618 = 9 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\begin{cases} \text{En travée :} \\ M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9 = 7.65 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9 = 7.65 \text{ KN.m} \\ \text{Aux appuis :} \\ M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9 = -2.7 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 9 = -2.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) **Efforts tranchants dus au système de levage :**

$$\begin{cases} \text{Au milieu de U :} \\ T_u = \frac{P_u}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN} \\ \text{Au milieu de V :} \\ T_u = \frac{P_u}{2 \times U + V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.6. Vérification à l'ELU :**III.6.6.1. Condition de non-fragilité : (Art B.7.4/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Sens } l_x) : \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{CNF}} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ A_{\text{CNF}} = 0.0008 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} : [(A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2) > (A_{\text{CNF}} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \\ \text{(En travée)} : [(A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2) > (A_{\text{CNF}} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \text{(Sens } l_y) : \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{CNF}} \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ A_{\text{CNF}} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} : [(A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2) > (A_{\text{CNF}} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \\ \text{(En travée)} : [(A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2) > (A_{\text{CNF}} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.6.6.2. Effort tranchant : (Art A.5.2.2/BAEL91V99)**

$$\left\{ \left\{ \begin{array}{l} \left( \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(Sans reprise de bétonnage)} \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \\ \text{Vérification :} \\ \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.30 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \right.$$

**III.6.6.3. Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Sens } l_x) : \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) = (25 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{(Sens } l_y) : \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.6.6.4. Diamètre maximal des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{\text{max}} \leq \left[ \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \right] \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (\phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm}) < \left( \frac{h_t}{10} = 15 \text{ mm} \right) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.6.6.5. Non-Poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u \leq \left[ P_c = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \rightarrow ? \\ U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} \\ P_c = 0.045 \times 420 \times 15 \times \frac{2.5}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \\ \text{Vérification :} \\ (P_u = 121.5 \text{ KN}) < (P_c = 472.5 \text{ KN}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.6.6.6. Diamètre maximal des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91V99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{\max} \leq \left[ \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \right] \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (\phi_{\max} = 10 \text{ mm}) < \left( \frac{h_t}{10} = 15 \text{ mm} \right) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.6.7. Calcul à l'ELS :****III.6.7.1. Moments fléchissant dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P \times (M_1 + vM_2) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P \times (M_2 + vM_1) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.6.7.2. Moments fléchissant dus au poids propre de la dalle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \\ \text{Avec : } \begin{cases} v = 0.2 \\ \rho = 1 \end{cases} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \\ q_s = G + Q = (25 \times 0.15 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \\ \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times lx^2 = 0.0442 \times 4.75 \times 1.60^2 = 0.537 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0.537 = 0.537 \text{ KN.m} \end{cases} \end{array} \right.$$

**III.6.7.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.452 + 0.537 = 7.989 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.452 + 0.537 = 7.989 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.6.7.4. Correction des moments :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée :} \\ M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.989 = 6.790 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.989 = 6.790 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis :} \\ M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 7.989 = -2.397 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 7.989 = -2.397 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### III.6.7.5. Calcul du ferrailage :

	Sens	$\mu_u$	Obs	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Aux appuis	$l_x$	0.011	SSA	0.994	0.6	<b>4HA10 = 3.14</b>	25
	$l_y$	0.011	SSA	0.994	0.6	<b>4HA10 = 3.14</b>	25
En travée	$l_x$	0.032	SSA	0.984	1.72	<b>4HA10 = 3.14</b>	25
	$l_y$	0.032	SSA	0.984	1.72	<b>4HA10 = 3.14</b>	25

**Tableau III.6.1 : Récapitulatif du calcul des armatures.**

### III.6.8. Vérification à l'ELS :

#### III.6.8.1. Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Sens	Zone	$M_s$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
$l_x$	Appuis	-2.397	63.75	1.32	15	CV
	Travée	6.790	160.60	3.74	15	CV
$l_y$	Appuis	-2.397	63.75	1.32	15	CV
	Travée	6.790	180.6	3.75	15	CV

**Tableau III.6.2 : Récapitulatif de la vérification des contraintes dans (Aciers/Béton).**

#### III.6.8.2. Flèche de la dalle-salle machine : (Art B.7.5/BAEL91V99)

Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

$$\left\{ \left[ \left( \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{160} = 0.12 \right) \geq \left( \frac{M_x^t}{20 \times M_x} = \frac{6.790}{20 \times 7.989} = 0.042 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \right. \\ \left. \left[ \left( \frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \right) \leq \left( \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \right.$$

### III.6.9. Conclusion :

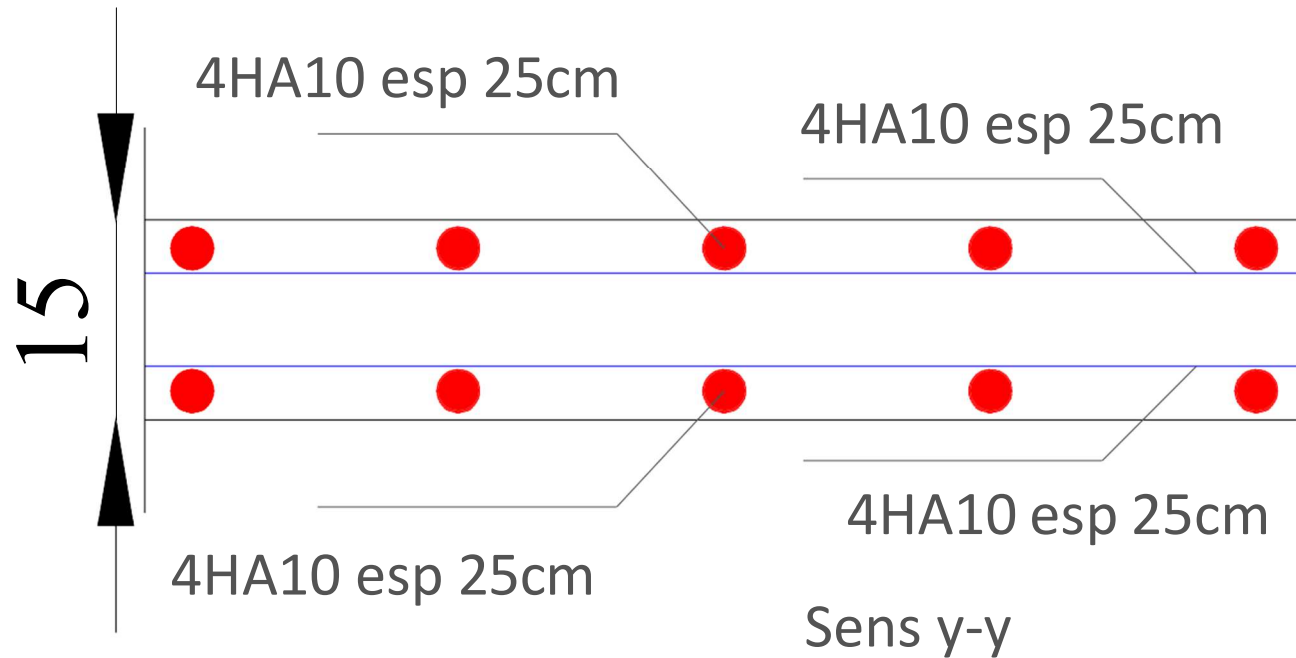
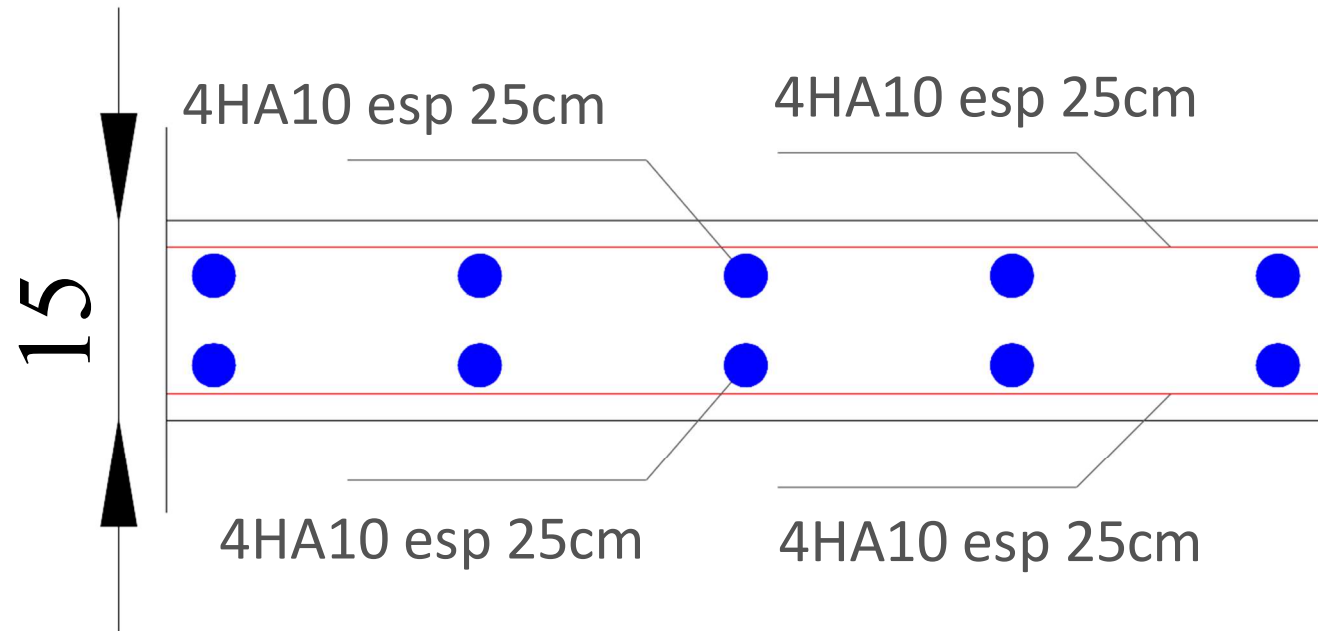
- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage de la dalle-salle machine est validé comme suite :
  - Aux appuis (Suivant les deux sens) :

$$A_{adoptée} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- En travée (Suivant les deux sens) :

$$A_{adoptée} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Sens x-x



Sens y-y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE  
SALLE MACHINE

Réalisé par : BELKESSAM Sarah

AMROUCHE Samia


Dérigé par : Mme TAOUCHE-KHELOUL.F

PROMOTION : 2022 / 2023



# **Chapitre IV**

Présentation du logiciel ETABS et  
modélisation



L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenue indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

### IV.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

#### Les différentes méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### Choix de la méthode de calcul :

- a) La méthode statique équivalente : (Art 4.1.2RPA99V2003) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, (outre les conditions de hauteur énoncées en « a »), la condition complémentaire

suyvante : Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Notre structure ne satisfait pas les conditions(a) et (b) car elle n'est pas. Régulière en plan et la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

### **Conclusion :**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

#### b) **La méthode d'analyse dynamique modale spectrale (Art 4.1.3RPA99V2003) :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans, le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **Conclusion :**

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

### **3.Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets. Engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

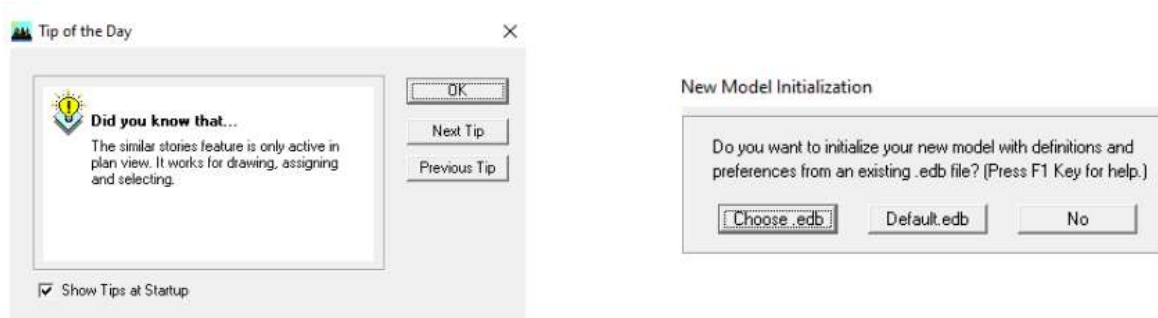
### **IV.2. Etapes de Modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

### **IV.3. La modélisation :**

**Étape 01 :** Introduction de la géométrie de l'ouvrage. La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser. On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

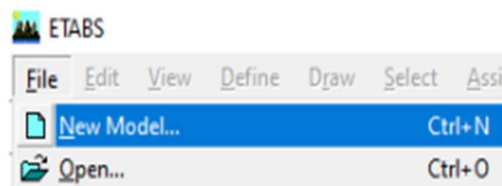


**Figure IV.1. Fenêtre de dialogue.**

**a) Choix de l'unité :** C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et les  déplacements.

**b) Géométrie de base :**

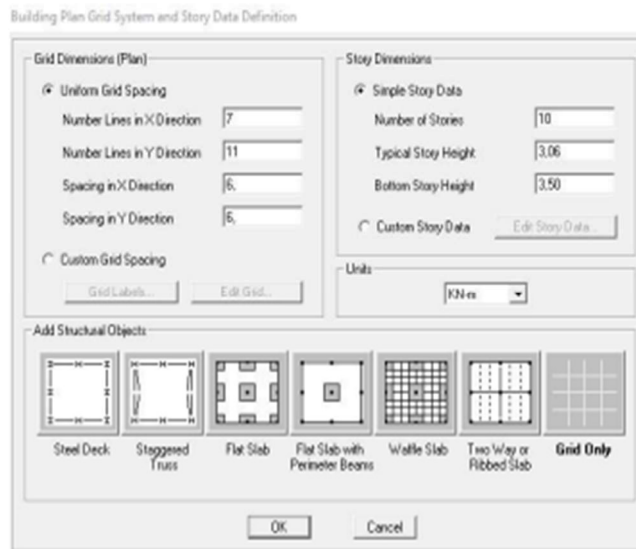
- Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**.
- Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur : **Default.edb**.



**Figure IV.2. Interface d'initialisation du modèle.**

**Cette opération permet d'introduire :**

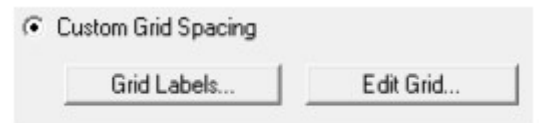
- Le nombre des lignes suivant la direction X et suivant la direction Y.
- Le nombre d'étage.
- La hauteur d'étage en bas (RDC) et des étages courants.
- Les longueurs des travées.



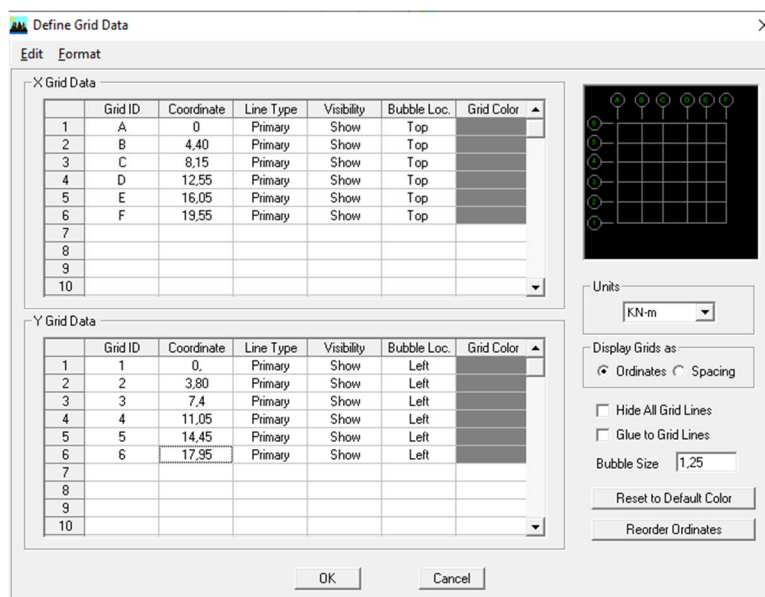
**Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base.**

**c) Modification de la géométrie de base :**

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options *Custom Grid Spacing* et *Edit Grid* permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

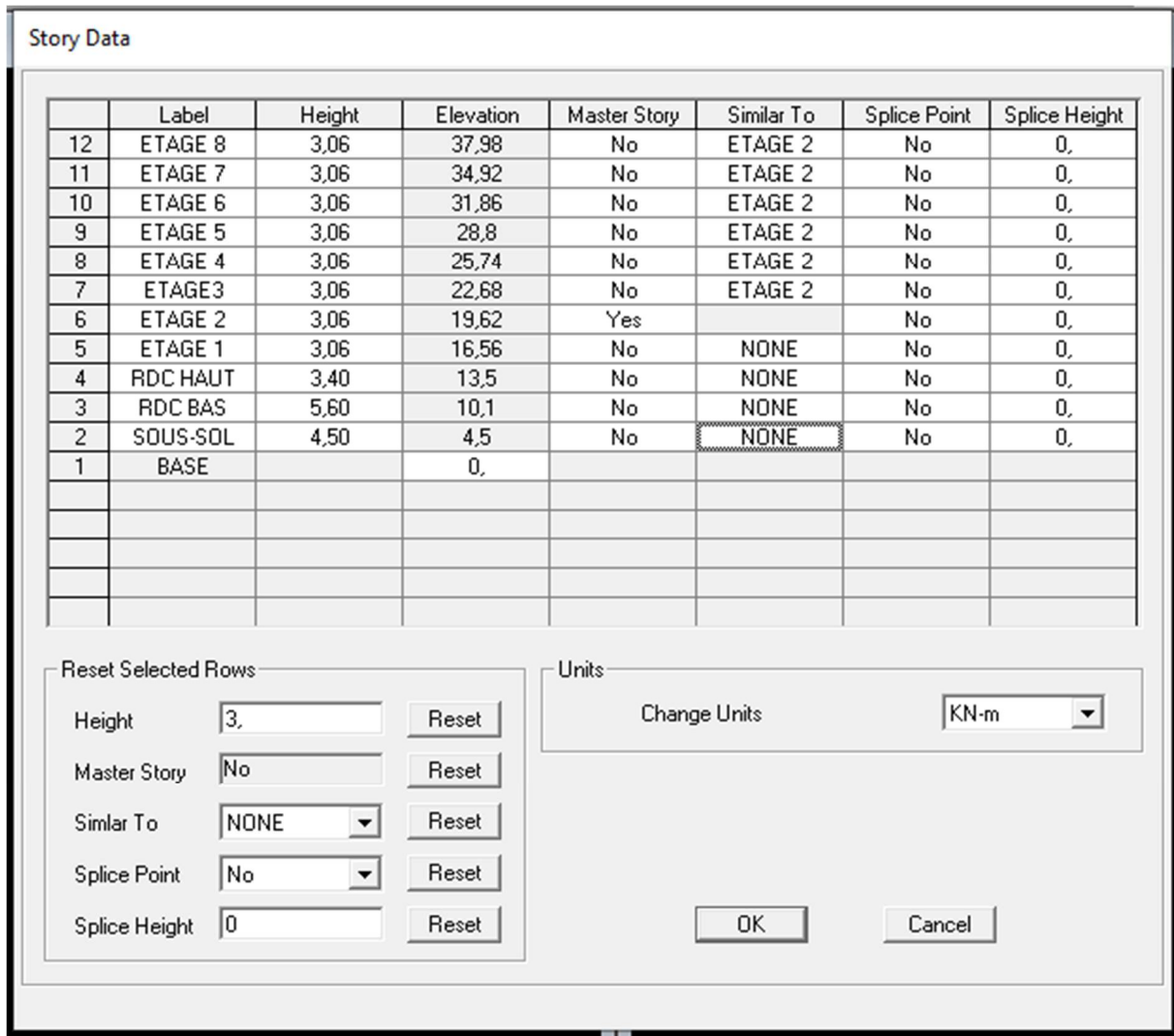


Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur ordinate nous introduisons selon x et y puis on valide avec OK.



**Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X**

Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton *Custom Story Data* puis *Edit Story Data*.

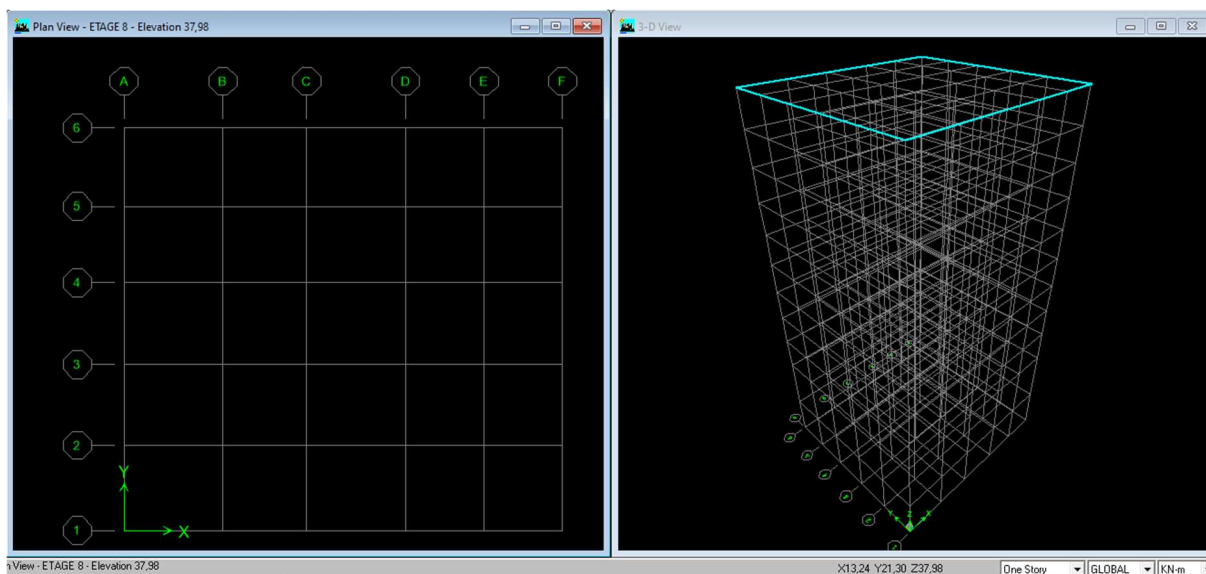


***Figure IV.5. Introduction des étages.***

On introduit les *hauteurs des étages* → **OK** → *Grid only* → **OK**



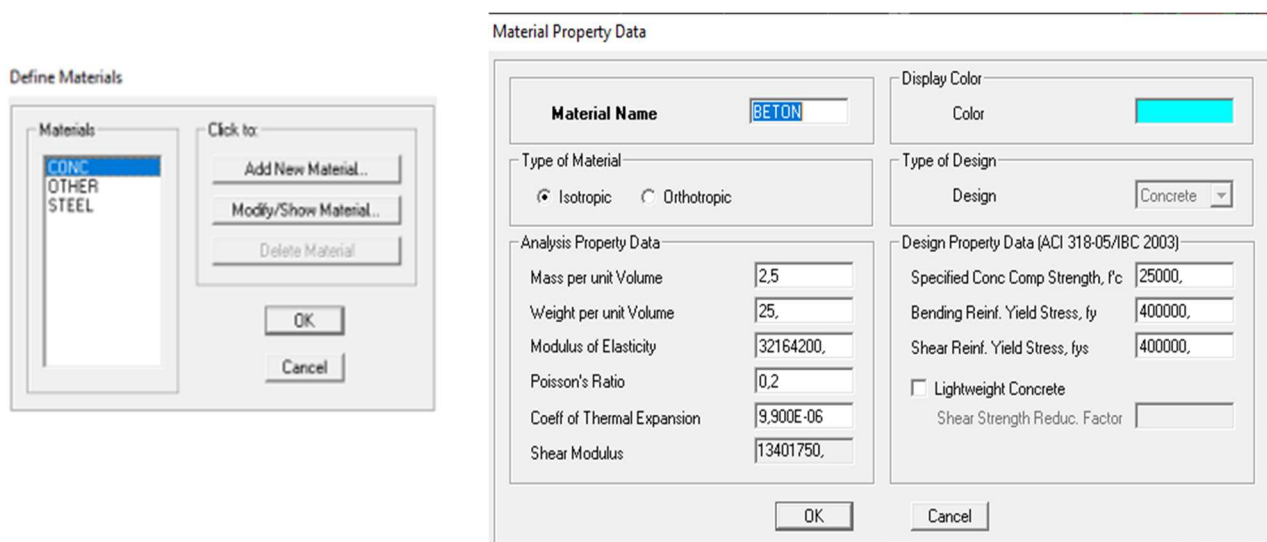
Après introduction des données comme il est indiqué sur les figures ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : *X-Y, X-Z, Y-Z*.



***Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D.***

### **Étape 02 : 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* → *béton* → *Modify /Show Material*.



***Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau béton.***

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

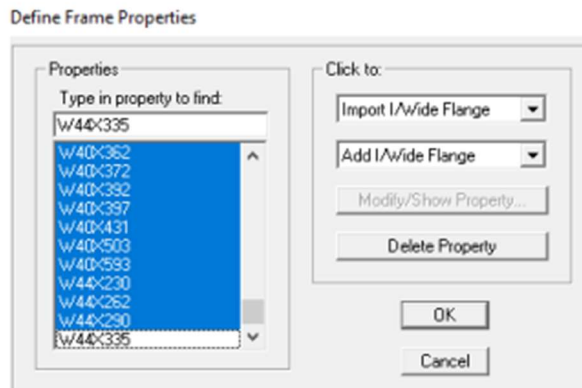
### **Étape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc) :**

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

1. Les éléments barres :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**.

Dans l'icône **Properties** → Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.



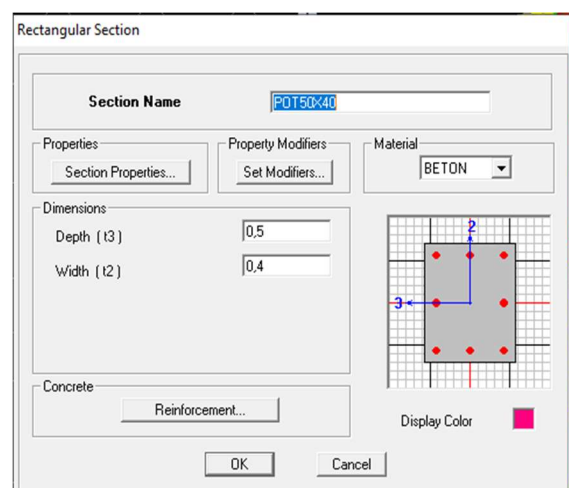
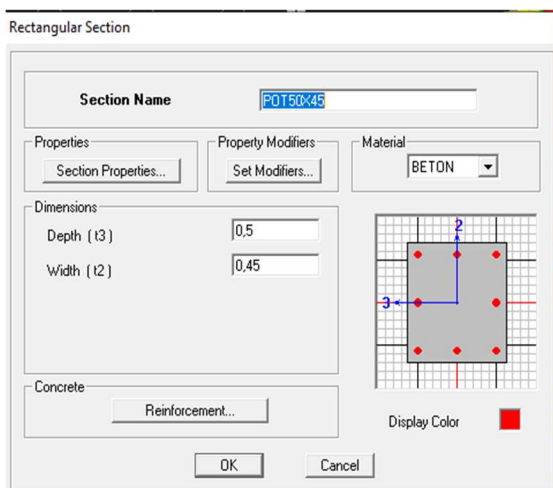
**Figure IV.8. Introduction des éléments barres.**

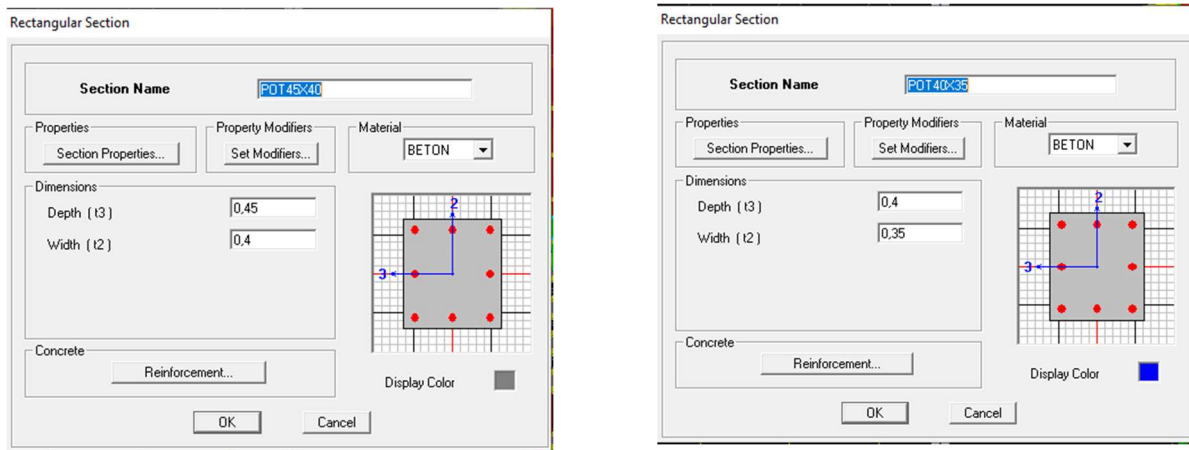
Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** et puis sur **Add Rectangular**

Introduire les dimensions de poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**.

→ **Les poteaux** :

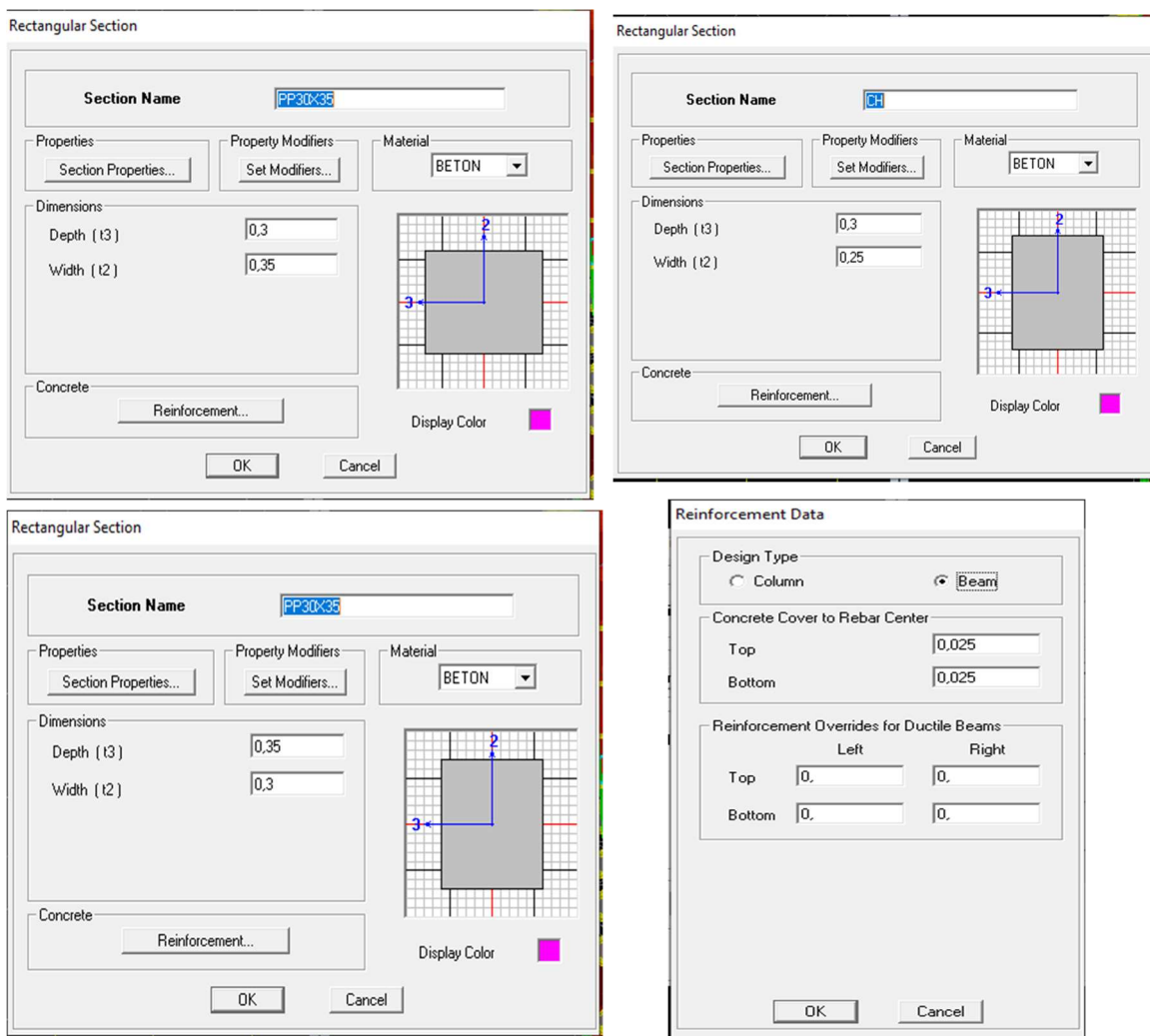




**Figure IV.9. Introduction des sections des poteaux.**

**Les poutres :**

**Add Rectangular** → Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur, puis cliquer sur **Reinforcement**, Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → ok



**Figure IV.9. Introduction des sections des poutres.**

Nous validons avec OK, et nous procéderont de la même manière jusqu'à définir toutes les sections.

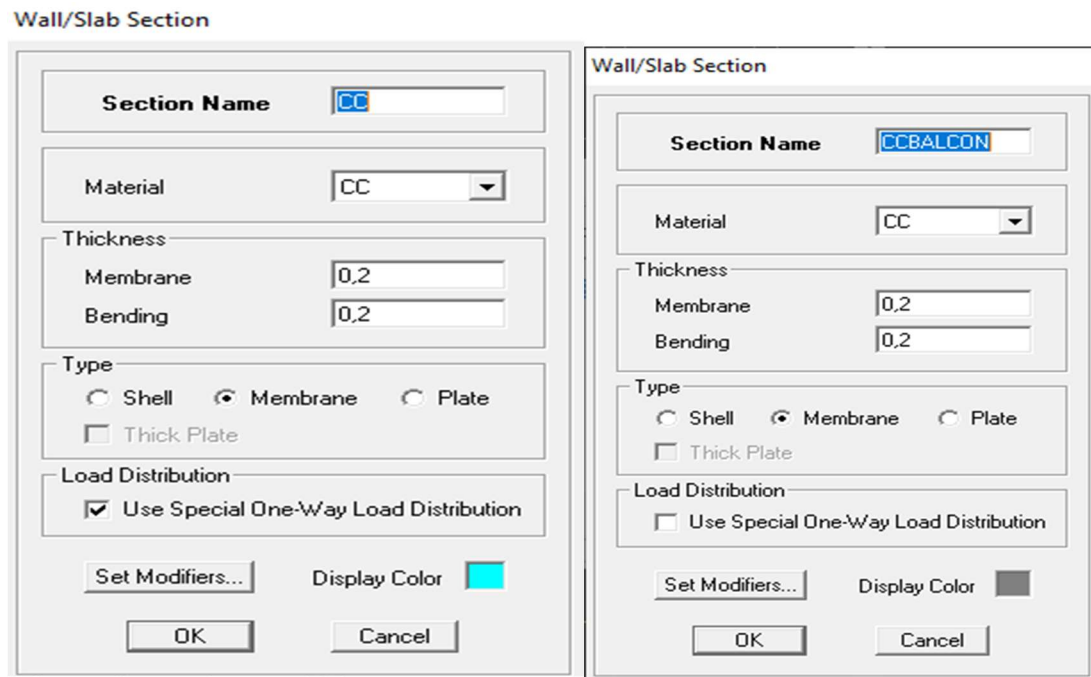
## 2. Les éléments plaques :

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (planchers, voiles, et dalle pleine).

### ▪ Plancher en corps creux :

**Define → Wall/slab/deck section → Add new slab**

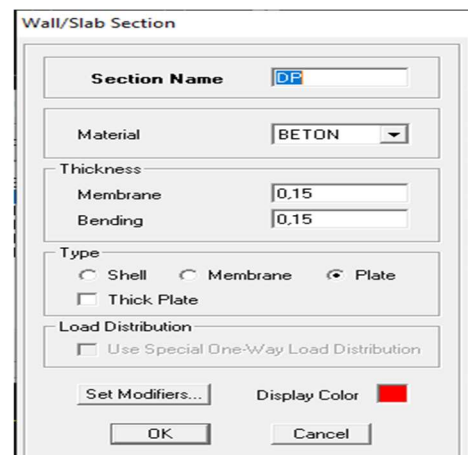
Et on spécifie le nom CC (plancher en corps creux) et l'épaisseur.



**Figure IV.11. Introduction des sections du corps creux.**

### ▪ Dalles Pleines :

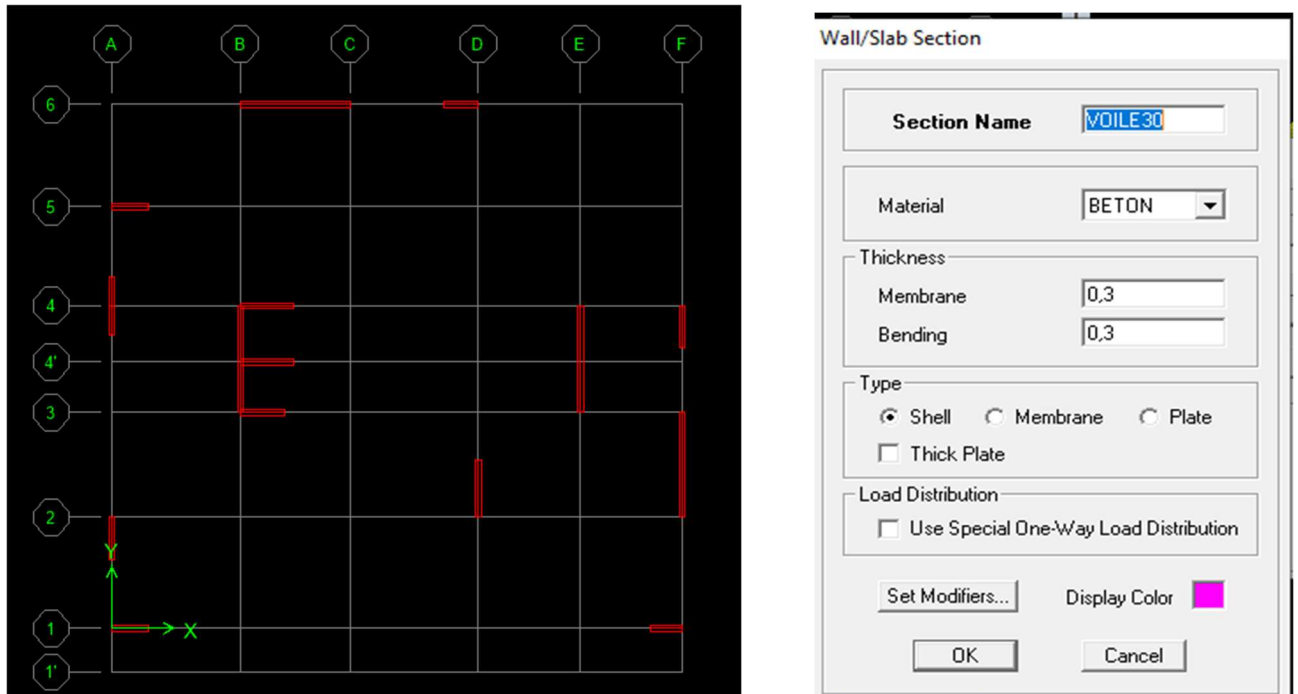
**Define → Wall/slab/deck section → Add New Slab**  
et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.



**Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines**

- Voiles :


*Define* → *Wall/slab/deck section* → *Add New Wall* et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.



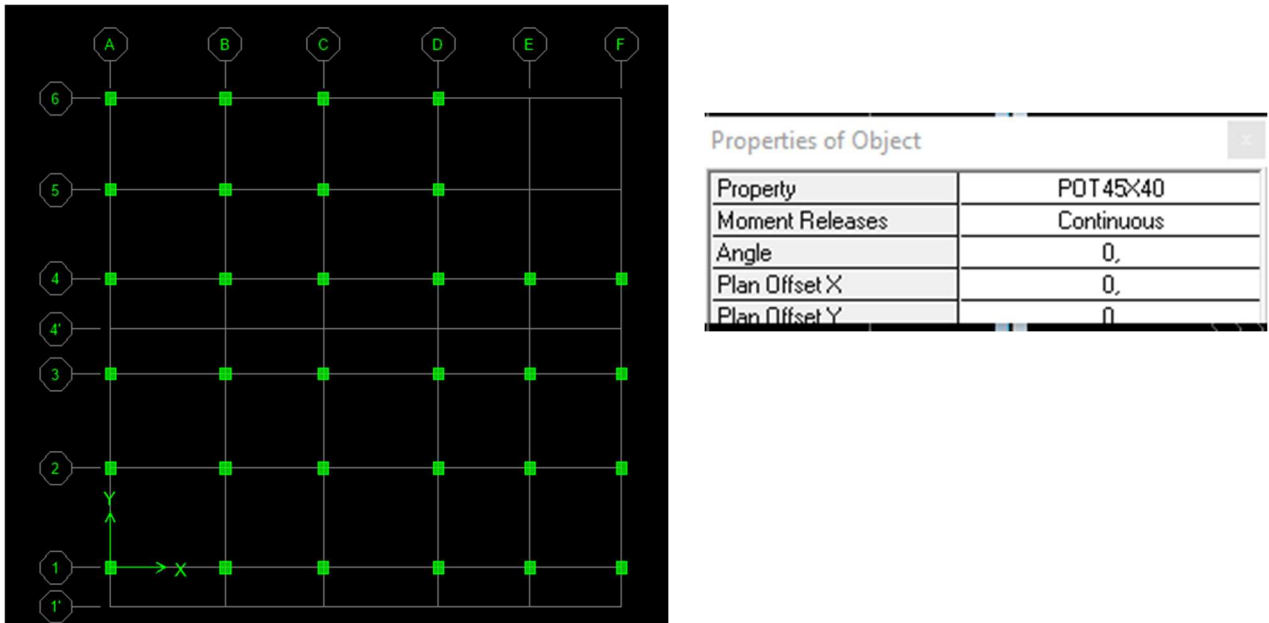
***Figure IV.13. Introduction des dimensions des voiles.***

**Étape 04 : Affectation des sections aux différents éléments des portiques :**

- Les poteaux :

On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparaît, on choisit dans *Property of Object* le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.



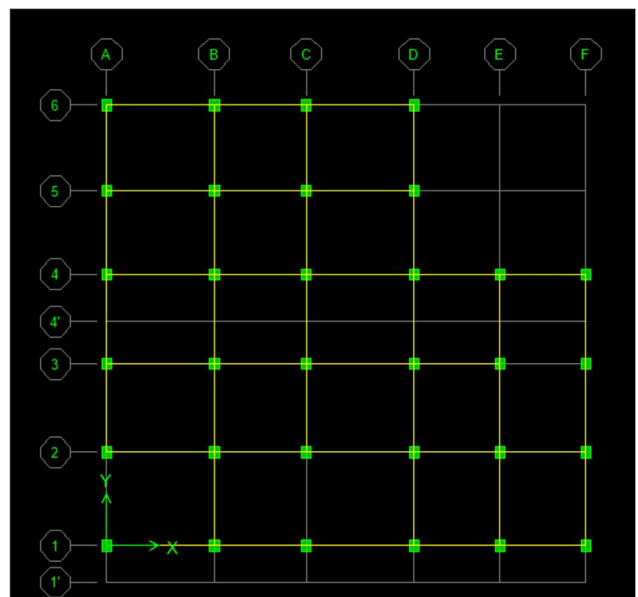
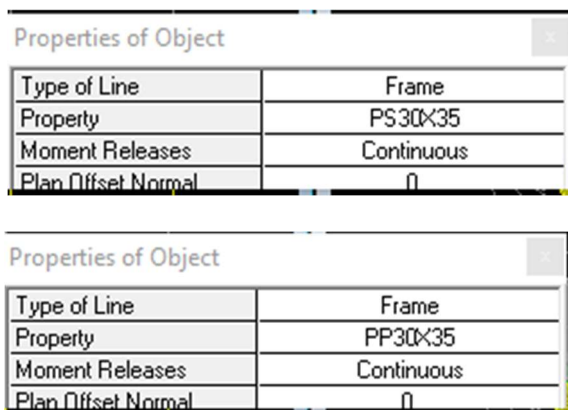
**Figure IV.14. Affection des poteaux.**

▪ **Les poutres principales et secondaires :**


On clique sur le bouton

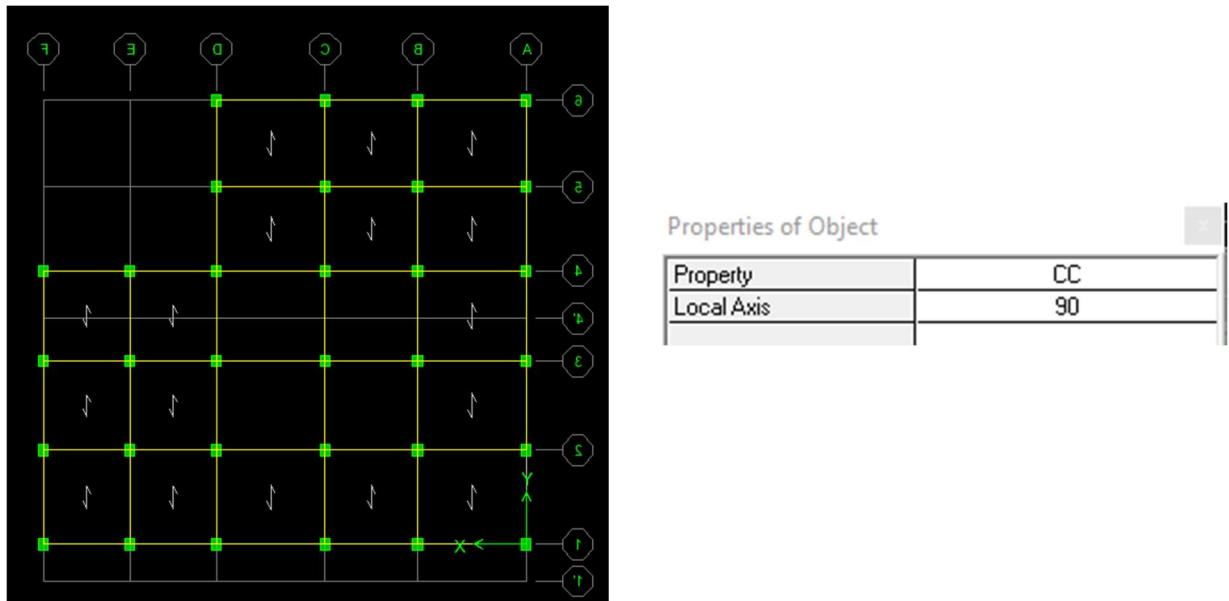
Une boîte de dialogue apparait, on choisit dans Property of Object le type de la poutre à placer et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos éléments.

- Poutres principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x




**Figure IV.15. Affection des poutres principales et secondaires**

- **Corps creux** : On clique  sur puis on choisit le plancher et on sélectionne les travées considérées.



***Figure IV.16. Affectation des planchers à corps creux***

- **Les dalles pleines** :

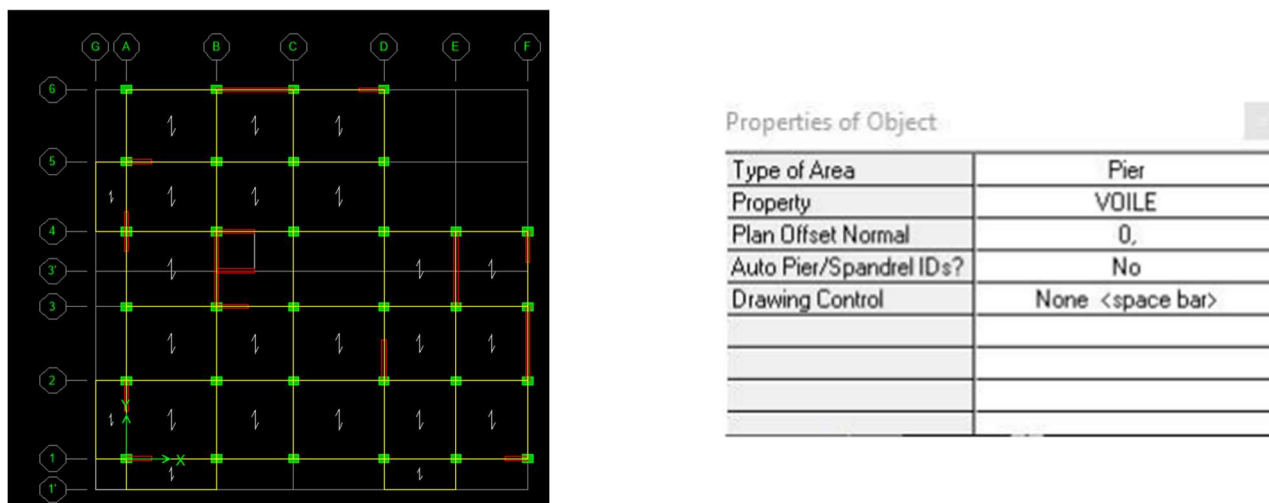
On clique sur le bouton 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property** DP. Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

- **Les voiles** :

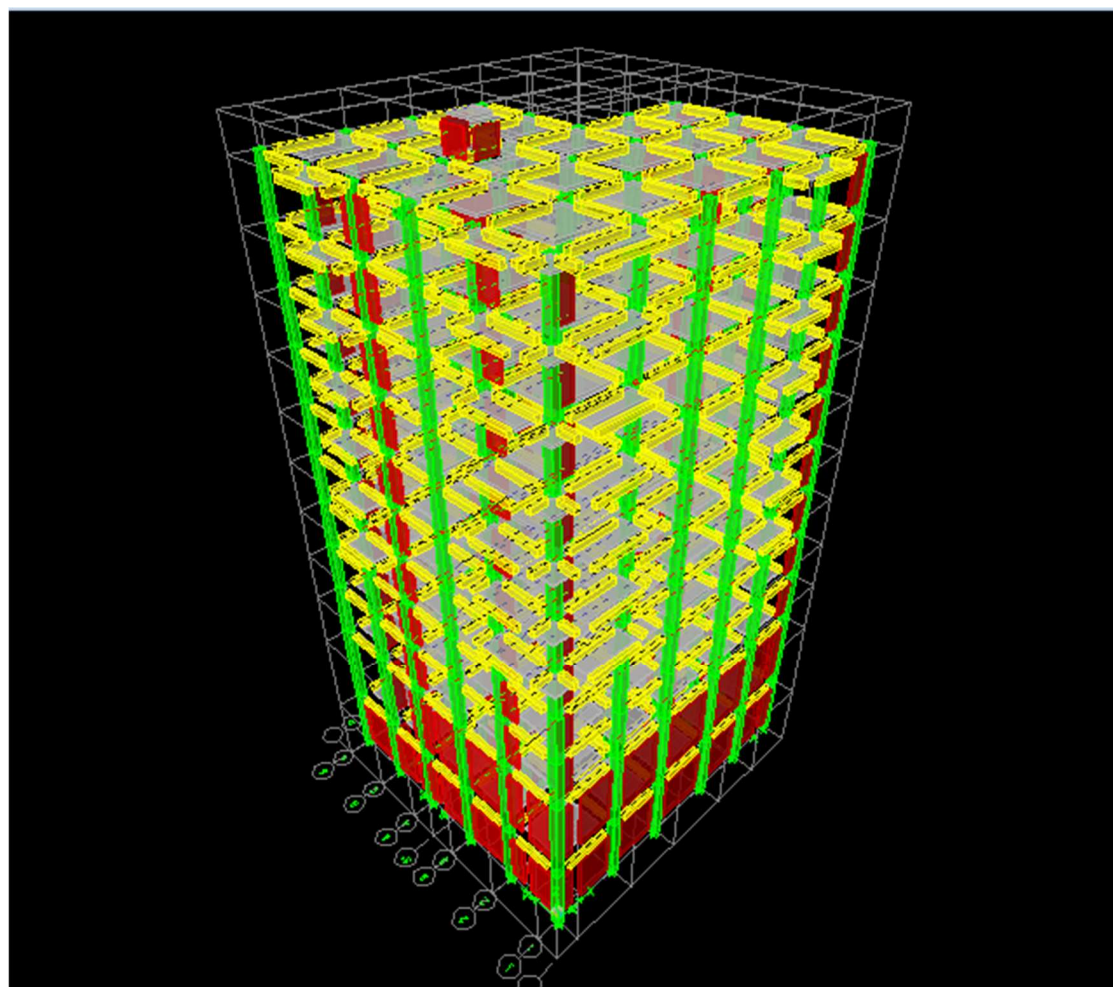
On clique sur Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property** VOILE, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.




***Figure IV.17. Affection des voiles***

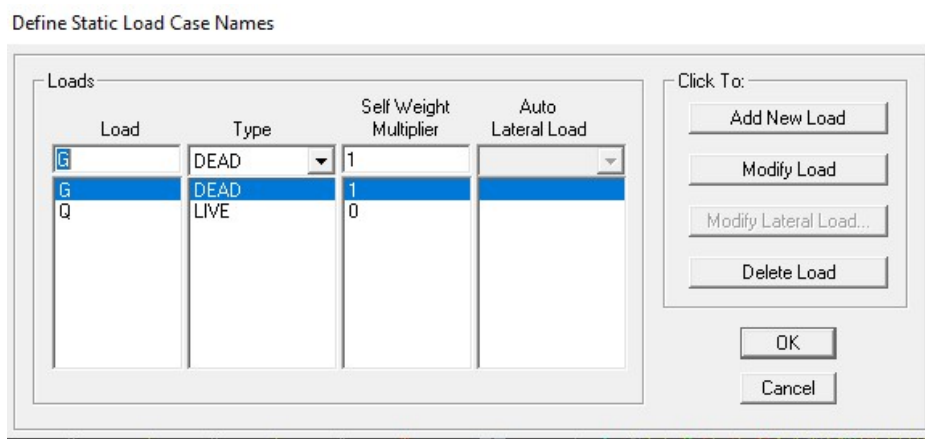
Enfin, on obtient le schéma final de la structure :



***Figure IV.18. Vue de la structure en 3D.***

**Étape 05 : Définition des charges statiques (G, Q)**

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases** ou bien sur l’icône 




**Figure IV.19. Définition des charges G et Q.**

**Étape 6 : affectation des charges revenant aux éléments,**

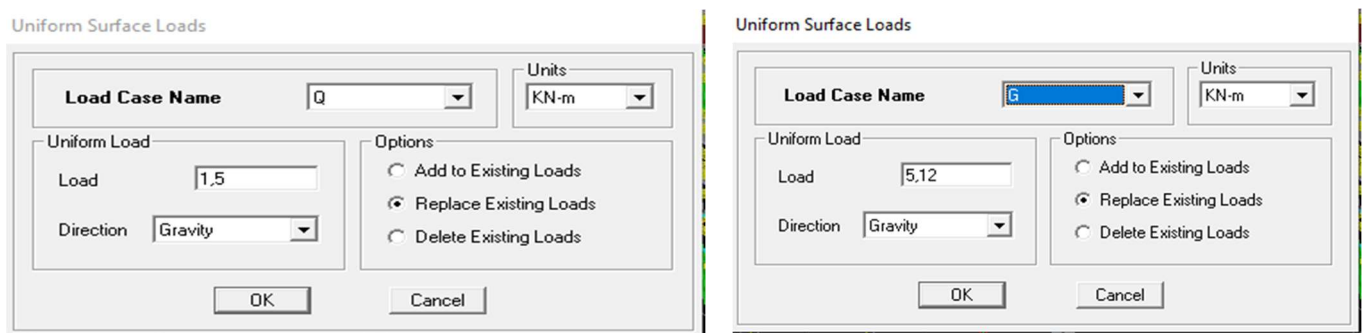
- **Chargement des planchers :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les *planchers* (**Select** → *wall slab /Deck sections* → *planchers* → *ok*).

Et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

**assign** → *shell/areas load* → *uniform ...* (ou sur  )

Dans la case *Load Case Name* on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement surfacique est introduit dans la case *Load*.



**Figure IV.20. Application des charges**

**Étape 07 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :**▪ **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

▪ **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**• **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Zone : IIA (*Zone de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003*)

Groupe d'usage : 2 (*bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003*)

Donc :  $A = 0.15$  (*Tableau 4.1 RPA 99. V2003*).

Coefficient de comportement global de la structure (R) : on prend  $R = 5$  (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

• **Facteur de qualité (Q) :**

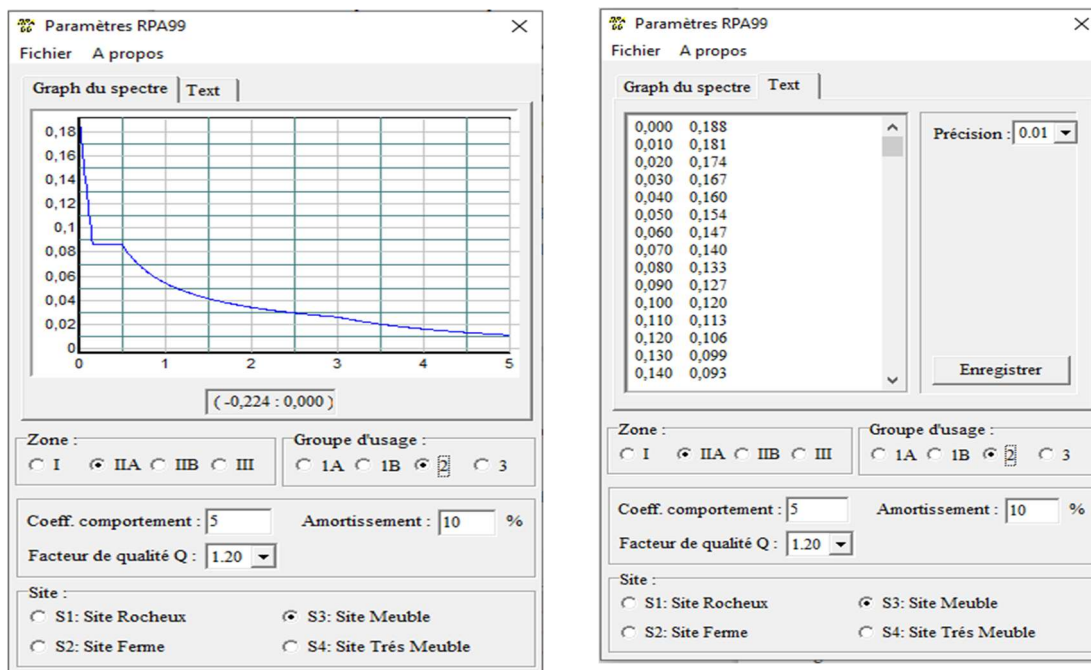
$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q ; \quad Q = 1, 20$$

• **Coefficient d'amortissement (%) :**

$\xi = 10$  % (*Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide*)

• **Catégorie de site :** S3 (*site meuble*).

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône RPA99 :



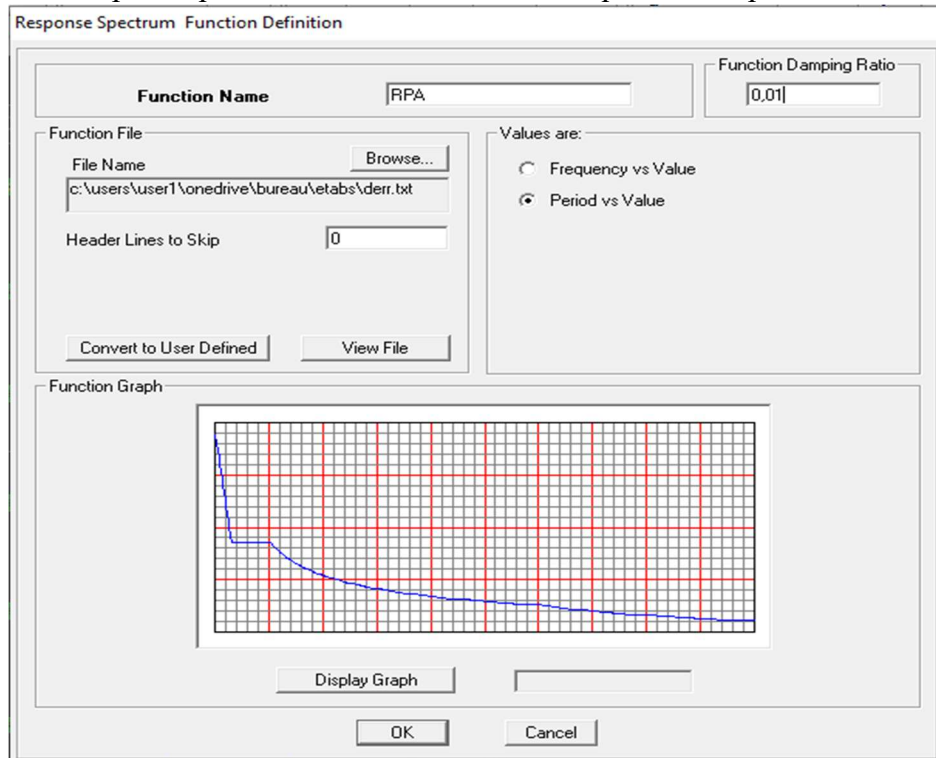
**Figure IV.21. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.**

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, On clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde  
Enregistrer le fichier RPA sous le nom RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **response spectrum function** ou  → **spectrum from file et Add new Function**

Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPA**, on **coche Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...** On clique sur OK pour valider.

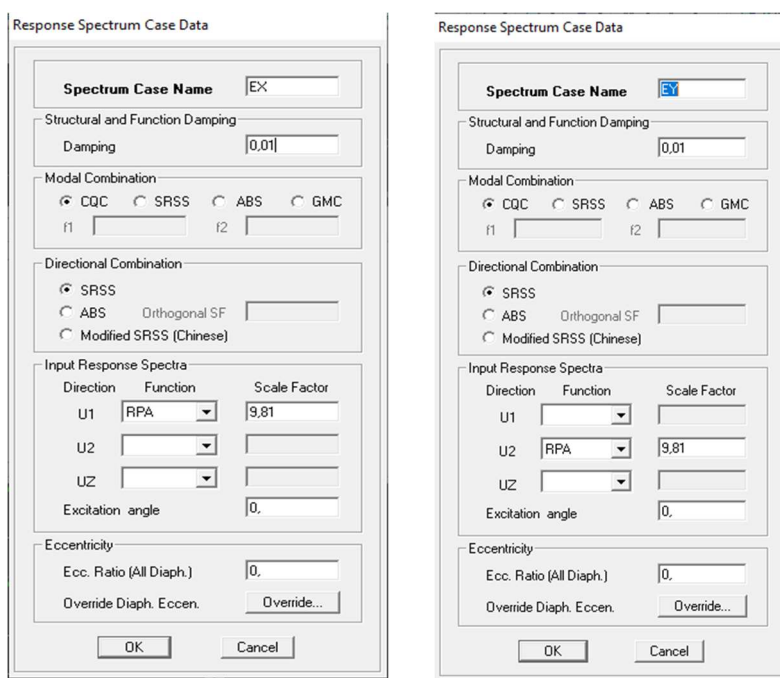


### Étape 8 : Définition de la charge sismique E

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, pour cela on clique sur :

**Define** → **Responses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum** ou bien 

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**UX et UY**)



**Figure IV.22. Désignation des charges sismiques pour les deux directions**

**Etape 9: spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

- Appuis (Encastrement de la base)

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur le bouton



Ou bien en ramenant l’instruction suivante : *Assing* → *Joint/point* → *Restraints*.  
**On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.**

La fenêtre ci-après s’affichera :



- **Définition de la masse sismique :**


La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de *Mass –Source*.


La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

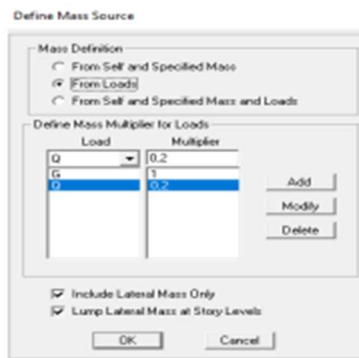
Avec :

- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  (*formule 4-5 RPA 99 version 2003*).
- $W_{Gi}$ : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.
- $W_{Qi}$ : charge d'exploitation.
- $\beta$ : coefficient de pondération, 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)).

D'où :  $W = G + 0.2Q$

**Define** → **Masse Source** → **From Loads** (ou )

L'instruction : **Define masse source**  nous permet l'introduction de la masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.



**Figure IV.23. Introduction de la masse source Combinaisons du poids**

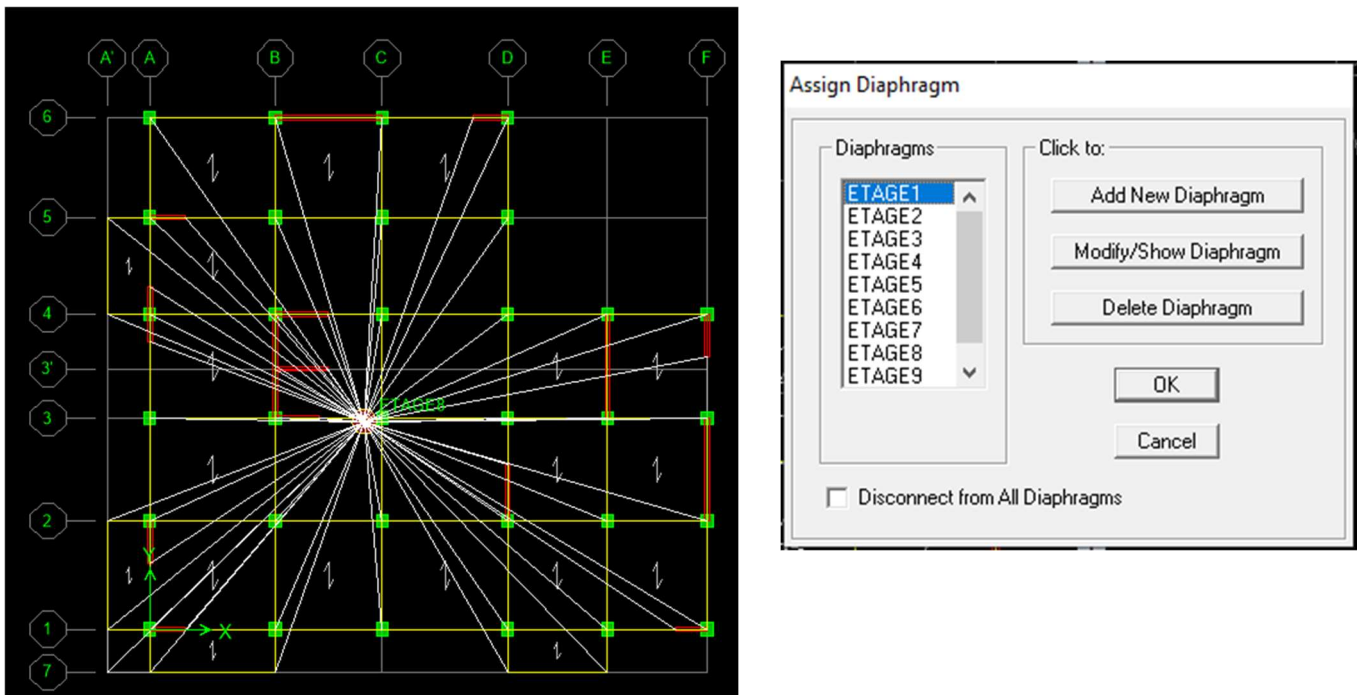
▪ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** → **Joint/Point** →

**Diaphragms** (ou ) → **add new diaphragm** → **D1** → **OK**.

On refait les mêmes opérations pour tous les autres plancher.



**Figure IV.24. Introduction des diaphragmes.**

**Étape 10 : Introduction des combinaisons d'actions**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Loads Combinaisons** → **Add New Combo** (ou  ). On introduire les combinaisons de charges :

➤ **Les combinaisons accidentelles d'après le RPA :**

$\begin{cases} G + Q + EX \\ G + Q - EX \end{cases}$	$\begin{cases} G + Q + EY \\ G + Q - EY \end{cases}$
$\begin{cases} 1.2G + Q + EX \\ 1.2G + Q - EX \end{cases}$	$\begin{cases} 1.2G + Q + EY \\ 1.2G + Q - EY \end{cases}$
$\begin{cases} 0.8G + Q + EX \\ 0.8G + Q - EX \end{cases}$	$\begin{cases} 0.8G + Q + EY \\ 0.8G + Q - EY \end{cases}$

➤ **Les combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

$$ELU: 1.35G + 1.5Q$$

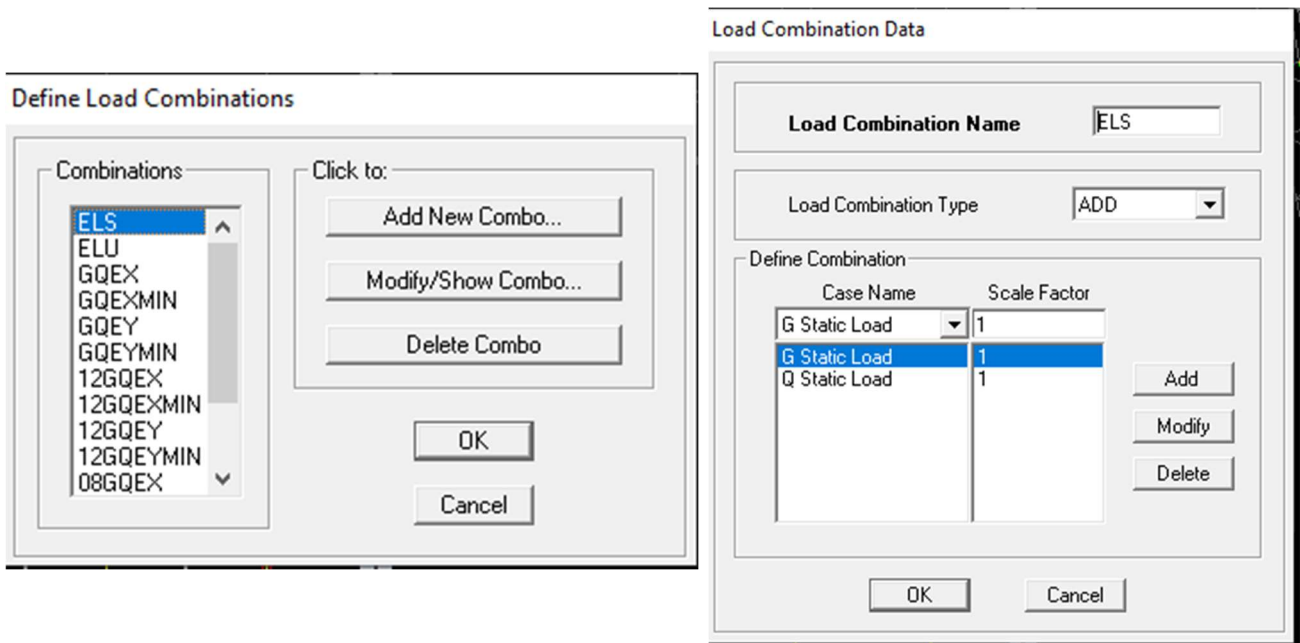
$$ELS: G + Q$$

$$W = G + 0.2Q$$

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

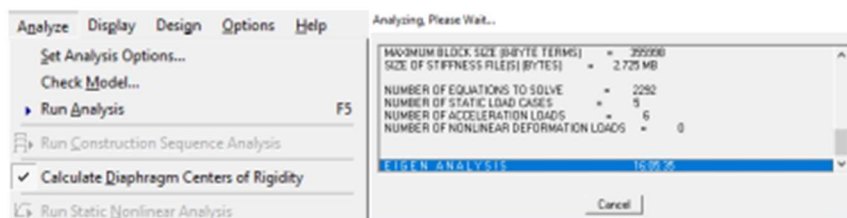


**Figure IV.25. Introductions des combinaisons d'actions.**

**Étape 11 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :**

▪ **Lancement de l'analyse :**

On se positionne sur : *Analyze* → *Run Analysis (F05)* pour lancer l'analyse.



**Figure IV.26. Analyse de la structure.**

▪ **Visualisation des résultats :**

➤ **Déformée de la structure :** Pour avoir la déformation de la structure :

*Show Deformed Shape* → sélectionne une combinaison d'actions → ok

➤ Pour avoir les diagrammes des efforts internes : on se positionne sur un portique

*Display* → *Show Member forces/Stresses Diagram* → *frame/pier/spandrel force* →

*Sélectionne une combinaison d'actions* → choisir moment 3.3 pour le moment et

*Shear 2.2* pour l'effort tranchant.

➤ Efforts internes dans les éléments barres :

• Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

*Display* → *Show tables*.

Dans *Element Output* « *Frame Forces* » (Efforts dans les barres) → Select *Case/comb* pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK

• Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

• Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles : Dans *Area Output* « *Area forces and Stresses* » et on sélectionne une combinaison d'actions.

• Déplacements :

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur *show tables* « *Displacements* ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne *Ux* correspond aux sens xx, et *Uy* aux sens yy.

• Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique *sur show tables* on coche « *Base Reactions* » ensuite dans « *Select Cases/comb* » on choisit « *EX ou EY* ».

• Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la *vue en 2D* puis dans le menu *View* on clique sur *Set 3D View* et on sélectionne le plan *XZ*.

Dans *Display Show* → *Deformed Shape* et on sélectionne la combinaison *EX* ou *EY*.

Enfin, dans *Draw* → *Draw Section Cut* et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré



# **Chapitre V**

## Vérification des exigences du RPA



Avant de passer au ferrailage des éléments, le règlement parasismique Algérien (RPA 2003) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- *Justification du système de contreventement.*
- *Le pourcentage de participation de la masse modale.*
- *Estimation de la période empirique  $T$ .*
- *Vérification de l'effort tranchant à la base.*
- *Les déplacements relatifs.*
- *Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.*
- *Vérification de l'Effort normal réduit.*

### V-1-Justification du système de contreventement :

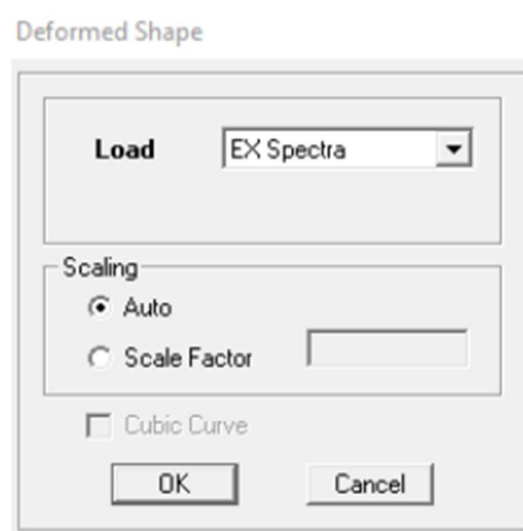
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur du coefficient de comportement  $R$  à considérer.

#### ▪ Charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

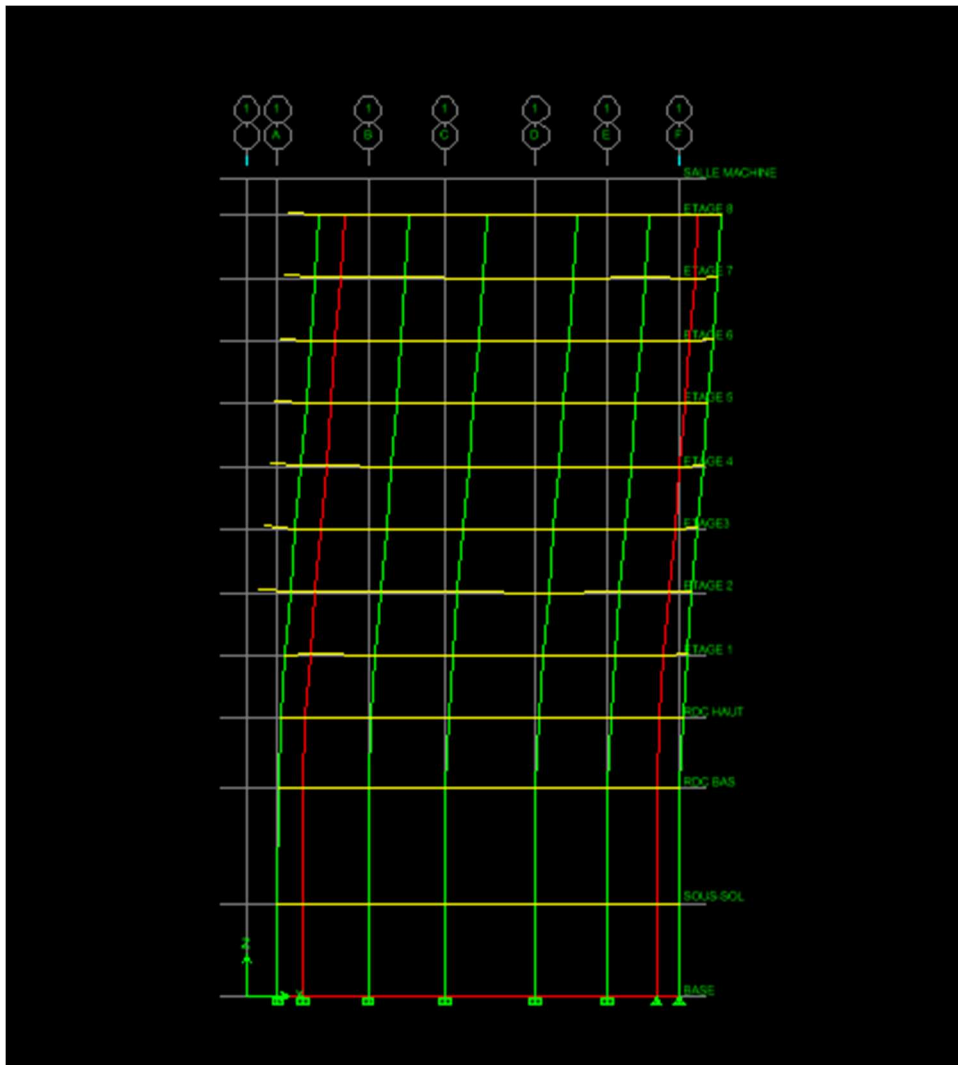
On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display** → **show Deformed shape** → **Load : Ex spectra**



On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec : **Draw** → **Draw Section Cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit :



Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	23,943	0,	2,3198
End Point	-6,673	0,	1,9298

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,635	0,	2,1248	180,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

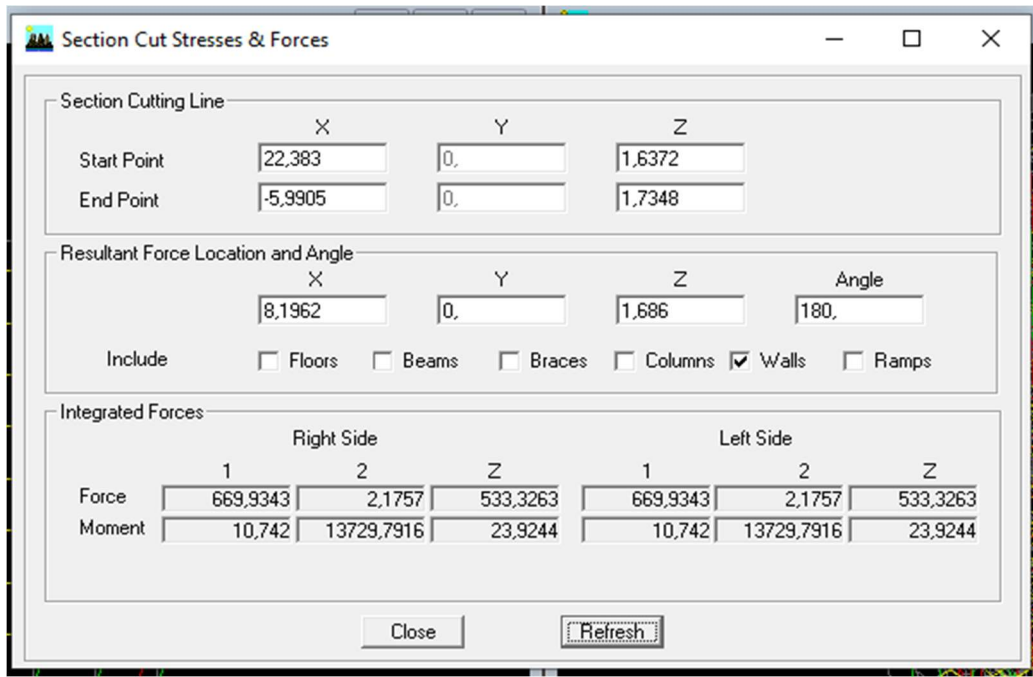
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	673,2598	3,6517	701,3624	673,2598	3,6517	701,3624
Moment	19,3648	18418,9874	43,0246	19,3648	18418,9874	43,0246

Close Refresh

On relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis on décoche les cases columns, floors, beams, braces, ramps et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison *Ex par Ey* et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z) .

▪ **Récapitulatif des résultats :**

	<i>Forces reprises par les voiles et portiques</i>	<i>Force reprises par les voiles uniquement</i>
<i>Unités</i>	<i>KN</i>	<i>KN</i>
<i>Sens Ex</i>	<i>673.2598</i>	<i>669.9343</i>
<i>Sens Ey</i>	<i>607.2224</i>	<i>604.2149</i>

• **Charges verticales :**

$$673.259 \rightarrow 100\%$$

$$669.9343 \rightarrow x \%$$

$$x = \frac{669.9343 \times 100}{673.2598} \rightarrow x = 99\%$$

$X$  : Étant le % des efforts repris par les voiles

Donc, l'effort repris par les portiques est :  $100 - 94 = 1\%$

▪ **Récapitulatif des résultats :**

Unités	Forces reprises par les voiles et portiques		Force reprises par les voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
Sens Ex	673.2598	100	669.9343	99
Sens Ey	607.2224	100	604.2149	99

**Tableau V.1 : Justification du système de contreventement.**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, les **voiles reprennent plus de 20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et la majorité des charges horizontales.

D'après **l'article 3.4 du RPA 99** qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**. Le coefficient de comportement  $R = 3.5$

### V.2. 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**).

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration :  $U_x < 10\%$   
 $U_y > 50\%$  → Translation  $xx$   
 $U_z < 10\%$
- Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration :  $U_x > 50\%$   
 $U_y < 10\%$  → Translation  $yy$   
 $U_z < 10\%$
- Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration :  $U_x < 50\%$   
 $U_y < 10\%$  → Torsion  $zz$   
 $U_z > 50\%$

La somme de la masse modale au **15ème mode dépasse 90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions (X-X et Y-Y), la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc **vérifiée**.

▪ Nombre de modes à retenir :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,897278	54,8522	2,5822	0,0000	54,8522	2,5822	0,0000	3,9544	
2	0,698890	1,9329	57,6725	0,0000	56,7851	60,2547	0,0000	91,1693	
3	0,631986	1,8931	0,0639	0,0000	58,6782	60,3186	0,0000	0,0011	
4	0,245094	11,2461	0,2139	0,0000	69,9243	60,5325	0,0000	0,0057	
5	0,176100	0,5089	15,4280	0,0000	70,4332	75,9605	0,0000	2,9031	
6	0,163891	2,2335	0,2231	0,0000	72,6667	76,1836	0,0000	0,0057	
7	0,110564	4,4365	0,0004	0,0000	77,1032	76,1840	0,0000	0,0013	
8	0,079569	1,8055	5,9605	0,0000	78,9087	82,1445	0,0000	0,9816	
9	0,073593	2,8073	1,8114	0,0000	81,7160	83,9559	0,0000	0,1426	
10	0,062871	1,3544	0,0594	0,0000	83,0704	84,0152	0,0000	0,0002	
11	0,050662	3,2795	2,9274	0,0000	86,3500	86,9426	0,0000	0,2681	
12	0,045050	2,9292	2,2051	0,0000	89,2792	89,1477	0,0000	0,2001	
13	0,040647	0,0406	0,4992	0,0000	89,3197	89,6469	0,0000	0,0055	
14	0,038352	0,0305	0,0308	0,0000	89,3502	89,6777	0,0000	0,0015	
15	0,036846	2,5543	0,9845	0,0000	91,9046	90,6622	0,0000	0,0441	

Satisfait au 15ème mode donc on retiendra *15 modes de vibration*.

### V.3. Estimation de la période empirique T :

▪ Calcul de la période empirique T :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (*Art 4.2.4 du RPA99/version 2003*).

$$T = \min \left( C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas  $h_n = 37,98 \text{ m}$ .

$C_T$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (*Tableau 4.6 du RPA99/version 2003*). Dans notre cas  $C_T = 0,05$ .

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.  
 Dans notre cas  $\begin{cases} D_x = 20,00 \text{ m} \\ D_y = 18,40 \text{ m} \end{cases}$

Donc :

$$T_1 = 0,05 \times 37,98^{\frac{3}{4}} = 0,76 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0,09 \times 37,98}{\sqrt{20,00}} = 0,76 \text{ s}$$

$$T_{2y} = \frac{0,09 \times 37,98}{\sqrt{18,40}} = 0,79 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(0,76 ; 0,79) = 0,76 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 : 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%*.

▪ Calcul de la période empirique majorée  $T_{maj}$  :

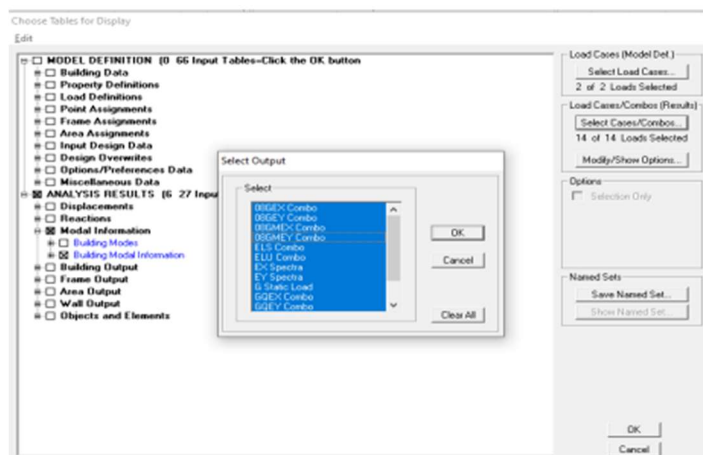
Après majoration de la période de 30 % on a :  $T_{maj} = 1.3 \times 0.76 = 0,98s$

▪ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

*Display* → *show tables*, un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS* → *modal information* → *Building Modal Information*. Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : *Select cases/combos...* OK OK



Un autre tableau s'affichera, on choisit dans la liste déroulante en haut à droite « *Modal Participating Mass Ratios* »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,897278	54,8522	2,5822	0,0000	54,8522	2,5822	0,0000	3,9544	
2	0,698890	1,9329	57,6725	0,0000	56,7851	60,2547	0,0000	91,1693	
3	0,631986	1,8931	0,0639	0,0000	58,6782	60,3186	0,0000	0,0011	
4	0,245094	11,2461	0,2139	0,0000	69,9243	60,5325	0,0000	0,0057	
5	0,176100	0,5089	15,4280	0,0000	70,4332	75,9605	0,0000	2,9031	
6	0,163891	2,2335	0,2231	0,0000	72,6667	76,1836	0,0000	0,0057	
7	0,110564	4,4365	0,0004	0,0000	77,1032	76,1840	0,0000	0,0013	
8	0,079569	1,8055	5,9605	0,0000	78,9087	82,1445	0,0000	0,9816	
9	0,073593	2,8073	1,8114	0,0000	81,7160	83,9559	0,0000	0,1426	
10	0,062871	1,3544	0,0594	0,0000	83,0704	84,0152	0,0000	0,0002	
11	0,050662	3,2795	2,9274	0,0000	86,3500	86,9426	0,0000	0,2681	
12	0,045050	2,9292	2,2051	0,0000	89,2792	89,1477	0,0000	0,2001	
13	0,040647	0,0406	0,4992	0,0000	89,3197	89,6469	0,0000	0,0055	
14	0,038352	0,0305	0,0308	0,0000	89,3502	89,6777	0,0000	0,0015	
15	0,036846	2,5543	0,9845	0,0000	91,9046	90,6622	0,0000	0,0441	

▪ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période empirique :  $T_{emp} = 0,76s$
- La période empirique majorée :  $T_{maj} = 0.98s$
- La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{analytique} = 0.89s$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : **La période est vérifiée.**

**V.4.Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

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

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente : (Formule 4.1, RPA 99) :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

- **Détermination des paramètres :**

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par **le tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

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

**Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de zone.**

**Donc :** Zone sismique : **IIa** }  
 Groupe d'usage : **2** }  $\rightarrow A = 0.15$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T).

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

$T_2$  : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par **le tableau (4.7 RPA99/2003)**.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
$T_{2(\text{sec})}$	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau V.3 : Période caractéristique de chaque site.**

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 0,50 \text{ s (Site meuble S3)} \\ T = 0,76 \text{ s} \end{array} \right\} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$$

$\eta$  : est facteur de correction d'amortissement donné par la **formule (4.3)** comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

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

Quand :  $\xi = 5\%$ , on a  $\eta = 1$

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

**Tableau V.4 : Coefficient d'amortissement critique  $\xi$**

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 \geq 0,7$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,44$$

**Q** : Facteur **de qualité** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum q_p$

Avec  $P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

➤ *Sens x-x et y-y :*

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,50
2. Redondance en plan	Non	0,50
3. Régularité en plan	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Non	0,50
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

W : poids total de la structure : est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 RPA 99 version 2003}).$$

▪ Poids total :

*Display* → *Show table* → *select cases/comb* → *Poids combo* → *Reactions* → *Support Reactions*.

```

 ANALYSIS RESULTS [1 25 Input Tables=Click the OK button
 Displacements
 Reactions
 Support Reactions
 Modal Information
 Building Output
 Frame Output
 Area Output
 Wall Output
 Objects and Elements
  
```

On choisit la somme des réactions FZ. →  $W_t = 39467.46KN$

**R** : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le *Tableau 4-3 du RPA99* ; dans notre cas, on a une structure en *Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé* avec interaction

$R = 5.$

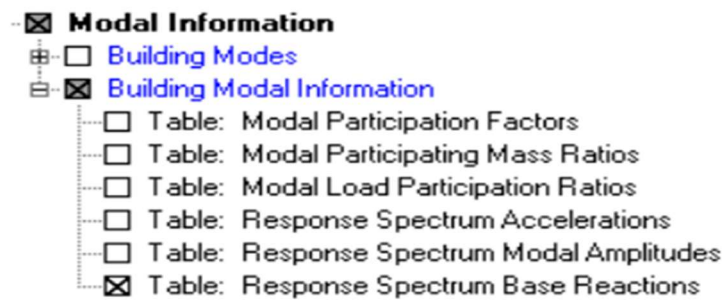
- **Résultats de calcul à la base de la structure :**

- **Méthode statique équivalente :**

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 1,44 \times 1,2}{3,5} \times 39467.46 = \mathbf{2922.84KN}$$

- **Méthode modale spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons **Ex et Ey en cliquant sur : Select cases/combo... OK OK**. On suit les étapes suivantes :



On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 1793.78 \\ V_y = 2183.88 \end{cases}$$

- **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont **supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé** avec la formule de la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x(\text{logiciel})} = 1793.78KN < 0,8V_x = 2338.272KN \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y(\text{logiciel})} = 2183.88KN < 0,8V_x = 2338.272KN \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Dans notre cas on doit changer les coefficients de  $E_x$  et  $E_y$ . Et pour cela on suit les étapes suivantes :

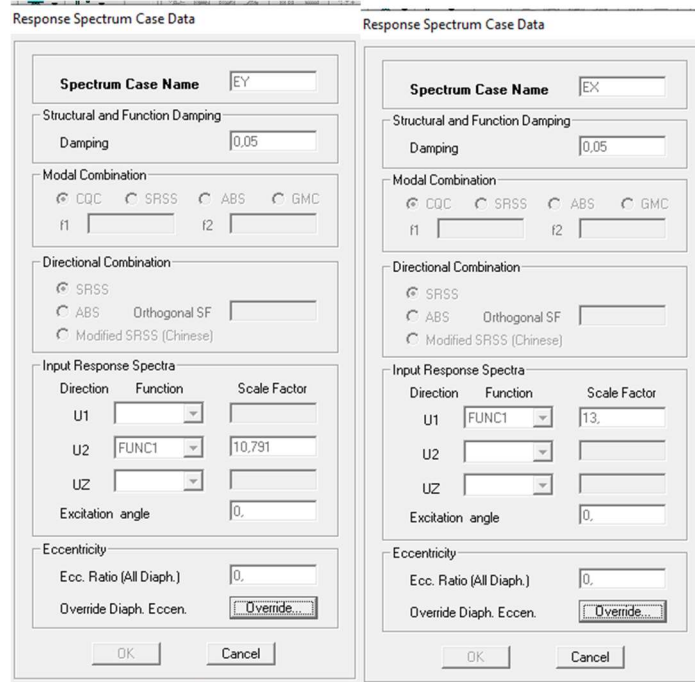
- **Calcul des nouveaux coefficients :**

- **Sens longitudinal :**

$$E_x = \frac{2331,704}{1789,71} = 1,3 \times 9.81 = \mathbf{13}$$

• **Sens transversal :**

$$E_y = \frac{2331,704}{2195,54K} = 1,1 \times 9.81 = \mathbf{11}$$



Donc on aura :

$$\begin{cases} V_x = 2377,08 \\ V_y = 2448.79 \end{cases}$$

▪ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x(\text{llogiciel})} = 2377,08 \text{KN} < 0,8V_x = 2338.272 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y(\text{llogiciel})} = 2448.79 \text{KN} < 0,8V_x = 2338.272 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**1. Caractéristique géométrique de la structure :** La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Centre de masse :

XCCM

XCR

Centre de rigidité :

YCCM

YCR

➤ Condition sur l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne **dépasse pas 15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Etages	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex(cm)	Ey(cm)
<i>Sous-sol</i>	8,613	7,58	5,965	4,715	2.648	2.865
<i>Rdc bas</i>	8,633	7,567	3,453	1,546	5.18	6.021
<i>Rdc haut</i>	8,902	8,356	5,13	3,945	3.772	4.411
<i>Etage 1</i>	8,891	8,352	6,841	6,519	2.05	1.833
<i>Etage 2</i>	8,56	7,943	7,704	7,855	0.856	0.088
<i>Etage 3</i>	8,549	7,938	8,199	8,575	0.35	0.637
<i>Etage 4</i>	8,538	7,933	8,518	8,976	0.02	1.043
<i>Etage 5</i>	8,538	7,933	8,734	9,191	0.196	1.258
<i>Etage 6</i>	8,528	7,929	8,888	9,304	0.36	1.375
<i>Etage 7</i>	8,518	7,924	9,014	9,381	0.496	1.457
<i>Etage 8</i>	8,439	7,844	9,122	9,477	0.683	1.633

**Tableau V.5 : Excentricité**

### V.6. Les déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99/2003 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0 % de la hauteur de l'étage** à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après le **RPA 99/2003 (art 4.43)** :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : 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 donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

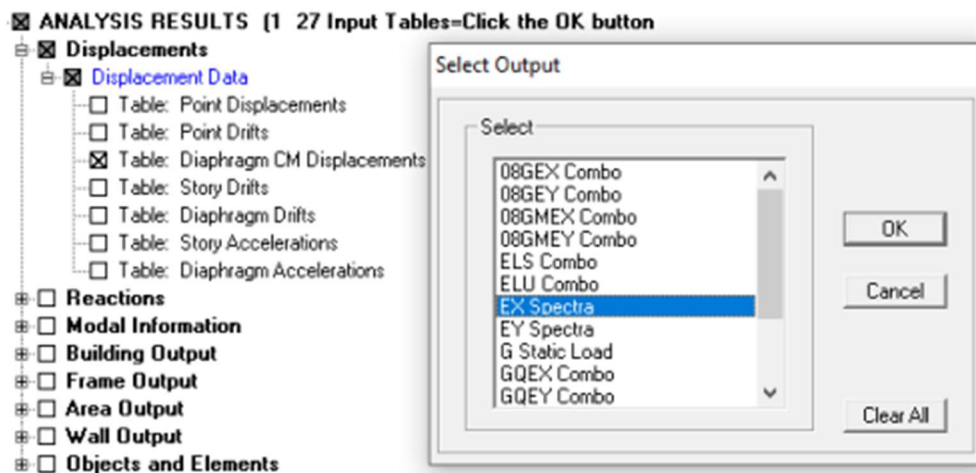
Avec :  $\Delta_K < 1\%h_e$

$h_e$ :Hauteur de l'étage considéré.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS.

▪ **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → table : *Diaphragm CM displacement* Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur : *Select cases/combo...* → 2 fois sur *OK*

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 8	11	EX	0,0299	0,0068	0,0000	0,00000	0,00000	0,00062
	ETAGE 7	10	EX	0,0270	0,0061	0,0000	0,00000	0,00000	0,00056
	ETAGE 6	9	EX	0,0239	0,0055	0,0000	0,00000	0,00000	0,00049
	ETAGE 5	8	EX	0,0206	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00041
	ETAGE 4	7	EX	0,0170	0,0040	0,0000	0,00000	0,00000	0,00032
	ETAGE3	6	EX	0,0132	0,0032	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
	ETAGE 2	5	EX	0,0095	0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	ETAGE 1	4	EX	0,0061	0,0017	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	RDC HAUT	3	EX	0,0032	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	RDC BAS	2	EX	0,0010	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	SOUS-SOL	1	EX	0,0002	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

◀ ▶ ⏪ ⏩ [OK]

▪ Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison *Ex par Ey* en cliquant sur : *Select cases/combos... → 2 fois sur OK*

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 8	11	EY	0,0064	0,0189	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ETAGE 7	10	EY	0,0057	0,0169	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ETAGE 6	9	EY	0,0050	0,0148	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ETAGE 5	8	EY	0,0042	0,0127	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ETAGE 4	7	EY	0,0034	0,0105	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETAGE3	6	EY	0,0026	0,0083	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETAGE 2	5	EY	0,0018	0,0062	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ETAGE 1	4	EY	0,0011	0,0043	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	RDC HAUT	3	EY	0,0006	0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	RDC BAS	2	EY	0,0003	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	SOUS-SOL	1	EY	0,0000	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

Niveaux	Sens xx			Sens yy			R	h [m]	l % h	Condition
	Ux [m]	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Uy [m]	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$				
Etage 8	0,0299	0.104	0.009	0,0189	0.066	0.007	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 7	0,027	0.095	0.012	0,0169	0.059	0.0072	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 6	0,0239	0.083	0.011	0,0148	0.0518	0.0078	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 5	0,0206	0.072	0.013	0,0127	0.044	0.008	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 4	0,017	0.059	0.013	0,0105	0.036	0.007	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 3	0,0132	0.046	0.013	0,0083	0.029	0.007	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 2	0,0095	0.033	0.012	0,0062	0.0217	0.0067	3.5	3.06	0.0306	CV
Etage 1	0,0061	0.021	0.01	0,0043	0.015	0.0059	3.5	3.06	0.0306	CV
Rdchaut	0,0032	0.011	0.0075	0,0026	0.0091	0.00525	3.5	3.40	0.034	CV
Rdc bas	0,001	0.0035	0.0028	0,0011	0.0038	0.00315	3.5	5.60	0.056	CV
Sous-sol	0,0002	0.0007	0.0007	0,0002	0.0007	0.0007	3.5	4.50	0.046	CV

**Tableau V.6 : Déplacements relatifs**

2. Justification 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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage K.

$h_K$  : Hauteur de l'étage (k).

Niveaux	$P_K(kN)$	Sens x-x			Sens y-y			Vérification
		$V_x(KN)$	$\Delta_k(kN)$	$\theta(y)$	$V_k(kN)$	$\Delta_k(kN)$	$\theta(y)$	
<b>Etage 8</b>	3120,59	498,28	0.009	<b>0.018</b>	506,42	0.007	<b>0.014</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 7</b>	6095,03	886,9	0.012	<b>0.026</b>	903,8	0.0072	<b>0.015</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 6</b>	9161,26	1200,05	0.011	<b>0.027</b>	1217,32	0.0078	<b>0.019</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 5</b>	12227,5	1462,5	0.013	<b>0.035</b>	1490,3	0.008	<b>0.021</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 4</b>	15293,74	1689,18	0.013	<b>0.038</b>	1721,68	0.007	<b>0.020</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 3</b>	18464,02	1881,65	0.013	<b>0.041</b>	1916,7	0.007	<b>0.022</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 2</b>	21634,29	2043,94	0.012	<b>0.041</b>	2083,18	0.0067	<b>0.022</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 1</b>	24824,3	2160,93	0.01	<b>0.037</b>	2207,67	0.0059	<b>0.021</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Rdc haut</b>	28136,02	2238,47	0.0075	<b>0.027</b>	2306,49	0.00525	<b>0.018</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Rdc bas</b>	33767,64	2317,25	0.0028	<b>0.00728</b>	2405,65	0.00315	<b>0.0078</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Sous-sol</b>	39467,48	2377,08	0.0007	<b>0.00258</b>	2448,79	0.0007	<b>0.0025</b>	<b>Vérifier</b>

**Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.**

**Remarque :** Puisque les coefficients  $\theta < 0.1$  pour chaque niveau (k) et dans *les deux sens*, on peut **donc négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA version 2003/Art 7.4.3.1).**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_s}{S_p f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$S_p$  : Section transversal du Poteau.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	Les sections calculées		N(KN)	$\vartheta$	Les sections adoptées		N(KN)	$\vartheta$	Observation
	h(cm)	b(cm)			h(cm)	b(cm)			
<i>SS-Et1</i>	45	50	1865.06	0.33	50	50	1903.68	0.3	<i>Vérifier</i>
<i>Et2-Et3</i>	40	50	993.08	0.19	45	45	1003.01	0.19	<i>Vérifier</i>
<i>Et 4-Et6</i>	40	45	698.05	0.15	40	40	701.36	0.17	<i>Vérifier</i>
<i>Et7-Et8</i>	35	40	274.53	0.07	35	35	275.96	0.1	<i>Vérifier</i>

**Tableau V.8 : vérification de l'effort normal réduit.**

### **Conclusion :**

Après avoir réalisé l'étude sismique par la méthode d'analyse modale spectrale, Nous avons comparés les résultats (Période, déplacements, force sismique résultante à la base...) avec les résultats obtenus par simulation via le logiciel « ETABS ». La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le **RPA99/2003**.

### **❖ Remarque :**

Etant donné que la condition de l'effort Normale dans les poteaux n'est pas vérifiée avec les dimensions que on' a opté dans le chapitre II, donc nous avons opté pour les nouvelles dimensions Suivantes :

<i>Poteaux</i>	<i>Dimensions</i>
<i>SS – étage 1</i>	50x50
<i>Etage 2- Etage 3</i>	45x45
<i>Etage 4- étage 6</i>	40x40
<i>Etage 7-Etage 8</i>	35x35



# **Chapitre VI**

## Ferraillage des éléments



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 toutes les sollicitations.

### VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferrailage se fera en **flexion composée** sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à **l'ELU**. En procédant à des **vérifications à l'ELS**, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \\ G + Q \rightarrow \text{à l'ELS} \\ G + Q + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \\ 0,8G + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003} \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

A la suite de ces dernières, les diverses réponses de la section peuvent être rehaussées par :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$f_e(MPA)$	$\delta_s(MPA)$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

#### **VI.1.1. Recommandations RPA 99 révisé 2003 :**

##### **1. Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1/RPA99V03) :**

Caractéristiques des barres	Longueur minimale des recouvrements	L'espace maximal dans une face du poteau	Les jonctions par recouvrement
Haute adhérence, droite et sans crochet. $\phi_{\min} = 12$ (mm)	$L_r^{\min} = 40 \times \phi$	25 (cm)	A l'extérieur des zones nodales (si possible)

**Tableau VI.1.2 : Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.**

Zone sismique	Limite	Pourcentage appliqué	Poteaux (cm×cm)	Section d'armatures (cm <sup>2</sup> )		
II <sub>a</sub>	Section minimale d'armatures (A <sub>min</sub> )	0.008	SS-ET1 (50×50)	0.008×50×50 = 20.00		
			ET2-ET3 (45×45)	0.008×45×45 = 16.20		
			ET4-ET6 (40×40)	0.008×40×40 = 12.80		
			ET7-ET8 (35×35)	0.008× 35 × 35 = 9.8		
	Section maximale d'armatures (A <sub>max</sub> )	Zone courante (0.04)		SS-ET1 (50×50)	0.04×50×50 = 100	
				ET2-ET3 (45×45)	0.04×45×45 = 81	
				ET4-ET6 (40×40)	0.04×40×40 = 64	
				ET7-ET8 (35×35)	0.04× 35 × 35 = 49	
		Zone de recouvrement (0.06)			SS-ET1 (50×50)	0.06×50×50 = 150.00
					ET2-ET3 (45×45)	0.06×45×45 = 121.50
					ET4-ET6 (40×40)	0.06×40×40 = 96.00
					ET7-ET8 (35×35)	0.06× 35 × 35 =73.5

**Tableau VI.1.3 : Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.**

## 2. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/RPA99V03)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

$\rho_a$  : Coefficient correcteur → Mode fragile de rupture par effort tranchant  
 $\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$   
 $\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau dans la direction considérée  
 $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$   
 $l_f$  (Longueur de flambement du poteau) =  $0.7 \times l_0$   
 $i$  (Rayon de giration) =  $\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$S_t \text{ (Zone II}_a) \rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale} \rightarrow S_t \leq \min(10 \times \phi_1, 15 \text{ cm}) \\ \text{Zone courante} \rightarrow S_t \leq 15 \times \phi_1 \\ \text{Avec : } \phi_1 = \phi_{\min} \text{ des armatures longitudinales} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à (135°) ayant une longueur droite :

$$l_{\text{crochets}} \geq 10 \times \phi_t$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants, pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux :

$$\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$$

- La quantité minimale d'armatures transversales, est donnée en fonction de l'élanement géométrique comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t = 0.008 \times S_t \times b \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow A_t = (\text{Interpolation}) \end{cases}$$

### • Le rôle des armatures transversales :

- 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.

**VI.1.2. Exposé de la méthode de calcul : (FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)**

Le calcul en flexion composée, est susceptible d'interpréter ce présent enchaînement :

**a) Calcul des armatures longitudinales :**

- Détermination de la position du centre de pression, au moyen du calcul de l'excentricité :

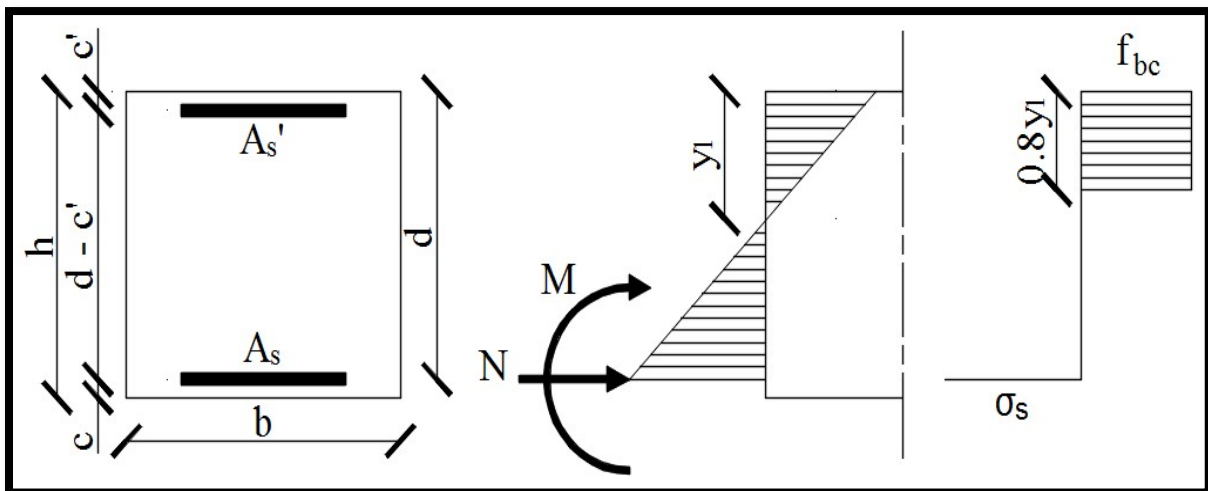
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

- Les efforts normaux ( $N_u$ ) et les moments fléchissant ( $M_u$ ) étant pris en signes algébriques, ajoutés à leurs quantités, évoquent le critère précurseur de cette variété de cas :

**Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left( \frac{h}{2} - c' \right) \rightarrow ? \\ [N_u \times (d - c')] - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow ? \\ M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\ M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[ e_u + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) \end{array} \right.$$



**Figures VI.1.1 : Schématisation (2D) de la section partiellement comprimée.**

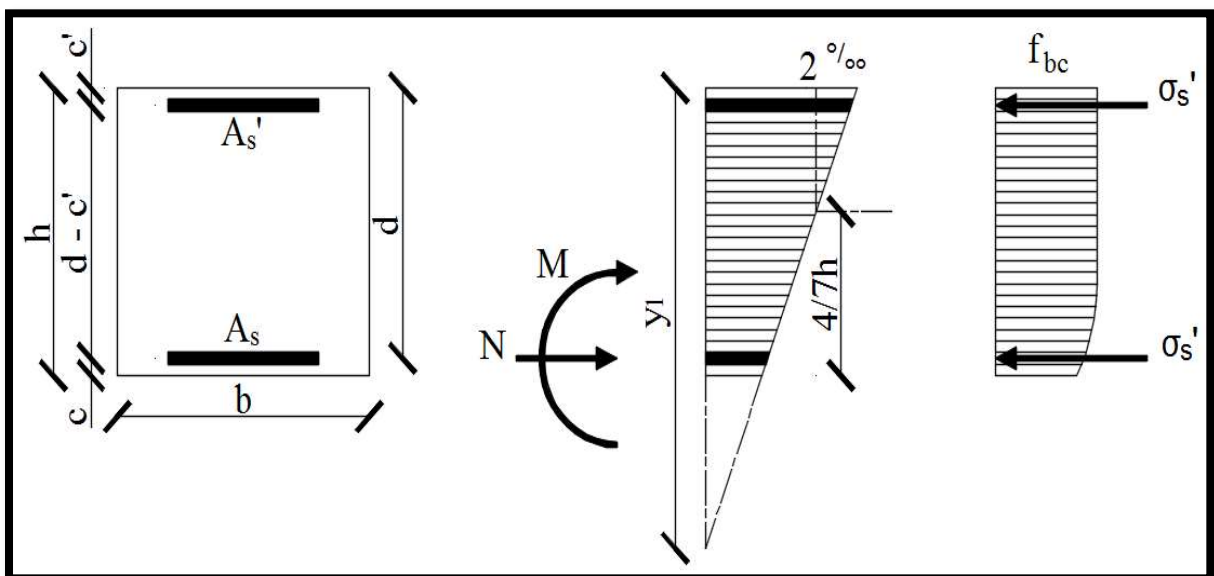
Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Calcul} \rightarrow \mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \\
 \text{Si} \rightarrow \mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Section fictive : } A_{sf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\
 \text{Section réelle : } A_{st} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}
 \end{array} \right. \\
 \text{Sinon Si} \rightarrow \mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Calcul du moment résistant} \rightarrow M_r = \mu_b \times b \times d^2 \times f_{bc} \\
 \text{D'où} \rightarrow \Delta M = M_f - M_r \\
 \text{Section fictive : } A_{stf} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\
 \text{Section d'armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\
 \text{Section réelle : } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

**Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 e_u < \left( \frac{h}{2} - c' \right) \rightarrow ? \\
 [N_u \times (d - c')] - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow ? \\
 M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\
 M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[ e_u + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right)
 \end{array} \right.$$



**Figures VI.1.2 : Schématisation (2D) de la section entièrement comprimée.**

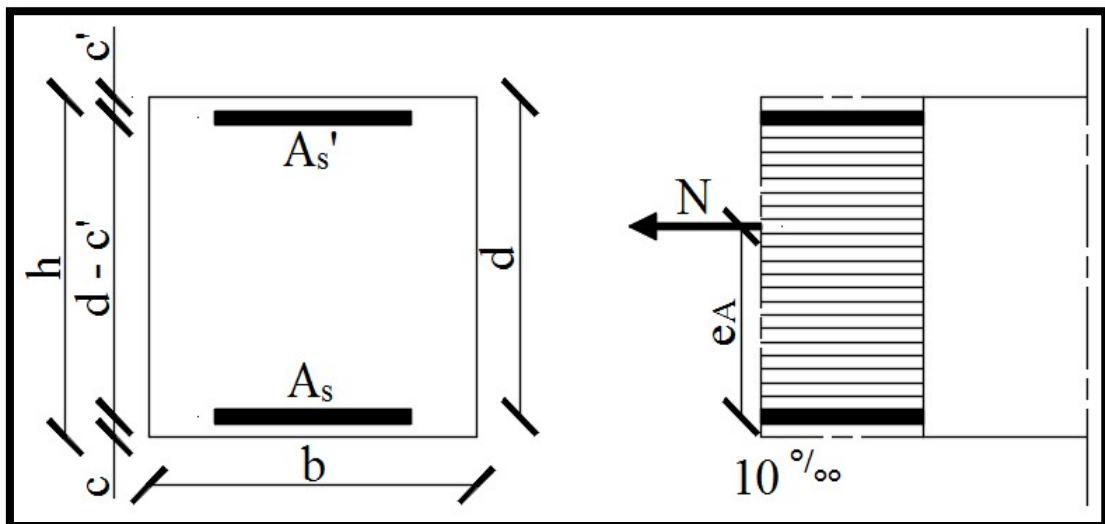
Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{1}^{\text{er}} \text{ cas} \rightarrow \text{Si : } [N_u \times (d - c')] - M_f > \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow \text{SDA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\
 A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\
 A_{sc2} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}
 \end{array} \right. \\
 \text{2}^{\text{ème}} \text{ cas} \rightarrow \text{Si : } [N_u \times (d - c')] - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow \text{SSA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\
 A_{sc1} = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} \\
 A_{sc2} = 0 \\
 \text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

**Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 N_u : \text{Effort de traction} \rightarrow ? \\
 N_u : \text{est appliqué entre les armatures} \rightarrow ?
 \end{array} \right.$$



**Figures VI.1.3 : Schématisation (2D) de la section entièrement tendue.**

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Les sections d'armatures tendues :} \\ A_{st1} = \frac{N \times e_A}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1} \end{array} \right.$$

**Sollicitations de calcul :**

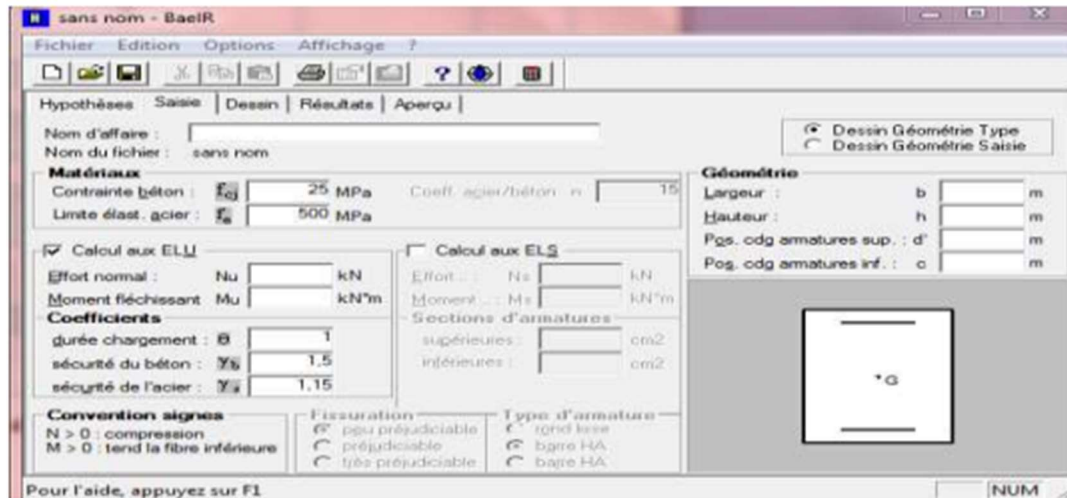
Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Zone</b>	<b>Niveaux</b>	<b>Sollicitations</b>	<b>Combinaisons</b>	<b>Effort normal Nu (KN)</b>	<b>Moment Mu (KN.m)</b>
<b>Zone I</b>	<b>SS - Et1</b>	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-1903.68	0
		$N^{min} - M^{corr}$	0,8G+E	531.84	4.373
		$N^{corr} - M^{max}$	G+Q+E	-852.5	-78.621
<b>Zone II</b>	<b>Et2 - Et3</b>	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-1003.01	-9.238
		$N^{min} - M^{corr}$	0,8G+E	168.77	3.631
		$N^{corr} - M^{max}$	G+Q+E	-606.08	-84.122
<b>Zone III</b>	<b>Et4 - Et6</b>	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-701.36	-3.641
		$N^{min} - M^{corr}$	0,8G+E	87.69	2.383
		$N^{corr} - M^{max}$	G+Q+E	-377.42	-69.17
<b>Zone IV</b>	<b>Et7 - Et8</b>	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-275.96	-2.531
		$N^{min} - M^{corr}$	0,8G+E	79.52	1.183
		$N^{corr} - M^{max}$	G+Q+E	-80.81	56.32

**Tableau VI.1.4 : Les différentes sollicitations dans les poteaux.**

**VI.1.2. Calcul du ferraillage des poteaux avec le logiciel « SOCOTEC » :**

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel « SOCOTEC »



**Figures VI.1.4. : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec**

**Exemple de calcul :**

<i>Niveaux</i>	<i>Section</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M(KN)</i>	<i>Combinaison</i>	<i>OBS</i>	<i>As'</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>As</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Amin</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A adopté</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>
<i>SS-ET1</i>	<i>50x50</i>	-1903.68	0	ELU	SEC	0	0	<i>20</i>	<i>4HA16 + 8HA14</i>	<i>20.35</i>
		531.84	4.373	0,8G+E	SEC	0	0			
		-852.5	-78.621	G+Q+E	SEC	0	0			
<i>ET2 – ET 3</i>	<i>45x45</i>	-1003.01	-9.238	ELU	SEC	0	0	<i>16.2</i>	<i>12HA14</i>	<i>18.46</i>
		168.77	3.631	0,8G+E	SEC	0	0			
		-606.08	-84.122	G+Q+E	SEC	0	0			
<i>Et 4 – ET6</i>	<i>40x40</i>	-701.36	-3.641	ELU	SEC	0	0	<i>12.8</i>	<i>12HA12</i>	<i>13.57</i>
		87.69	2.383	0,8G+E	SEC	0	0			
		-377.42	-69.17	G+Q+E	SPT	0	0.1			
<i>ET7 - ET8</i>	<i>35x35</i>	-275.96	-2.531	ELU	SEC	0	0	<i>9.8</i>	<i>12HA12</i>	<i>13.57</i>
		79.52	1.183	0,8G+E	SEC	0	0			
		-80.81	56.32	G+Q+E	SPT	0	2.83			

Tableau VI.1.5: ferrailage des poteaux

**VI.1.3. Vérifications RPA :****1. Armatures transversales : (R.P.A Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :  $A_t$  : armatures transversales

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

- Si  $\lambda_g \geq 5$   $\rho_a = 2.5$
- Si  $\lambda_g < 5$   $\rho_a = 3.75$

**2. Calcul de l'enlacement géométrique**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur du flambement d poteau  
 $l_f = 0.707 l_0$

$l_0$  : longueur libre du poteau

➤ **Poteaux (50×50)**

✚ Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4.5}{0.50} = 6.3$$

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rho_a = 2.5$$

✚ RDC BAS :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 5.6}{0.5} = 7.9$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

✚ RDC HAUT :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.4}{0.5} = 4.8$$

$$\lambda_g \leq 5 \quad \rho_a = 3.75$$

✚ Etage 1 :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.5} = 4.32$$

$$\lambda_g \leq 5 \quad \rho_a = 3.75$$

➤ Poteaux (45×45)

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.8$$

$$\lambda_g \leq 5 \quad \rho_a = 3.75$$

➤ Poteaux (40×40)

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 5.4$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

➤ Poteaux (35×35)

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

3. Espacement des armatures transversales :

➤ Poteaux (50×50)

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15)$$

$$S_t < 14 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

➤ Zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4$$

$$S_t < 21 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 60.1 \times 10^3 \times 15}{50 \times 40000} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 60.1 \times 10^3 \times 15}{50 \times 40000} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Poteaux (45×45)✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15)$$

$$S_t < 14 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4$$

$$S_t < 21 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 71.78 \times 10^3 \times 15}{45 \times 40000} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Poteaux (40×40)✓ Zone nodale

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15)$$

$$S_t < 12 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2$$

$$S_t < 18 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 57.54 \times 10^3 \times 15}{40 \times 40000} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Poteaux (35×35)

✓ Zone nodale

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15)$$

$$S_t < 12 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2$$

$$S_t < 18 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 49.17 \times 10^3 \times 15}{35 \times 40000} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### 4. Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de  $L = 40\phi$

- Poteaux 50×50 :  $L = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Soit :  $L = 60 \text{ cm}$

- Poteaux 45×45 :  $L = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Soit :  $L = 60 \text{ cm}$

- Poteaux 40×40 :  $L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Soit :  $L = 50 \text{ cm}$

- Poteaux 35×35 :  $L = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

Soit  $L=50\text{cm}$

### 1. Vérification de la quantité d'armature transversale :

La quantité d'armature transversale minimale  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  est donnée comme suit :

- Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\%t \times b_1$
- Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\%t \times b_1$
- Si  $3 < \lambda g < 5 \rightarrow$  interpoler entre les valeurs limites précédentes

#### ➤ Poteaux (50×50)

##### ✚ Sous-sol ES

$$\lambda g = 6.3 \geq 5 \rightarrow \lambda g = 7.9 \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b_1$$

##### ✓ Zone nodale

$$A_{min}^t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.50\text{cm}^2$$

##### ✓ Zone courante

$$A_{min}^t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

##### ✚ RDC et Etage1 :

$$3 < \lambda g = 4.8 < 5 \rightarrow 3 < \lambda g = 4.32 < 5 \rightarrow \text{par interpolation :}$$

$$A_t^{min} = 0.0035 \times S_t \times b_1$$

##### ✓ Zone nodale :

$$A_{min}^t = 0.0035 \times 10 \times 50 = 1.75\text{cm}^2$$

##### ✓ Zone courante :

$$A_{min}^t = 0.0035 \times 15 \times 50 = 2.62\text{cm}^2$$

#### ➤ Poteaux (45×45)

$$3 < \lambda g = 4.32 < 5 \rightarrow \text{par interpolation :}$$

$$A_t^{min} = 0.0035 \times S_t \times b_1$$

##### ✓ Zone nodale

$$A_{min}^t = 0.0035 \times 10 \times 45 = 1.57\text{cm}^2$$

##### ✓ Zone courante

$$A_{min}^t = 0.0035 \times 15 \times 45 = 2.36\text{cm}^2$$

➤ Poteaux (40×40)

$$\lambda g = 5.4 \geq 5$$

$$A_{min}^t = 0.003 \times S_t \times b_1$$

✓ Zone nodale

$$A_{min}^t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ Zone courante

$$A_{min}^t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ Poteaux (35×35)

$$\lambda g = 6.18 \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b_1$$

✓ Zone nodale

$$A_{min}^t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ Zone courante

$$A_{min}^t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**6. Vérification des contraintes au cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec

- Si  $\lambda g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$
- Si  $\lambda g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$

Section	$V_u(KN)$	$\lambda g$	$\rho_d$	B (cm)	d(cm)	$\tau_b(MPA)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPA)$	obs
50x50	60.1	6.3	0.075	50	48	0.25	1.875	CV
45x45	71.78	4.8	0.04	45	43	0.37	1	CV
40x40	57.54	5.4	0.075	40	38	0.37	1.875	CV
35x35	49.17	6.18	0.075	35	33	0.42	1.875	CV

**Tableau VI.1.6 : Vérifications des contraintes tangentielles**

7. Vérification de la contrainte de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{excentricité à l'ELS}$$

Section	Sollicitation	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN)	$e_s$ (cm)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	obs
50×50	$N^{max} - M^{corr}$	-1370	0	0	500	480	7.12	20.35	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-168	-2.081	0.012			7.12		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-731	-37.67	0.051			7.12		CV
45×45	$N^{max} - M^{corr}$	-731	-6.378	0.008	450	430	5.74	18.46	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-134.1	7.498	0.055			5.74		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-510.7	-26.26	0.052			7.74		CV
40×40	$N^{max} - M^{corr}$	-511.2	-2.645	0.005	400	380	4.52	13.57	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-50.49	7.17	0.142			4.51		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-209.1	24.099	0.115			4.52		CV
35×35	$N^{max} - M^{corr}$	-201.03	-1.842	0.009	350	330	3.46	13.57	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-9.64	8.251	0.866			3.43		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-59.38	27.053	0.455			3.44		CV

**Tableau VI.1.7 : Vérification de la condition de non fragilité**

Section	Sollicitations	$N_s(KN)$	$M_s(KN)$	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$\delta_{bc}(MPA)$		$\delta_{st}(MPA)$		$\bar{\sigma}_{bc}(MPA)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPA)$	OBS
						sup	inf	Sup	inf			
50×50	$N^{max} - M^{corr}$	-1370	0	20.35	20.35	4.4	4.4	66.1	66.1	15	348	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-168	-2.081			0.48	0.6	7.26	8.95			CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-731	-37.67			1.22	3.49	19.9	50.6			CV
45×45	$N^{max} - M^{corr}$	-731	-6.378	18.46	18.46	2.58	3.09	39.1	45.9	15	348	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-134.1	7.498			0.82	0.22	11.8	3.81			CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-510.7	-26.26			0.93	3.03	15.7	43.7			CV
40×40	$N^{max} - M^{corr}$	-511.2	-2.645	13.57	13.57	2.39	2.7	36.2	40.3	15	348	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-50.49	7.17			0.7	0	9.62	-2.86			CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-209.1	24.099			2.5	0	34.7	-4.41			CV
35×35	$N^{max} - M^{corr}$	-201.03	-1.842	13.57	13.57	1.08	1.38	16.6	20.4	15	348	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-9.64	8.251			0.72	0	8.03	-24.3			CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-59.38	27.053			2.9	0	36.3	-49.4			CV

**Tableau VI.1.8 : Vérification des contraintes**

### VI.1.2-Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU. Le ferrailage est comme suite :

- **Poteaux (50 x 50) :**
  - Les armatures longitudinales :  $4HA16+8HA14 = 20,35 \text{ cm}^2$
  - Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
  
- **Poteaux (45 x 45) :**
  - Les armatures longitudinales :  $12HA14 = 18,46 \text{ cm}^2$
  - Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
  
- **Poteaux (40 x 40) :**
  - Les armatures longitudinales :  $4HA12 = 13,57 \text{ cm}^2$
  - Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
  
- **Poteaux (35 x 35) :**
  - Les armatures longitudinales :  $4HA12 = 13,57 \text{ cm}^2$
  - Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

## VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux du bâtiment est sollicités par les moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur ferrailage se fera en flexion simple par la combinaison la plus défavorable ci-dessus et leur vérification s'effectue à l'ELS.

$$RPA99 \text{ (Article 5.2)} \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{L'ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{L'ELS.} \\ G + Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.} \\ 0.8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.} \end{array} \right.$$

### VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

#### 1) Armatures longitudinales : (RPA Art 7.5.2.1) :

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

$$A_{min} = 0.5\% b.h$$

<i>Poutres</i>	<i>Section minimale 0,5%</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Poutres principales</i>	0.005 × 30 × 35	5.25
<i>Poutres secondaires</i>	0.005 × 30 × 35	5.25

→ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 0.4\% b h \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 0.6\% b h \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

<i>Poutres</i>	<i>Section maximale Zone courantes 4% (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Section maximale zone de recouvrement 6%(cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Poutres principales</i>	30 x 35 x 0,04 = 42	30 x 35 x 0,06 = 63
<i>Poutres secondaires</i>	30 x 35 x 0,04 = 42	30 x 35 x 0,06 = 63

- La longueur maximale de recouvrement est **de 40 en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des **crochets à 90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003) :

→ Les quantités minimales des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

→ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

- En dehors de la zone nodale  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être *disposées à 5 cm au plus du nu* de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

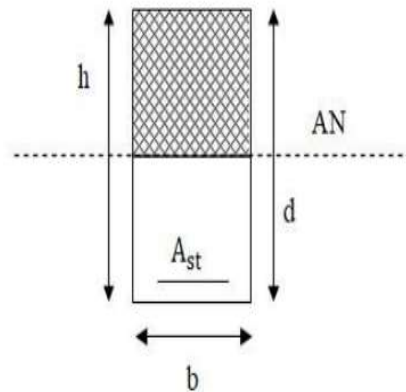
Pour feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

➤ 1er cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ )

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



Figures VI.2.1. Section simplement armée.

➤ 2ème cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée.

$$\text{On calcule: } M_r = \mu \cdot bd^2 f_{bc}$$

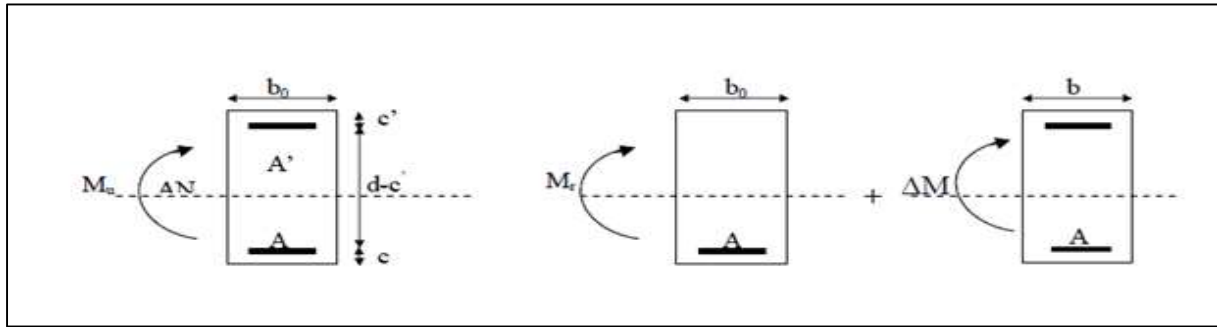
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



**Figures VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.**

**VI.2.3. Ferraillage des poutres :**

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage. Le ferrailage se fait avec le logiciel SOCOTEC.

**1) Poutre principale :**

	<i>Localisation</i>	<i>Combinaison</i>	<i>Moments (KN.m)</i>	<i>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>
<b><i>PP non reliées Aux voiles</i></b>	Travée	G+Q+Ex	48.724	3.9	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
	Appuis	G+Q+Ex	87.076	7.2	<b>3HA14fillant+3HA14chap</b>	<b>9.24</b>
<b><i>PP reliées Aux voiles</i></b>	Travée	0.8G+Ex	100.312	8.4	<b>3HA14fillant+3HA14chap</b>	<b>9.24</b>
	Appuis	G+Q+Ex	145.033	12.73	<b>3HA14fillant+3HA20chap</b>	<b>13.94</b>

**TableauVI.2.1 : Ferraillage des poutres principales.**

2) Poutre secondaire :


	<i>Localisation</i>	<i>Combinaison</i>	<i>Moments (KN.m)</i>	<i>A<sub>cat</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>
<i>P.P non reliées Aux voiles</i>	Travée	G+Q+Ey	60.47	4.88	<b>3HA16</b>	<b>6.03</b>
	Appuis	G+Q+Ey	67.972	5.52	<b>3HA16</b>	<b>6.03</b>
<i>P.P reliées Aux voiles</i>	Travée	G+Q+Ey	100.776	8.44	<b>3HA14filante+3HA14chap</b>	<b>9.24</b>
	Appuis	0.8G+Ey	98.13	8.2	<b>3HA14filante+3HA14chap</b>	<b>9.24</b>

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires.3) Vérification des recommandations exigées par le RPA :

<i>Poutres</i>	<i>A<sub>adop</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Observation</i>
<i>P.P non reliées Aux voiles</i>	3HA14=4.62	<b>4.375</b>	<b>Cv</b>
	3HA14+3HA14=9.24	<b>4.375</b>	<b>Cv</b>
<i>P.P reliées Aux voiles</i>	3HA14+3HA14=9.24	<b>4.375</b>	<b>Cv</b>
	3HA14+3HA20=13.94	<b>4.375</b>	<b>Cv</b>
<i>P.S non reliées Aux voiles</i>	3HA16=6.03	<b>3.75</b>	<b>Cv</b>
	3HA16=6.03	<b>3.75</b>	<b>Cv</b>
<i>P.S reliées Aux voiles</i>	3HA14+3HA14=9.24	<b>3.75</b>	<b>Cv</b>
	3HA14+3HA14=9.24	<b>3.75</b>	<b>Cv</b>

Tableau VI.2.3. Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.VI.2.4. Vérifications à L'ELU :VI.2.4.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

 **Poutres principales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

 **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.2.4.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91/modifiée 99)**

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

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec :  $T_{\max}$  : effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

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

 **Poutres principales**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{7.668 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.077 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{4.646 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

 **Poutres secondaires**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{14.631 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{4.301 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### VI.2.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91/modifiée 99) :

$$\frac{2T_{\max}}{a \times b} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a = 0.9d$

#### Poutres principales :

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 7.668 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$0.17 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 4.646 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$0.10 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Poutres secondaires :

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 14.631 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$0.32 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 4.301 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

0.09 MPa < 17.39 MPa      **Condition vérifiée**

#### **VI.2.4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.321/BAEL91/modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où :  $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{y_s}{f_e}$

#### **Poutres principales :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 48.724 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 7.668 - \frac{48.724}{0.9 \times 0.33} = -156.38 < 0$$

→ **Condition vérifiée**

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 100.312 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 4.646 - \frac{100.312}{0.9 \times 0.33} = -333.10 < 0$$

→ **Condition vérifiée**

#### **Poutres secondaires**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 60.47 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 14.631 - \frac{60.47}{0.9 \times 0.33} = -188.97 < 0$$

→ **Condition vérifiée**

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 98.13 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 4.301 - \frac{98.13}{0.9 \times 0.28} = -326.10 < 0$$

→ **Condition vérifiée**

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**VI.2.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

**🚧 Poutres principales :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{7.688 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ )

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 20) = 320.28 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{4.646 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 320.28} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.048 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**🚧 Poutres secondaires :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ )

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 16) = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{14.631 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301\text{KN}$ ).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 14) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{4.301 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.2.4.6. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \phi 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29$$

$$\text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \phi 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33$$

$$\text{Soit : } L_s = 60 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91 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  $0.4L_s$ .


$$\rightarrow \text{Pour } \phi 14 : L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \phi 16 : L_s = 24 \text{ cm}$$

#### VI.2.5. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

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

 **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = \min(1; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

 **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = \min(1; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

➤ **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4 \pi \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = \min(0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

 **Poutres principales :**

$$S_t = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 29.7 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ mm}$

 **Poutres secondaires :**

$$S_t = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 29.7 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ mm}$

❖ **D'après le RPA 99 (Art 7-5-2,2)**

 **Poutres principales**

→ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8.75; 14.4)$$

$$S_t = 8.75$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

→ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$   
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 15 \text{ mm}$

 **Poutres secondaires**

→ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$   
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8.75; 16.8)$   
 $S_t = 8.75$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

→ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$   
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 15 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

 **Poutres principales**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

 **Poutres secondaires**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

 **Poutres principales :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

 **Poutres secondaires :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

**VI.2.4. Vérifications à L'ELU :****VI.2.4.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

**🚧 Poutres principales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**🚧 Poutres secondaires**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.2.4.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91/modifiée 99) :**

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

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec :  $T_{\max}$  : effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

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

**🚧 Poutres principales :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{7.668 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.077 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{4.646 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

 **Poutres secondaires :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{14.631 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{4.301 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.043 \text{ MPa}$$


$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**VI.2.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)**

$$\frac{2T_{\max}}{a \times b} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a = 0.9d$

 **Poutres principales**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 7.668 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$0.17 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 4.646 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$0.10 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

 **Poutres secondaires :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 14.631 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

0.32 MPa < 17.39 MPa      **Condition vérifiée**

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$ ).

$$\rightarrow \frac{2 \times 4.301 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

0.09 MPa < 17.39 MPa      **Condition vérifiée**

#### **VI.2.4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.321/BAEL91 /modifiée 99 :)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où :  $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$



#### **Poutres principales :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 48.724 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 7.668 - \frac{48.724}{0.9 \times 0.33} = -156.38 < 0$$

$\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 100.312 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 4.646 - \frac{100.312}{0.9 \times 0.33} = -333.10 < 0$$

$\rightarrow$  **Condition vérifiée**



#### **Poutres secondaires :**

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 60.47 \text{ KN.m}$ ).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 14.631 - \frac{60.47}{0.9 \times 0.33} = -188.97 < 0$$

$\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301\text{KN}$  et  $M_{\max} = 98.13\text{KN.m}$ ).

$$\tau_u - \frac{M_u}{0.9d} = 4.301 - \frac{98.13}{0.9 \times 0.28} = -326.10 < 0$$

→ **Condition vérifiée**

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

#### VI.2.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

#### Poutres principales

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 7.668 \text{ KN}$ ).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{7.688 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.646 \text{ KN}$ )

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 20) = 320.28 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{4.646 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 320.28} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.048 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Poutres secondaires :

- Non reliées aux voiles ( $T_{\max} = 14.631 \text{ KN}$ )

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 16) = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{14.631 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ( $T_{\max} = 4.301 \text{ KN}$ ).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 14) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{4.301 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.2.4.6. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28}$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$$

→ Pour  $\phi 14$  :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29$

Soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$

→ Pour  $\phi 16$  :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33$

Soit :  $L_s = 60 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 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  $0.4L_s$ .

→ Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 18 \text{ cm}$

→ Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 20 \text{ cm}$

→ Pour  $\phi 16$  :  $L_s = 24 \text{ cm}$

#### VI.2.5. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

📌 **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = \min(1; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

📌 **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = \min(1; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

➤ **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4 \pi \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = \min(0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

📌 **Poutres principales :**

$$S_t = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 29.7 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ mm}$

📌 **Poutres secondaires :**

$$S_t = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 29.7 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ mm}$

❖ D'après le RPA 99 (Art 7-5-2,2)

📌 **Poutres principales**

→ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8.75; 16.8)$$

$$S_t = 8.75$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

→ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$   
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 15 \text{ mm}$

 **Poutres secondaires :**

→ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$   
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8.75; 16.8)$   
 $S_t = 8.75$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

→ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$   
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 15 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

 **Poutres principales :**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

 **Poutres secondaires :**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30$$


$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

 **Poutres principales :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

 **Poutres secondaires :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

**VI. 2.6. Vérifications à L'ELS :****VI. 2.6.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art.B.6.3/BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**VI. 2.6.2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99) :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

		Position	M <sub>s</sub> (KN. m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
<b>P. P</b>	<b>Non reliées aux voiles</b>	Travées	21.92	4.62	0.466	0.896	33.08	160.46	7.85	15	CV
		Appuis	43.885	9.24	0.933	0.864	21.76	166.57	7.65	15	CV
	<b>Reliées aux voiles</b>	Travées	21.977	9.24	0.933	0.864	21.76	83.42	3.83	15	CV
		Appuis	34.497	13.94	1.408	0.842	16.65	89.06	5.35	15	CV
<b>P. S</b>	<b>Non reliées aux voiles</b>	Travées	17.227	6.03	0.609	0.884	28.10	97.93	3.48	15	CV
		Appuis	25.715	6.03	0.609	0.884	28.10	146.19	5.20	15	CV
	<b>Reliées aux voiles</b>	Travées	12.953	9.24	0.933	0.864	21.76	49.16	2.25	15	CV
		Appuis	19.017	9.24	0.933	0.864	21.76	72.18	3.32	15	CV

**Tableau VI.2.4 : Vérification des contraintes.**

**VI. 2.6.3. Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

*f*: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

**✚ Poutre principale :**

$$f = 0.001cm$$

$$\bar{f} = \frac{4.4}{500} = 0.008$$

$$f < \bar{f}$$

**Condition vérifiée.**

**✚ Poutre secondaire :**

$$f = 0.00017cm$$

$$\bar{f} = \frac{3.8}{500} = 0.0076$$

$$f < \bar{f}$$

**Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour les poutres est le suivant :

 **Poutre principale :**

- Non reliée aux voiles :
  - En travée :  $At = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $Aa = 3HA14(\text{filante}) + 3HA14(\text{chap}) = 9.24 \text{ cm}^2$
- Reliée aux voiles :
  - En travée :  $At = 3HA14(\text{filante}) + 3HA14(\text{chap}) = 9.24 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $Aa = 3HA14(\text{filante}) + 3HA20(\text{chap}) = 13.94 \text{ cm}^2$

 **Poutre secondaire :**

- Non reliée aux voiles :
  - En travée :  $At = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $Aa = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$
- Reliée aux voiles :
  - En travée :  $At = 3HA14(\text{filante}) + 3HA14(\text{chap}) = 9.24 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $Aa = 3HA14(\text{filante}) + 3HA14(\text{chap}) = 9.24 \text{ cm}^2$

**Avec :**

- Armatures transversales :
  - $S_t=8 \text{ cm}$  pour la zone nodale ;
  - $S_t=15 \text{ cm}$  pour la zone courante.
- Armature longitudinale :
  - $S_t=25 \text{ cm}$

### VI.3. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que l'action des sollicitations dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont donnés ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \\ G + Q \rightarrow \text{à l'ELS} \\ G + Q + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \\ 0,8G + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003} \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Le ferrailage se fera par zone, comme suit :

- Du sous-sol au 1<sup>er</sup> étage
- Du 2<sup>eme</sup> au 3<sup>eme</sup> étage
- Du 4<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étage
- Du 7<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage

#### VI.3.1. Calcul du ferrailage :

##### VI.3.1.1. Détermination de la longueur tendue :

Les voiles seront calculées par la méthode de la RDM (calculs des contraintes) à partir des sollicitations les plus défavorables, en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times v \\ \sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times v \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal du voile

B : la section du béton

I : moment d'inertie du voile

V : bras de levier du voile  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour une longueur  $L_t$  (longueur tendue) et par symétrie on fera la même chose pour l'autre moitié du voile toute en augmentant l'espacement en zone courante.

$$L_t = \frac{\max(\sigma_c; \sigma_t)}{|\sigma_c| + |\sigma_t|} \times L$$

$L_t$  : longueur tendue

### **VI.3.1.2. Calcul des efforts normaux :**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Le calcul des efforts normaux des différents cas se résumant dans le tableau ci dessous :

Section	Diagrammes	N [KN]
SEC		$N = \frac{(\sigma_c \max + \sigma_c \min)}{2} \times L_c \times e_p$
SET		$N = \frac{(\sigma_t \max + \sigma_t \min)}{2} \times L_t \times e_p$
SPC		$N = \frac{(\sigma_c \max + \sigma_t \min)}{2} \times L_t \times e_p$

**Tableau VI.3.1: calcul des efforts normaux.**

**VI.3.1.3. Calcul des armatures verticale :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s}$$

**VI.3.1.4. Calcul des armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :  $\bar{V} = 1.4 \times V$  ;  $V$  : effort tranchant de calcul.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### VI.3.1.5. Calcul des 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.

#### VI.3.1.6. Calcul des armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

- D'après le (**BEAL 91 modifiée 99**) :  $A_h = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003 [5]** :  $A_h = 0.15\% \times B$

#### VI.3.1.7. Calcul des armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10 dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### VI.3.2. Disposition constructive :

#### VI.3.2.1. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

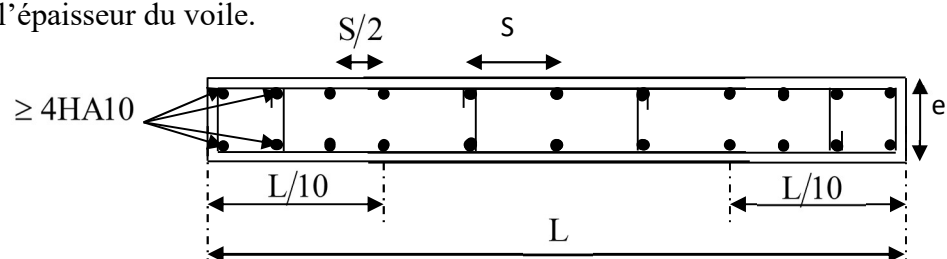
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

#### VI.3.2.2. Longueur de recouvrement :

- 40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### VI.3.2.3. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



**VI.3.3. Vérifications :****VI.3.3.1. Vérification des contraintes au cisaillement :**♦ **Selon le RPA :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec  $\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25$

$$\tau_b = 5MPa$$

Et

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u$$

$B_0$  : épaisseur du voile

$D$  : hauteur utile = 0.9h ; h : hauteur totale de la section brute

♦ **Selon le BAEL :**

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration préjudiciable  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right)$

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

**VI.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

VI.3.4. Ferrailage des voiles :VI.3.4.1. Voiles longitudinales :

	Zone	I	II	III	IV
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.30	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.36	0.24	0.24	0.24
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6344,140	5686,25	2682,88	1645.89
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1552,070	1160,96	950,78	800.29
	V (KN)	639,730	594,56	389,4	286.19
	N (KN)	798.28	622,74	251.68	136,87
	$L_t$ (m)	0.24	0.20	0.31	0.39
	d (m <sup>2</sup> )	0.63	0.66	0.59	0.54
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>armatures verticale</b>	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	19.96	15.57	6.29	3.42
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	24.63	22.89	15	11.01
	$A_{s\ tot}$	26.12	21.29	10.03	6.17
<b>armatures minimales</b>	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	7.2	4.8	4.8	4.8
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	18.90	12.60	12.60	12.60
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	28.134	21.54	15.825	7.92
	Choix d'armatures	2(7HA16)	2(7HA14)	2(7HA12)	7H12
	$S_t$ (cm)	10	10	10	10
<b>Armatures horizontales</b>	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.50	3.93	3.93	3.93
	Choix d'armatures	7HA10	5HA10	5HA10	5HA10
	$S_t$ (m)	15	20	20	20
<b>Armatures transversales</b>	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_b$	2.76	3.85	2.52	1.85
	$\bar{\tau}_u$	1.97	2.75	1.80	1.32
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.95	2.37	1	0.55
		CV	CV	CV	CV

Tableau VI.3.2: ferrailage voile longitudinale VL<sub>1</sub>

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	3.75	3.75	3.75	3.75
	e (m)	0.30	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	1.125	0.75	0.75	0.75
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	4000,320	3328,670	2798,330	2630,670
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	8335,780	6898,600	6768,490	6247,580
	V (KN)	571,746	479,458	415,982	275,324
	N (KN)	809.48	452.92	348.42	334.77
	L <sub>t</sub> (m)	2.55	2.53	2.66	2.64
	d (m <sup>2</sup> )	0.80	0.81	0.72	0.74
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
armatures verticale	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.23	11.32	8.71	8.36
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	22.01	18.45	16.01	10.59
	A <sub>s tot</sub>	25.73	15.55	12.71	11.00
armatures minimales	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	1.6	1.62	1.44	1.48
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) ≥ $\frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	4.20	4.25	3.78	3.88
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	25.73	15.55	12.71	11.00
	Choix d'armatures	4HA20+7HA16	8HA16	7HA16	6HA16
	S <sub>t</sub> (m)	15			
Armatures horizontales	A <sub>h adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.50			
	Choix d'armatures	7HA10			
	S <sub>t</sub> (m)	25			
Armatures transversales	A <sub>t adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	1.11	0.93	0.72	0.69
	$\bar{\tau}_u$	0.79	0.67	0.53	0.50
	$\bar{\sigma}_{bc}$	0.70	0.59	0.45	0.44
		CV	CV	CV	CV

***Tableau VI.3.3: ferrailage voile longitudinale VL<sub>2</sub>***

	Zone	I	II	III	IV
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.10	1.10	1.10	1.10
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.33	0.22	0.22	0.22
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3042.390	1937.290	1678.700	345.76
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5830.440	4227.930	2991.090	1287.45
	V (KN)	119.280	114.352	72.800	50.20
	N (KN)	188.57	75.45	73.17	10.04
	$L_t$ (m)	0.72	0.75	0.70	0.86
	d (m <sup>2</sup> )	0.25	0.23	0.27	0.16
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	<b>armatures verticale</b>	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	4.71	1.88	1.83
$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		4.60	4.40	2.80	1.93
$A_{s\ tot}$		5.86	2.98	2.53	0.73
<b>armatures minimales</b>	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	5	4.60	5.40	3.20
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	1.31	1.20	1.40	8.40
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6.28	6.28	6.28	9.05
	Choix d'armatures	8HA10	8HA10	8HA10	8HA12
	$S_t$ (m)	10			
<b>Armatures horizontales</b>	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65	5.65	5.65	5.65
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t$ (m)	20			
<b>Armatures transversales</b>	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_b$	0.56	0.80	0.51	0.35
	$\bar{\tau}_u$	0.40	0.58	0.36	0.25
	$\bar{\sigma}_{bc}$	0.55	0.34	0.33	0.04
		CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.3.4: ferrailage voile longitudinale VL<sub>3</sub>**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.45	0.3	0.3	0.3
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3817.390	1672.410	1538.660	1387.63
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6420.750	3036.080	2560.060	1907.50
	V (KN)	403.49	256.36	109.55	85.67
	N (KN)	334.16	95.95	91.45	88.43
	$L_t$ (m)	0.95	0.97	0.94	0.87
	d (m <sup>2</sup> )	0.36	0.35	0.37	0.42
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	8.35	2.40	2.29	2.21
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	15.53	9.87	4.21	3.30
	$A_{s\ tot}$	12.23	4.87	3.34	3.04
armatures minimales	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	7.2	7	7.4	8.4
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	5.67	3.67	3.89	4.41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	12.31	5.65	3.93	3.93
	Choix d'armatures	8HA14	5HA12	5HA10	5HA10
	$S_t$ (m)	15	15	15	15
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65	5.65	5.65	5.65
	Choix d'armatures	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	$S_t$ (m)	20	20	20	20
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	1.39	1.33	0.57	0.44
	$\bar{\tau}_u$	1	0.95	0.41	0.32
	$\bar{\sigma}_{bc}$	0.71	0.31	0.30	0.29
		CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.3.5: ferrailage voile longitudinale VL<sub>4</sub>**

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.83	1.83	1.83	1.83
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.549	0.366	0.366	0.366
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6305,310	5328,030	4763,920	4728,811
Sollicitation de calcul	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	11811,500	8535,520	7142,890	6702,620
	V (KN)	696,774	562,738	593,324	363,92
	N (KN)	651.87	387.69	359.97	360.29
	$L_t$ (m)	1.17	1.1	1.07	1.05
	d (m <sup>2</sup> )	0.42	0.46	0.49	0.5
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	16.29	9.69	8.99
$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		26.83	21.67	22.84	14.01
$A_{s\ tot}$		22.99	15.10	14.70	12.51
armatures minimales	$A_{min} (cm^2) = 0.2\%d$	8.40	9.20	9.80	1
	$A_{min} (cm^2) \geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	6.62	4.83	5.15	5.25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	25.13	16.08	16.08	16.08
	Choix d'armatures	8HA20	8HA16	8HA16	8HA16
	$S_t$ (m)	20			
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65			
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t$ (m)	25			
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	1.97	2.39	2.52	1.55
	$\bar{\tau}_u$	1.41	1.71	1.80	1.10
	$\bar{\sigma}_{bc}$	1.11	1	0.92	0.92
		CV	CV	CV	CV

Tableau VI.3.6: ferrailage voile longitudinale VL<sub>5</sub>

V.3.4.2. Voiles transversales :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	3.65	3.65	3.65	3.65
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	1.01	0.73	0.73	0.73
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	6641,330	3944,210	3226,120	2087,440
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	10751,170	6881,190	4714,570	4128,760
	V (KN)	2012,374	1720,502	1063,594	558,124
	N (KN)	1471.69	550.78	489.53	284.34
	$L_t (m)$	2.26	2.38	2.17	2.42
	d (m <sup>2</sup> )	0.93	0.85	0.98	0.82
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
armatures verticale	$A_{vi} (cm^2)$	36.79	13.76	12.24	7.11
	$A_{vj} (cm^2)$	77.47	66.24	40.94	21.49
	$A_{s tot}$	50.15	30.32	22.46	12.48
armatures minimales	$A_{min} (cm^2) = 0.2\%d$	18.60	17	19.60	16.40
	$A_{min} (cm^2) \geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	14.60	8.93	10.29	8.61
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop} (cm^2)$	52.25	31.153	24.13	18.08
	Choix d'armatures	2(13HA16)	2(8HA16)	12HA16	2(8HA12)
	$S_t (m)$	10	20	20	20
Armatures horizontales	$A_{h adop} (cm^2)$	5.65			
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t (m)$	25			
Armatures transversales	$A_{t adop} (cm^2)$	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	2.86	3.67	2.27	1.20
	$\bar{\tau}_u$	2.04	2.62	1.62	0.85
	$\bar{\sigma}_{bc}$	1.35	0.71	0.64	0.38
		CV	CV	CV	CV

Tableau VI.3.7: ferrailage voile transversales VT<sub>1</sub>

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.60	3.60	3.60	3.60
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	1.1	0.72	0.72	0.72
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	7938,230	4667,500	3751,340	2300,290
Sollicitation de calcul	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	9230,08	6916,71	4978,160	6144,090
	V (KN)	1520,112	1240,420	777,288	490,254
	N (KN)	1758.48	662.72	551.72	251.54
	$L_t$ (m)	1.94	2.15	2.05	2.62
	d (m <sup>2</sup> )	1.06	0.97	1.03	0.65
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	43.96	16.56	13.79
$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		58.52	47.74	29.92	18.87
$A_{s\ tot}$		52.25	28.49	21.27	10.99
armatures minimales	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	21.20	19.40	20.60	13
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	16.60	10.18	10.81	6.82
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	52.25	31.153	24.13	12.06
	Choix d'armatures	2(13HA16)	2(8HA16)	12HA16	6HA16
	$S_t$ (m)	10	20	20	20
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	22.61			
	Choix d'armatures	20HA12			
	$S_t$ (m)	25			
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	2.18	2.67	1.67	1.05
	$\bar{\tau}_u$	1.56	1.92	1.19	0.75
	$\bar{\sigma}_{bc}$	1.49	0.86	0.73	0.34
		CV	CV	CV	CV

Tableau VI.3.8: ferrailage voile transversales VT<sub>2</sub>

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.3	0.2	0.2	0.2
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1331,93	1055,61	956.89	875.94
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5171,75	2901,11	2793,73	2130.87
	V (KN)	812	276,374	119	101.98
	N (KN)	47.72	33.31	21.28	28.83
	$L_t$ (m)	0.80	0.73	0.82	0.71
	d (m <sup>2</sup> )	0.13	0.18	0.12	0.19
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	5.57	8.93	4.44	3.13
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	22.33	7.60	3.27	2.01
	$A_{s\ tot}$	11.45	10.83	5.26	3.63
armatures minimales	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	2.6	3.6	2.4	3.8
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	2.04	1.89	1.26	2.01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	15.39	15.39	11.30	11.30
	Choix d'armatures	2(SHA14)		2(SHA12)	
	$S_t$ (m)	10			
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65			
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t$ (m)	20			
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	4.21	2.14	0.92	0.79
	$\bar{\tau}_u$	3	1.53	0.66	0.56
	$\bar{\sigma}_{bc}$	0.14	0.15	0.10	0.10
		CV	CV	CV	CV

Tableau VI.3.9: ferrailage voile transversales VT<sub>3</sub>

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.45	0.3	0.3	0.3
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	588,03	791,22	447,66	345.87
Sollicitation de calcul	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	4742,58	4938,63	1850,54	1490.76
	V (KN)	186,774	100,814	87.56	57,134
	N (KN)	16.98	20.95	15.67	11.53
	$L_t$ (m)	1.34	1.29	1.21	1.22
	d (m <sup>2</sup> )	0.10	0.14	0.19	0.18
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	0.42	0.52	0.39
$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		7.19	3.88	3.37	2.19
$A_{s\ tot}$		2.21	1.49	1.23	0.82
armatures minimales	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	2.00	2.80	3.80	3.60
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	1.57	1.47	2.00	1.89
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.02			
	Choix d'armatures	8HA8			
	$S_t$ (m)	10	20	20	20
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65			
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t$ (m)	20			
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	1.05	1.36	0.85	0.81
	$\bar{\tau}_u$	0.75	0.97	0.61	0.58
	$\bar{\sigma}_{bc}$	0.029	0.054	0.040	0.029
		CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.3.10: ferrailage voile transversales VT<sub>4</sub>**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	1.9	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.57	0.38	0.38	0.38
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5484,76	3823,22	2299,98	2150.89
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6679,55	5437,12	5019,91	3567.90
	V (KN)	306,264	262,36	164,234	156.89
	N (KN)	675.72	305.31	152.69	162.35
	$L_t$ (m)	1.05	1.12	1.31	1.19
	d (m <sup>2</sup> )	0.56	0.52	0.39	0.47
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
armatures verticale	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )	16.89	7.63	3.81	4.05
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	11.79	10.10	6.32	6.04
	$A_{s\ tot}$	19.83	10.15	5.39	5.56
armatures minimales	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) = 0.2%d	11.2	10.4	7.80	9.40
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq \frac{d \times f_{t28}}{f_e}$	8.62	5.46	4.09	4.93
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	21.74	10.78		
	Choix d'armatures	2(7HA14)	7HA14		
	$S_t$ (m)	20			
Armatures horizontales	$A_{h\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.65			
	Choix d'armatures	5HA12			
	$S_t$ (m)	20			
Armatures transversales	$A_{t\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	0.89	1.15	0.72	0.68
	$\bar{\tau}_u$	0.59	0.51	0.48	0.45
	$\bar{\sigma}_{bc}$	1.12	0.77	0.39	0.41
		CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.3.11: ferrailage voile transversales VT<sub>5</sub>**



# **Chapitre VII**

## Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

### **VII.1. Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclure ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 1.9$  bars à **5 m** de profondeur à partir de niveau actuel du terrain.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### **VII-2- Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à construire.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celle-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \leq S_s$$

Avec :

$N_s$  : la somme des efforts apportés par les poteaux et voiles à la base à l'ELS.

$S$  : Surface des semelles

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \leq S_s \rightarrow S_s = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_s = \frac{41159.557}{190} = \mathbf{216.629}$$

$S_{bat}$ : la surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 20 \times 18.40$

$$S_{bat} = \mathbf{368m^2}$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_s}{S_{bat}} = \frac{216.629}{368} = 58\% > 50\%$$

Donc il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un **Radier générale**.

### VII.3 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (**h min ≥ 25 cm**)

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différé ;

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88 \text{ m}$$

▪ **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h_n = 100 \text{ cm}$

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

$$\text{Soit : } b_n = 50$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure}).$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle}).$$

$$b_n = 50 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure}).$$

**VII.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :**➤ **Charge permanente de la structure**

$$G = 37730.72 \text{ KN}$$

➤ **Charge d'exploitation de la structure**

$$Q = 8683.79 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions**✚ **AI'ELU**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 37730.72) + (1.5 \times 8683.79)$$

$$N_u = 63962.157 \text{ KN}$$

✚ **AI'ELS**

$$N_s = G + Q = (37730.72) + (8683.79)$$

$$N_s = 46414.51 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de la surface du radier**✚ **AI'ELU :**

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{63962.157}{1.33 \times 190} = 253.114 \text{ m}^2$$

✚ **AI'ELS :**

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46414.51}{190} = 244.286 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = \max (253.114 ; 244.286)$$

$$S_{\text{rad}} = 253.114 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 368 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 253.114 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de :  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{déb}} = (20 + 18.40) \times 2 \times 0.5 = 38.40 \text{ m}^2$$

P : périmètre de notre bâtiment.

Donc on aura une surface totale du radier

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 368 + 38.40$$

$$S_{\text{rad}} = 406.4 \text{ cm}^2$$

### VII.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### ➤ Charge permanente :

##### ○ Poids du bâtiment :

$$G_{\text{bat}} = 37730.72 \text{ KN}$$

##### ○ Poids de radier :

$$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} \\ + \text{poids de la dalle flottante}$$

#### ✚ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 406.4 \times 0.4 \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 4064 \text{ KN}$$

#### ✚ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.5 \times (1 - 0.4) \times 25 \times ((20 \times 6) + (18.40 \times 6))$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 230.4$$

$$P_{\text{nerv}} = 1382.4 \text{ KN}$$

 **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec

$$S_{ner} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.5 \times 230.4$$

$$\mathbf{S_{ner} = 115.2 KN}$$

$$P_{TVO} = (406.4 - 115.2) \times (1 - 0.4) \times 17$$

$$P_{TVO} = 291.2 \times 0.6 \times 17$$

$$\mathbf{P_{TVO} = 2970.24 KN}$$

 **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times e_{dalle} \times \rho_b = 406.4 \times 0.1 \times 25$$

Avec :  $e_{dalle} = 10\text{cm}$

D'où :

$$\mathbf{P_{dalle} = 1016 KN}$$

$$G_{rad} = 4064 + 1382.4 + 2970.24 + 1016$$

$$\mathbf{G_{rad} = 9432.64 KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

○ **Surcharge de bâtiment**

$$Q_{bat} = 8683.79 \text{ KN}$$

○ **Surcharge du radier**

$$Q_{rad} = Q_{2S-S} \times S_{rad} = 2.5 \times 406.4$$

$$\mathbf{Q_{rad} = 1016 KN}$$

➤ **Poids total de la structure**

$$\rightarrow G_T = G_{bat} + G_{rad} = 37730.72 + 9432.64$$

$$\mathbf{G_T = 47163.36 KN}$$

$$\rightarrow Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 8683.79 + 1016$$

$$\mathbf{Q_T = 9699.79KN}$$

❖ **Combinaison d'action :**

 **A'ELU :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 47163.36) + (1.5 \times 9699.79)$$

$$\mathbf{N_u = 78220.221 KN}$$

 **A'ELS :**

$$N_s = G + Q = (47163.36) + (9699.79)$$

$$\mathbf{N_s = 56863.15 KN}$$

### VII.3.4. Vérifications :

#### ➤ Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$

$$d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{78220.221 \times 1}{406.4} \times \frac{4.4}{2} = 423.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{423.43 \times 10^3}{1000 \times 360}$$

$$\tau_u = 1.17$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  Condition vérifiée

*Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.*

#### ➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

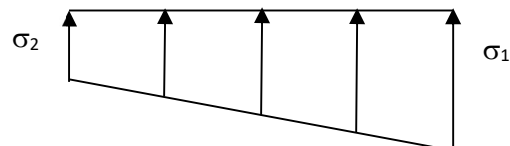
$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Figures VII.1: Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

**L'ELU**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

**L'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN3m}^2$$

**Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{20}{2}$$

$$X_G = 10 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{18.40}{2}$$

$$Y_G = 9.20 \text{ m}$$

**Moment d'inertie du radier**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20 \times 18.40^3}{12}$$

$$I_{XX} = 10382.50 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{18.40 \times 20^3}{12}$$

$$I_{YY} = 12266.66 \text{ m}^4$$

❖ Sens longitudinal :

$$M_x = 64586.01 + 2377.35 \times 1 = 66963.36 \text{ KN.}$$

📏 A'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78220.221}{406.4} + \frac{66963.36}{12266.66} \times 10$$

$$\sigma_1 = 247.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78220.221}{406.4} - \frac{66963.36}{12266.66} \times 10$$

$$\sigma_2 = 137.88 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 247.06 + 137.88}{4}$$

$$\sigma_m = 219.765 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 219.765 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 252.7 \text{ KN / m}^2$$

*Condition vérifiée.*

📏 A'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56863.15}{406.4} + \frac{66963.36}{12266.66} \times 10$$

$$\sigma_1 = 194.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56863.15}{406.4} - \frac{66963.36}{12266.66} \times 10$$

$$\sigma_2 = 85.32 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 194.50 + 85.32}{4}$$

$$\sigma_m = 85.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 167.205 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2$$

*Condition vérifiée.*

❖ Sens transversal :

$$M_y = 66339.701 + 2447.84 \times 1 = \mathbf{68787.541 \text{ KN.m}}$$

✚ A'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78220.221}{406.4} + \frac{68787.541}{10382.50} \times 9.2$$

$$\sigma_1 = \mathbf{253.42 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78220.221}{406.4} - \frac{68787.541}{10382.50} \times 9.2$$

$$\sigma_2 = \mathbf{131.51 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 253.42 + 131.51}{4}$$

$$\sigma_m = \mathbf{222.94 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = 222.94 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 252.7 \text{ KN/m}^2$$

*Condition vérifiée.*✚ A'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56863.15}{406.4} + \frac{68787.541}{10382.50} \times 9.2$$

$$\sigma_1 = \mathbf{200.87 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56863.15}{406.4} - \frac{69903.02}{10382.50} \times 9.2$$

$$\sigma_2 = \mathbf{78.966 \text{ KN/m}^2}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.87 + 78.96}{4}$$

$$\sigma_m = \mathbf{170.39 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = 170.39 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2$$

*Condition vérifiée.*

### VI.3.5. Ferrailage du radier :

#### VI.3.5.1. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

#### ✓ Identification du panneau le plus sollicité :

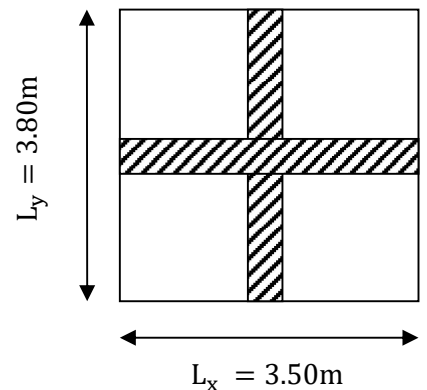
#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs se feront pour le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3.50\text{m} \quad \text{et} \quad L_y = 3.80\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{3.80} = 0.92$$



$0.4 \leq \rho = 0.92 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

#### ✚ A'ELU :

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(219.765; 222.94)$$

$$\sigma_m = 222.94 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 222.94 - \frac{9432.64}{406.4} \right) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 199.72 \text{ KN/ml}$$

#### ✚ A'ELS :

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(85.32; 170.39)$$

$$\sigma_m = 170.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 170.16 - \frac{9432.64}{406.4} \right) \times 1\text{m}$$

$$q_s = 146.94 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul a L'ELU :

✓ Calcul des sollicitations :

On a:  $\rho = 0.92$  et  $\nu = 0$

$$\rightarrow \text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0438 \\ \mu_y = 0.819 \end{cases}$$

Moments fléchissant

✚ Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0438 \times 199.72 \times 3.50^2$$

$$M_{0x} = 107.16 \text{ KN.m}$$

✚ Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.819 \times 107.16$$

$$M_{0y} = 87.76 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0.5) aux appuis et 0.75 en travée.

★ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 107.16$$

$$M_{tx} = 75.012 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 87.76$$

$$M_{ty} = 61.432 \text{ KN.m}$$

★ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 107.16$$

$$M_{ax} = -53.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 87.76$$

$$M_{ay} = -43.88 \text{ KN.m}$$

❖ Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $d = 38 \text{ cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} \\ \text{(En travées)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{ux}^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53.58 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.026 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{appuis}} = 0.026) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.987 \end{array} \right. \\ A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53.58 \times 10^3}{0.987 \times 38 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_x^a \text{ adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.97 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \\ \mu_{\text{travées}} = \frac{M_{ux}^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75.012 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.036 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{travées}} = 0.036) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.982 \end{array} \right. \\ A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75.102 \times 10^3}{0.982 \times 38 \times 348} = 5.77 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_x^t \text{ adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.97 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} \\ \text{(En travées)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{uy}^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.88 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.021 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{appuis}} = 0.021) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.989 \end{array} \right. \\ A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.88 \times 10^3}{0.989 \times 38 \times 348} = 3.36 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_y^a \text{ adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.97 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \\ \mu_{\text{travées}} = \frac{M_{uy}^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.43 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.029 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{travées}} = 0.029) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.985 \end{array} \right. \\ A_y^t = \frac{M_{uy}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.43 \times 10^3}{0.985 \times 38 \times 348} = 4.71 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_y^t \text{ adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.97 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
X-X	Appuis	53.58	0.026	0.987	SSA	4.51	<b>6HA12=6.79</b>	15
	Travée	75.012	0.036	0.982	SSA	5.77	<b>6HA12=6.79</b>	15
Y-Y	Appuis	43.88	0.021	0.989	SSA	3.36	<b>6HA12=4.71</b>	15
	Travée	61.43	0.029	0.985	SSA	4.71	<b>6HA12=6.79</b>	15

**Tableau VII.1 : Ferrailage du radier.**

**VI.3.5.2. Vérification à L'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$A = \frac{A_{min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_{min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :  $\omega_0$  : le taux d'armatures.

$$\omega_0 = 0.0008 \rightarrow fe 400$$

$$A_{min} \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.92}{2} \times 100 \times 40 = 3.32 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
X-X	Appuis	6.79	3.32	<b>Condition vérifiée</b>
	Travée	6.79		<b>Condition vérifiée</b>
Y-Y	Appuis	6.79		<b>Condition vérifiée</b>
	Travée	6.79		<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VII.2 : Vérification de la condition de non fragilité**

❖ **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**


L'écartement 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 les sens X-X**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

**Condition vérifiée.**

 **Dans le sens Y-Y:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

**Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$P = q_{\text{um}} l_x l_y = 199.72 \times 3.50 \times 3.80$$

$$P = 2656.276 \text{ KN/m}^2$$

 **Sens X-X**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2656.276}{3 \times 3.80} = 233 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{233 \times 10^3}{1000 \times 380} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

***Condition vérifiée.***

 **Sens Y-Y**

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2656.276}{2 \times 3.80 + 3.5} = 239.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{217.41 \times 10^3}{1000 \times 380} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

***Condition vérifiée.***

→ ***Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.***

VI.3.5.3. Calcul et vérification à l'ELS :

On a:

$$\rho = 0.92 \quad \text{et} \quad v = 0.2$$

$$\rightarrow \text{A l'ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

Moments fléchissant :✚ Suivant (X-X)

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0529 \times 146.94 \times 3.5^2$$

$$M_{0x} = \mathbf{95.22 \text{ KN.m}}$$

✚ Suivant (Y-Y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.846 \times 95.22$$

$$M_{0y} = \mathbf{80.55 \text{ KN.m}}$$

★ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 95.22$$

$$M_{tx} = \mathbf{71.41 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 80.55$$

$$M_{ty} = \mathbf{60.41 \text{ KN.m}}$$

★ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 95.22$$

$$M_{ax} = \mathbf{-47.61 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 80.55$$

$$M_{ay} = \mathbf{-40.27 \text{ KN.m}}$$

❖ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	6.79	47.61	0.179	0.931	57.46	198.196	348	3.45	15	Cv
	Travée	6.79	71.41	0.179	0.931	57.46	296.636	348	5.16	15	Cv
Y-Y	Appuis	6.79	40.27	0.179	0.931	57.46	167.640	348	2.37	15	Cv
	Travée	6.79	60.41	0.179	0.931	57.46	248.81	348	4.33	15	Cv

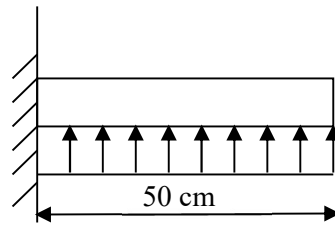
**Tableau VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VII.3.5.4. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.



**Figures VII.2 : Schéma statique du débord.**

➤ **Sollicitation de calcul :**

✚ **A'ELU :**

$$P_u = q_u = 199.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-199.72 \times 0.5^2}{2} = -24.96 \text{ KN.m}$$

✚ **A'ELS :**

$$P_s = q_s = 146.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-146.94 \times 0.5^2}{2} = -18.36 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_u = 24.96 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{24.96 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{24.96 \times 10^3}{0.994 \times 38 \times 348}$$

$$A_t = 1.89$$

Soit :  $A_{adopte} = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$

• Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 38 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopte} = 2.26 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

• Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}^2$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 6HA10 = 4.71$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 38} = 0.123$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.123 \rightarrow K = 0.941 ; \beta = 69.75$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{18.36 \times 10^3}{0.941 \times 38 \times 4.71} = 109.01 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{109.01}{69.75} = 1.56 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 109.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.3.5.5. Ferrailage 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. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

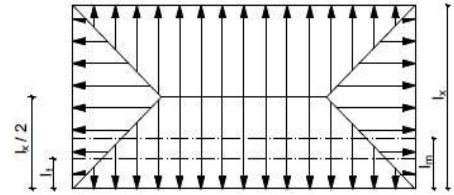
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

✓ Cas de chargement trapézoïdal :

→ Moment fléchissant :

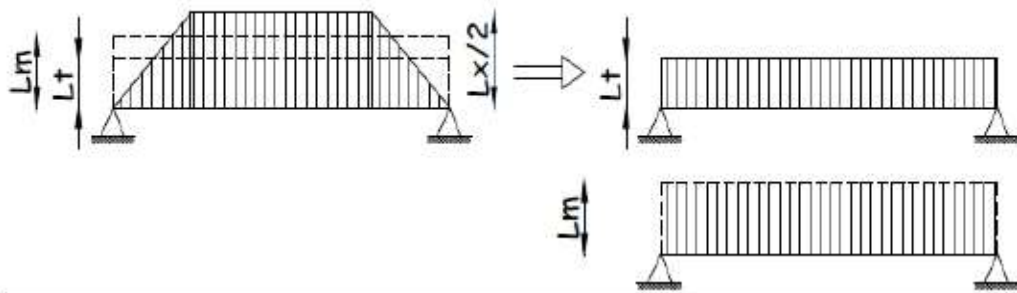
$$I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$



→ Effort tranchant :

$$I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

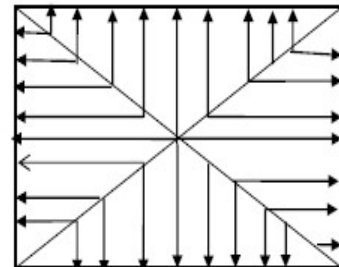
Figures VII.3 : Répartition trapézoïdale.



Figures VII.4 : Présentation des chargements simplifiés.

✓ Cas de chargement triangulaire

→ Moment fléchissant :  $I_m = 0.333 \times I_x$



→ Effort tranchant :  $I_t = 0.25 \times I_x$

Figures VII.5: Répartition triangulaire.

➤ Déterminations des charges

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 222.94 - \frac{9432.64}{406.4} - \frac{1382.4}{115.20} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 187.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 170.39 - \frac{9432.64}{406.4} - \frac{1382.4}{115.20} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 135.18 \text{ KN/ml}$$

→ *Pour les moments fléchissant*

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

→ *Pour les efforts tranchants*

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

❖ Sens longitudinale :

Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
<b>A - B</b>	<b>(1-2)</b>	3.80	4.40	0.863	Trapézoïdale	1.428	1.192	187.73	135.18	268.078	<b>530.524</b>	193.037	<b>382.018</b>	223.774	<b>448.486</b>	161.134	<b>322.944</b>
	<b>(2-3)</b>	3.60	4.40	0.818	Trapézoïdale	1.398	1.197	187.73	135.18	262.446		188.981		224.712		161.810	
<b>B - C</b>	<b>(1-2)</b>	3.75	3.80	0.986	Triangulaire	1.248	0.937	187.73	135.18	234.287	<b>468.386</b>	168.704	<b>337.273</b>	175.903	<b>358.001</b>	126.663	<b>257.787</b>
	<b>(2-3)</b>	3.60	3.75	0.96	Trapézoïdale	1.247	0.970	187.73	135.18	234.099		168.569		182.098		131.124	
<b>C - D</b>	<b>(1-2)</b>	3.80	4.40	0.863	Trapézoïdale	1.428	1.192	187.73	135.18	268.078	<b>530.524</b>	193.037	<b>382.017</b>	223.774	<b>448.486</b>	161.134	<b>322.944</b>
	<b>(2-3)</b>	3.60	4.40	0.818	Trapézoïdale	1.398	1.197	187.73	135.18	262.446		188.98		224.712		161.810	
<b>D - E</b>	<b>(1-2)</b>	3.50	3.80	0.921	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705	<b>437.41</b>	157.484	<b>314.968</b>	164.263	<b>328.525</b>	118.2852	<b>236.57</b>
	<b>(2-3)</b>	3.50	3.60	0.971	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705		157.484		164.263		118.2852	
<b>E - F</b>	<b>(1-2)</b>	3.50	3.80	0.921	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705	<b>437.41</b>	157.484	<b>314.968</b>	164.263	<b>328.525</b>	118.2852	<b>236.57</b>
	<b>(2-3)</b>	3.50	3.60	0.971	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705		157.484		164.263		118.2852	

Tableau VII.4: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

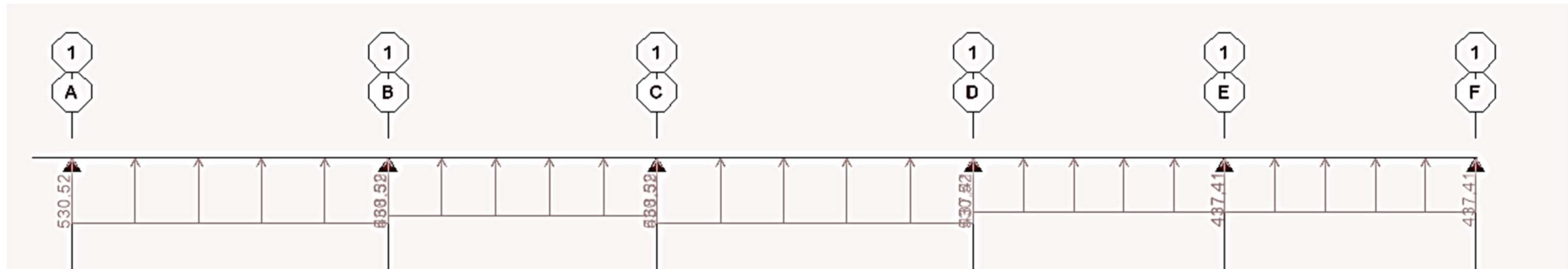
❖ Sens transversale :

Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
1-2	(A-B)	3.80	4.40	0.863	Triangulaire	1.2654	0.95	187.73	135.18	237.478	475.331	171.002	342.275	180.343	361.126	128.421	258.599
	(B-C)	3.75	3.80	0.986	Trapézoïdale	1.267	0.963	187.73	135.18	237.853		171.273		180.783		130.178	
2-3	(A-B)	3.60	4.40	0.818	Triangulaire	1.1988	0.90	187.73	135.18	224.9	449.8	161.945	323.89	168.957	337.914	121.662	243.324
	(B-C)	3.60	3.75	0.96	Triangulaire	1.1988	0.9	187.73	135.18	224.9		161.945		168.957		121.662	
3-4	(A-B)	3.65	4.40	0.829	Triangulaire	1.215	0.912	187.73	135.18	228.091	456.182	164.243	328.486	171.209	342.418	123.284	245.568
	(B-C)	3.65	3.75	0.973	Triangulaire	1.215	0.912	187.73	135.18	228.091		164.243		171.209		123.284	
4-5	(A-B)	3.40	4.40	0.772	Triangulaire	1.132	0.85	187.73	135.18	212.510	425.02	153.023	306.046	159.570	319.14	114.903	229.806
	(B-C)	3.40	3.75	0.906	Triangulaire	1.132	0.85	187.73	135.18	212.510		153.023		159.570		114.903	
5-6	(A-B)	3.50	4.40	0.795	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705	437.411	157.484	314.969	164.263	328.527	118.282	236.565
	(B-C)	3.50	3.75	0.933	Triangulaire	1.165	0.875	187.73	135.18	218.705		157.484		164.263		118.282	

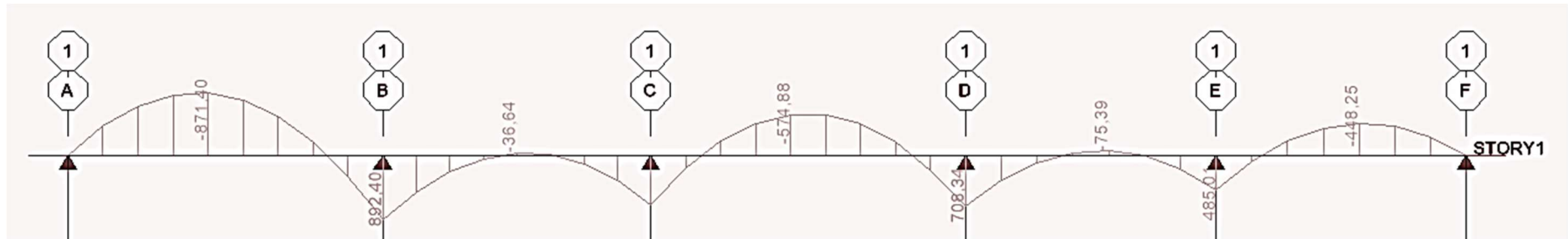
**Tableau VII.5: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).**

❖ Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS) :

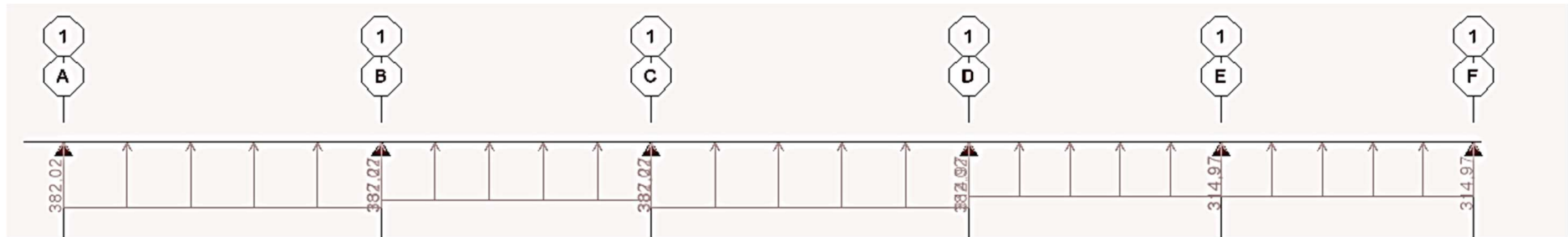
★ Sens longitudinale (x-x) :



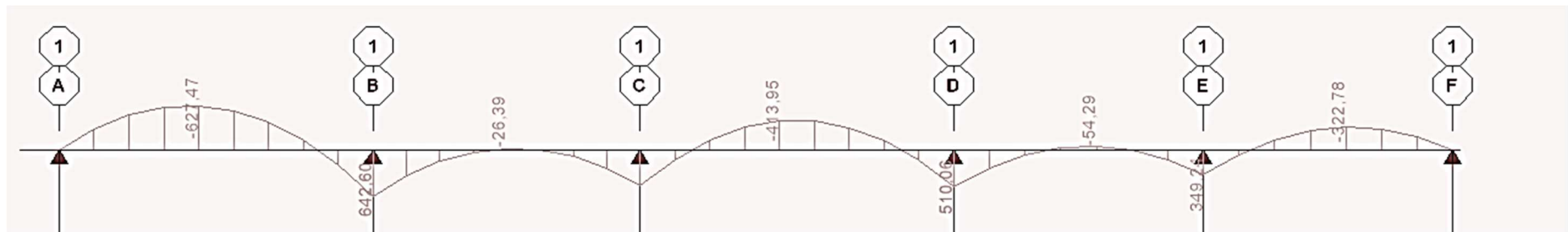
Figures VII.6: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).



Figures VII.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

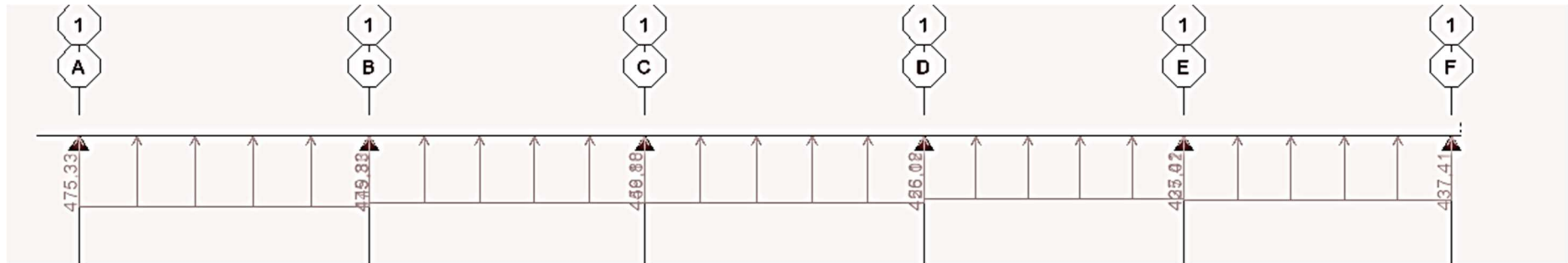


***Figures VII.8: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).***

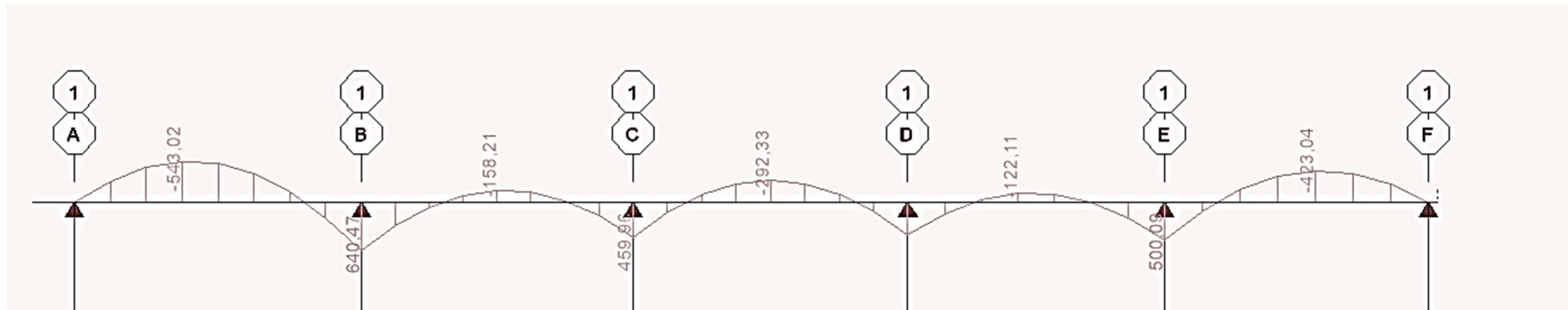


***Figures VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).***

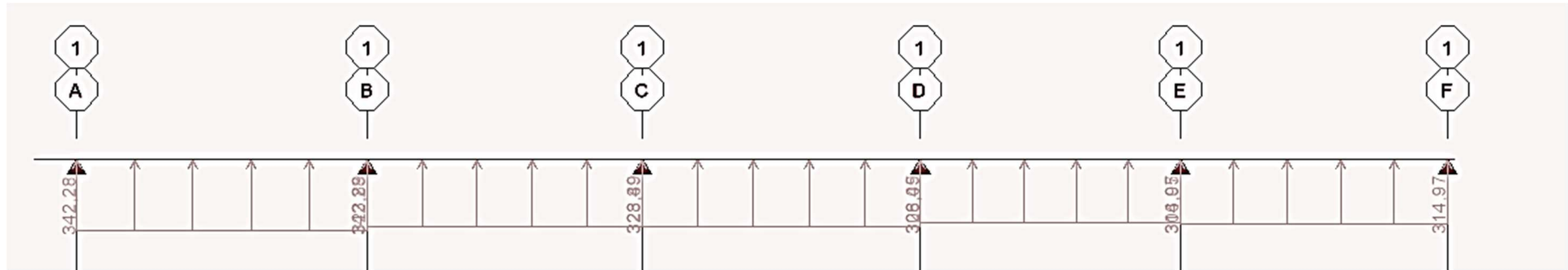
★ Sens transversale (y-y)



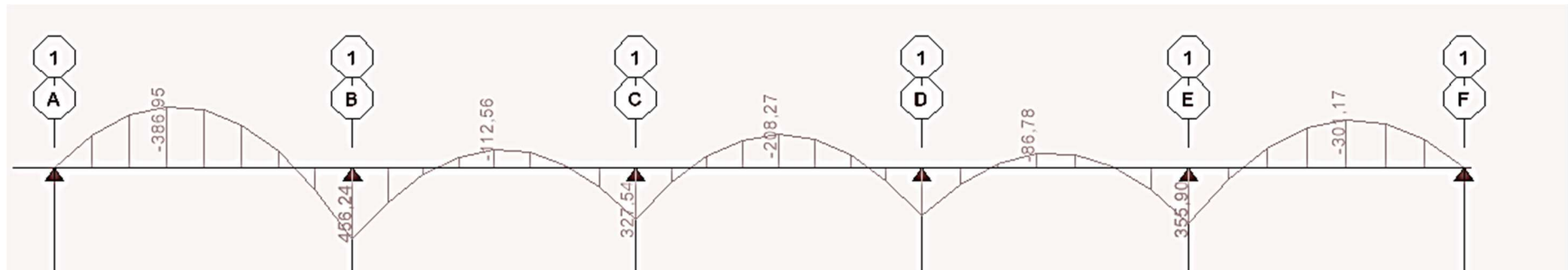
Figures VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).



Figures VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).



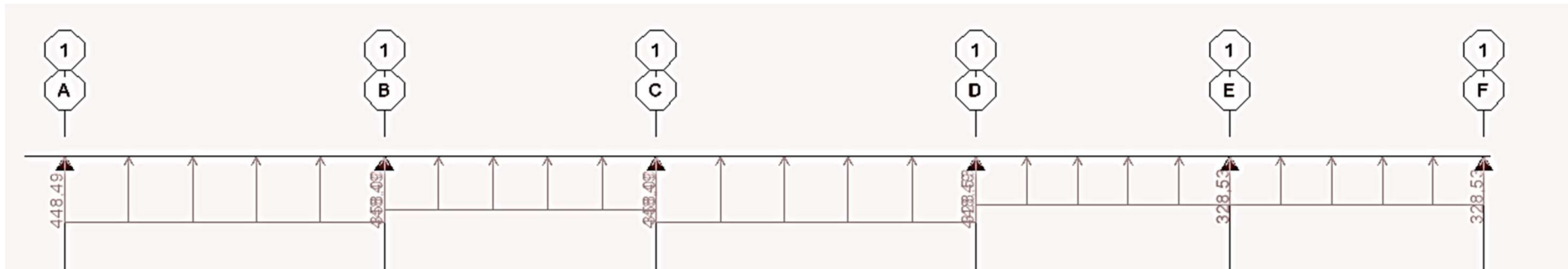
**Figures VII.12: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).**



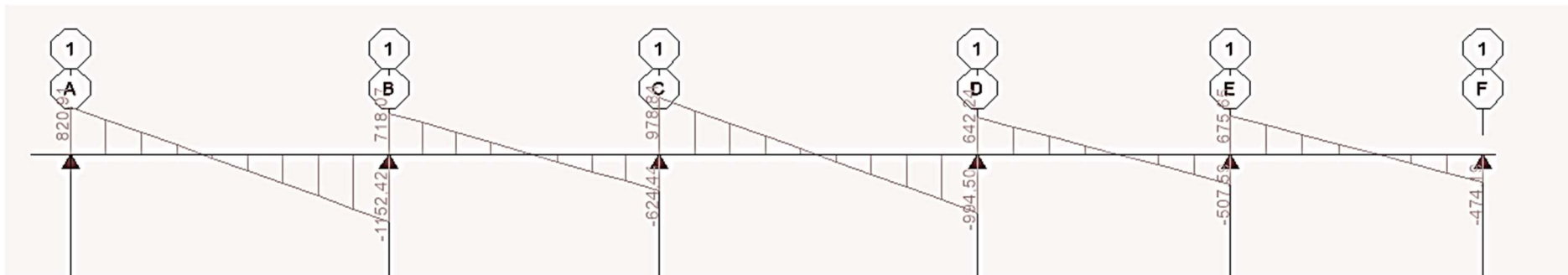
**Figures VII.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).**

❖ Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS) :

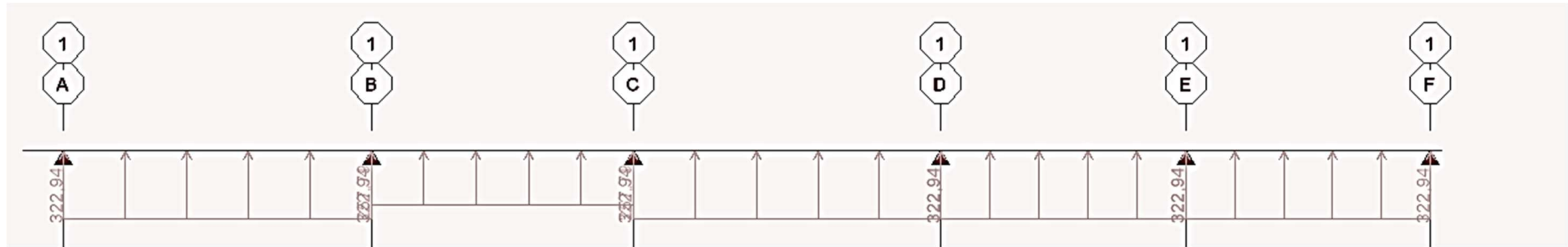
★ Sens longitudinale (x-x) :



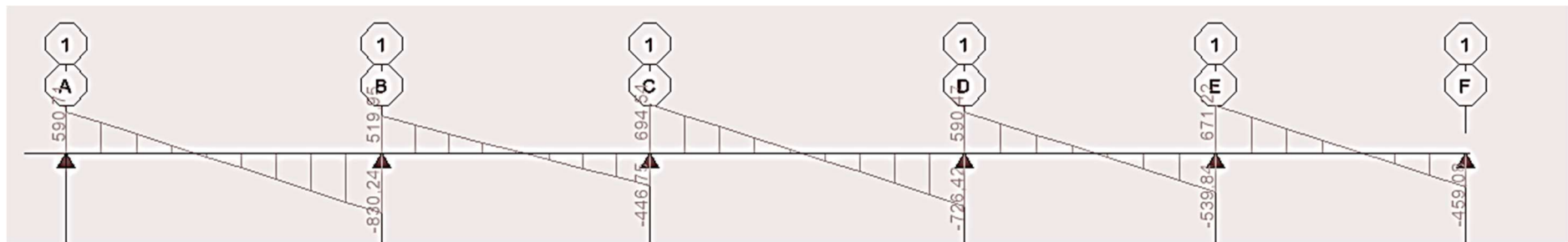
Figures VII.14: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).



Figures VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

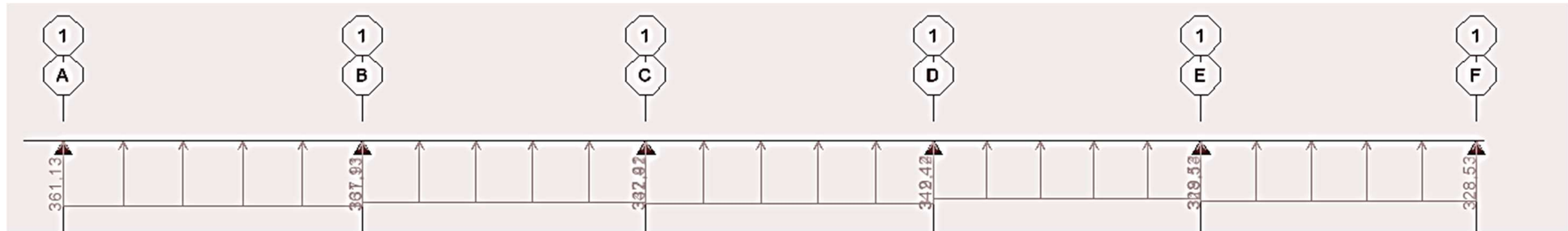


**Figures VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).**

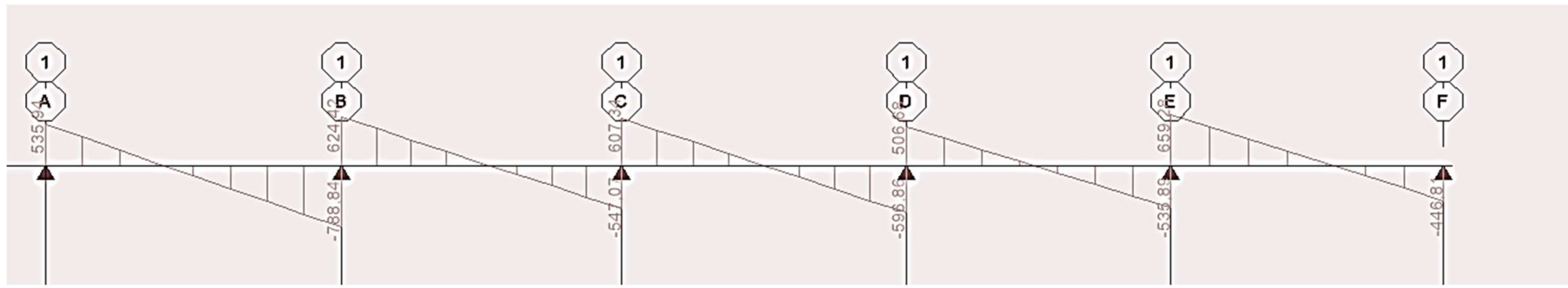


**Figures VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).**

★ Sens transversale (y-y) :



Figures VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).



Figures VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).



***Figures VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).***



***Figures VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).***

	<i>Sens longitudinal</i>		<i>Sens transversal</i>	
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M_{amax}$ (KN.m)	892.40	642.60	640.47	456.24
$M_{imax}$ (KN.m)	871.40	627.47	543.02	386.95
$T_{max}$ (KN)	1152.42	830.24	788.84	557.03

**Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures**

❖ **Calcul des Armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$b=50 \text{ cm} \quad d=95 \text{ cm}$$

<i>Sens</i>	<i>Zone</i>	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	<i>Section</i>	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<i>X-X</i>	<i>Appuis</i>	892.40	0.139	0.924	SSA	29.21	5HA20(filant)+5HA20(chap) = 31.40
	<i>Travée</i>	871.40	0.135	0.925	SSA	28.49	5HA20(filant)+5HA20(chap) = 31.40
<i>Y-Y</i>	<i>Appuis</i>	640.47	0.099	0.947	SSA	20.45	5HA20(filant)+5HA16(chap) = 25.76
	<i>Travée</i>	543.02	0.084	0.955	SSA	17.19	5HA16 (filante) + 5HA16(chap) = 20.1

**Tableau VII.7: Le ferrailage adopté pour la nervure**

❖ **Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

➤ **Espacement des armatures transversales**

→ Zone nodale       $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(25; 19.2)$$

$$S_t = 19.2$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ mm}$

→ Zone courante       $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ mm}$

❖ Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) 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 *poutre est de 100cm*, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2HA14 = 3.08 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 5.73 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Observation
X-X	31.40	5.73	CV
	31.40		CV
Y-Y	25.76		CV
	20.1		CV

**Tableau VII.8 : Vérification de condition de non fragilité.**

- Vérification de la contrainte de cisaillement (Effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

- ★ Sens longitudinale :  $T_u^{\text{max}} = 1152.42\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{1152.42 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MP}$$

→ *Condition vérifiée*

★ Sens transversal  $T_u^{\max} = 788.84 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{788.84 \times 10^3}{500 \times 950} = \mathbf{1.66 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 1.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→ *Condition vérifiée*

❖ Vérification à l'ELS :

★ Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

<i>Sens</i>	<i>Zone</i>	<i>As</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>Ms</i>	$\rho_1$	$\beta$	<i>K<sub>1</sub></i>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	<i>Obs</i>
<b>X-X</b>	Appuis	31.40	642.60	0.661	0.881	27.02	<b>244.51</b>	348	<b>9.05</b>	15	<b>CV</b>
	Travée	31.40	627.47	0.661	0.881	27.02	<b>238.78</b>	348	<b>8.83</b>	15	<b>CV</b>
<b>Y-Y</b>	Appuis	25.76	456.24	0.542	0.890	30.45	<b>173.69</b>	348	<b>5.70</b>	15	<b>CV</b>
	Travée	20.1	386.95	0.423	0.9	35	<b>225.16</b>	348	<b>6.43</b>	15	<b>CV</b>

**Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS**



# **Chapitre VIII**

## **Etudes de mur de soutènement**

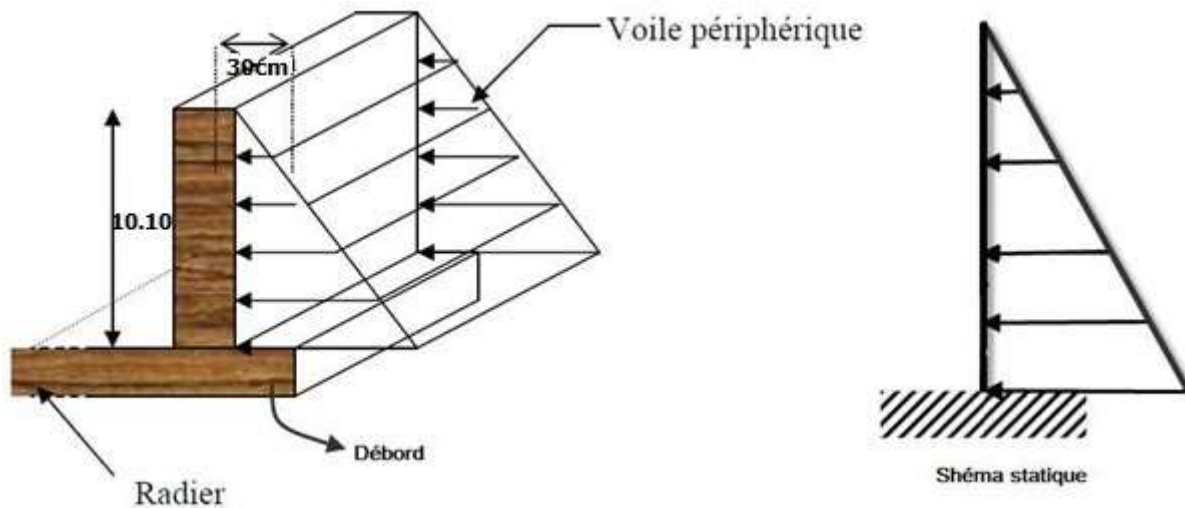


Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

### VIII.1: Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le *RPA 99 (Article.10.12)* pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 30 cm (on a déjà pris  $e=30\text{cm}$  dans chapitre 2).



**Figures VIII.1 : La poussée des terres sur le voile périphérique.**

#### Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30H^\circ$
- Cohésion :  $c = 0$
- La contrainte admissible de Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 1.9 \text{ bars}$ .

#### Hypothèses :

- $\beta=0$  : angle de la surface du remblai
- $\lambda=0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta=0$  : obliquité nulle de la force de poussée
- Pas de frottement sol –mur (utilisation de flintkote)

***Donc Rankine non applicable.***

**VIII.2 : Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

**Avec :**

$K_a$  : Coefficient des poussées de terre :  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\sigma_h$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticales..

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**a) Calcul des sollicitations :**

- **Couche 01 :  $0 \leq h \leq 5.6\text{m}$**

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$$

**A l'ELU**

$$\delta_{h1} = K_a \times \delta_v = K_a(1.35\gamma h + 1.5q) = 0.333(1.35 \times 25 \times h + 1.5 \times 10)$$

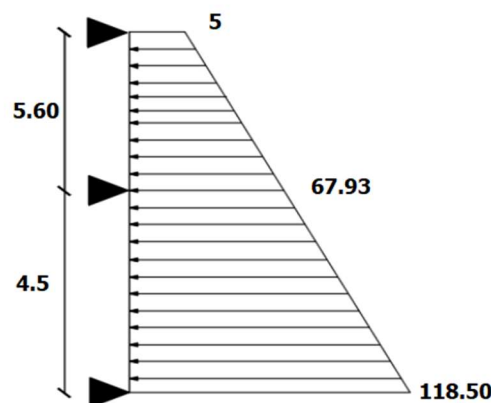
$$\delta_{h1} = 11.238h + 5 \left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \delta_h = 5\text{KN/m}^2 \\ h = 5.6\text{m} \rightarrow \delta_h = 67.93\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Couche 02 :  $5.6\text{m} \leq h \leq 10.10\text{m}$**

$$\delta_{h2} = K_a \times \delta_v = K_a(1.35\gamma h_2 + 1.35\gamma h_1 + 1.5q)$$

$$\delta_{h2} = 0.333(1.35 \times 25 \times h_2 + 1.35 \times 25 \times 5.6 + 1.5 \times 10)$$

$$\delta_{h2} = 11.238h + 67.93 \left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \delta_h = 67.88\text{KN/m}^2 \\ h = 4.5\text{m} \rightarrow \delta_h = 118.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$



**Figures VIII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.**

✚ A'ELS

- Couche 01 :  $0 \leq h \leq 5.6\text{m}$

$$\delta_{h1} = K_a \times \delta_v = K_a(\gamma h + q) = 0.333(25 \times h + 10)$$

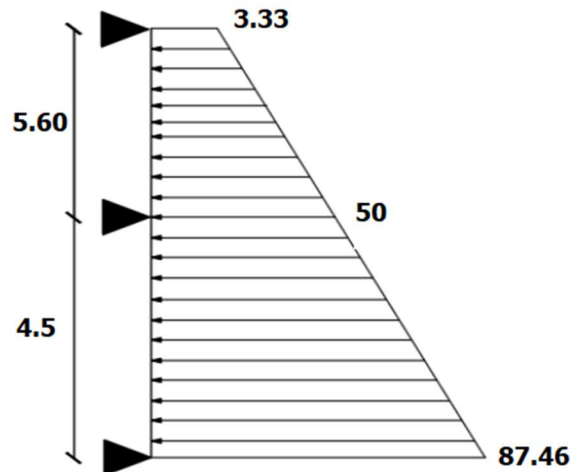
$$\delta_{h1} = 8.325h + 3.33 \begin{cases} h = 0 \rightarrow \delta_h = 3.33 \text{KN/m}^2 \\ h = 5.6\text{m} \rightarrow \delta_h = 50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- Couche 02 :  $5.6\text{m} \leq h \leq 10.10\text{m}$

$$\delta_h = K_a \times \delta_v = K_a(\gamma h_2 + \gamma h_1 + q)$$

$$\delta_h = 0.333(25 \times h_2 + 25 \times 5.6 + 110)$$

$$\delta_h = 8.325h + 50 \begin{cases} h = 0 \rightarrow \delta_h = 50 \text{KN/m}^2 \\ h = 4.5\text{m} \rightarrow \delta_h = 87.46 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$



Figures VIII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

b) Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 m est :

✚ L'ELU

$$P_u = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 118.5 + 5}{4} = 90.125 \text{KN/mL}$$

✚ L'ELS

$$P_s = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 87.46 + 3.33}{4} = 66.427 \text{KN/mL}$$

### VIII.3. Ferrailage du mur périphérique :

#### A. Méthode de calcul :

Le mur périphérique sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyée au plancher du sous-sol.

#### B. Détermination des moments :

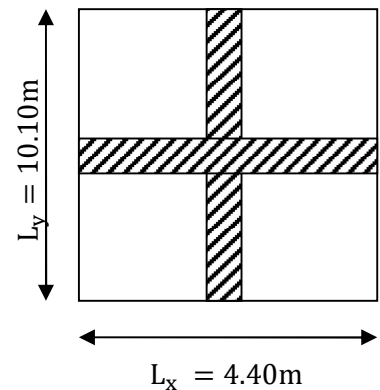
La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment en appui : 0,5

$$L_x = 4.40\text{m} \quad \text{et} \quad L_y = 10.10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{10.10} = 0.435$$



### Figures VIII.4. Le panneau le plus sollicité

$0.4 \leq \rho = 0.435 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

#### ➤ Calcul à l'ELU :

##### ✓ Calcul des sollicitations :

On a:  $\rho = 0.43$  et  $v = 0$

$$\rightarrow \text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1047 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

#### Moments fléchissant

##### ✚ Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 = 0.1041 \times 90.125 \times 4.40^2$$

$$M_{0x} = \mathbf{181.63 \text{ KN.m}}$$

##### ✚ Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.25 \times 181.63$$

$$M_{0y} = \mathbf{45.41 \text{ KN.m}}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et 0.75 en travée.

★ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 181.63$$

$$M_{tx} = \mathbf{136.22 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 45.41$$

$$M_{ty} = \mathbf{34.06 \text{ KN.m}}$$

★ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 181.63$$

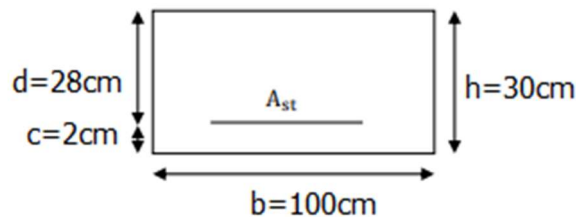
$$M_{ax} = \mathbf{90.82 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 45.41$$

$$M_{ay} = \mathbf{22.71 \text{ KN.m}}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et en travée.



**Figures VIII.5. Schéma statique de ferraillage**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	st (cm)
X-X	Appuis	90.83	0.081	0.957	SSA	7.17	4HA20=12.57	15
	Travée	136.22	0.122	0.935	SSA	11.01	4HA20=12.57	15
Y-Y	Appuis	22.71	0.020	0.990	SSA	8.58	4HA20=12.57	15
	Travée	34.06	0.030	0.985	SSA	8.58	4HA20=12.57	15

**Tableau VII.1 : Ferraillage du mur périphérique.**

**Recommandation du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 30cm)  $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$ .

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**VIII.3.1. Vérifications a l'ELU :**❖ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
X-X	Appuis	12.57	3.38	Condition vérifiée
	Travée	12.57		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	12.57		Condition vérifiée
	Travée	12.57		Condition vérifiée

**Tableau VII.2 : Vérification de la condition de non fragilité**

❖ **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

L'écartement 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 les sens X-X**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Dans le sens Y-Y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.5.3. Calcul et vérification à l'ELS :**

On a:  $\rho = 0.43$  et  $v = 0.2$

$$\rightarrow A \text{ l'ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1072 \\ \mu_y = 0.317 \end{cases}$$

**Moments fléchissant****☛ Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 = 0.1072 \times 66.427 \times 4.40^2$$

$$M_{0x} = 137.86 \text{ KN.m}$$

**☛ Suivant (y-y) :**

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.317 \times 137.86$$

$$M_{0y} = 43.70 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et 0.75 en travée.

**★ Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 137.86$$

$$M_{tx} = 103.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 43.70$$

$$M_{ty} = 32.77 \text{ KN.m}$$

**★ Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 137.86$$

$$M_{ax} = 68.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 43.70$$

$$M_{ay} = 21.85 \text{ KN.m}$$

**❖ Vérification des contraintes :****Dans le béton**

On doit vérifier que :

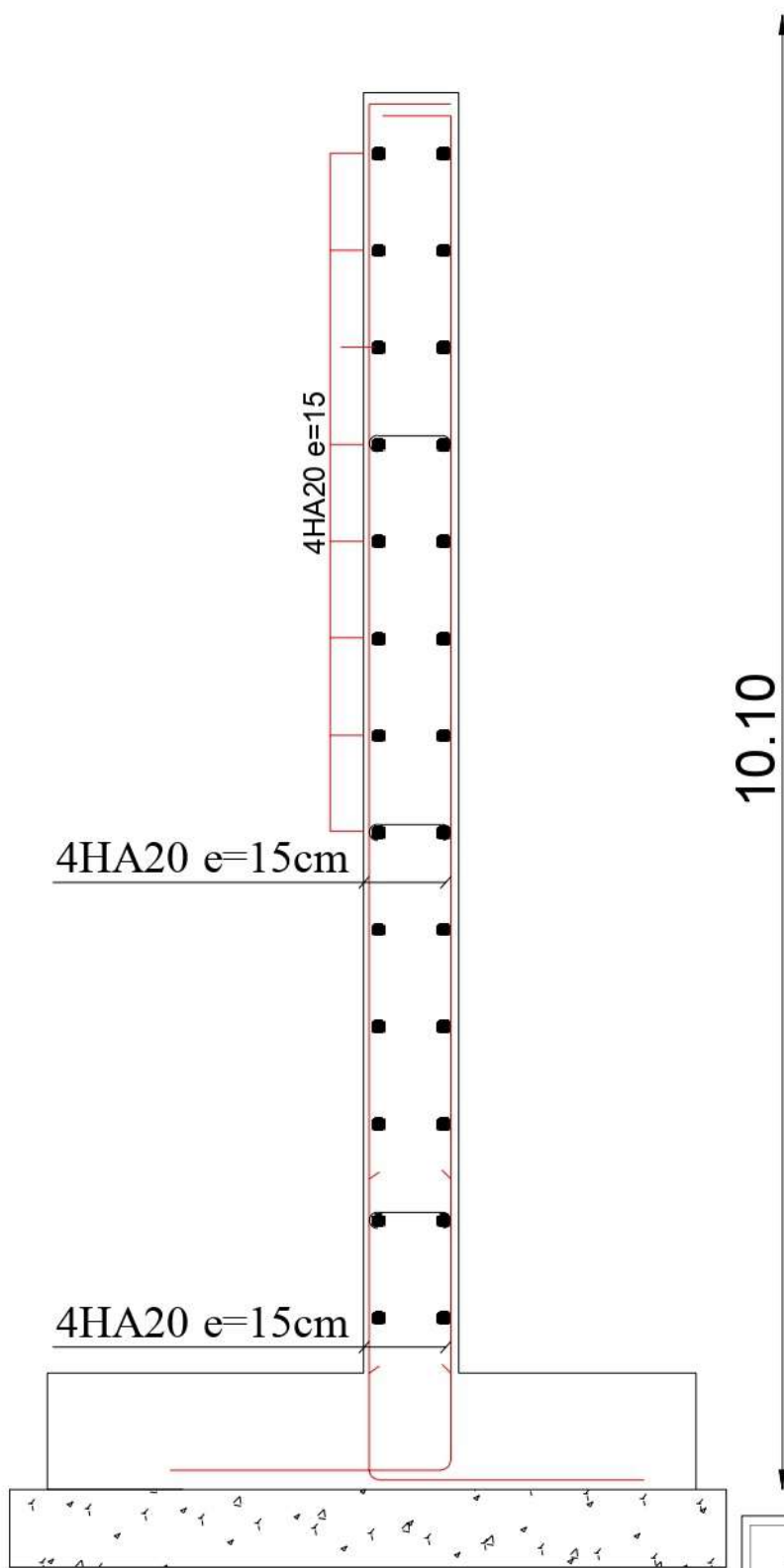
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	12.57	68.93	0.274	0.917	45.24	213.57	348	4.72	15	Cv
	Travée	12.57	103.39	0.560	0.888	29.64	220.54	348	7.44	15	Cv
Y-Y	Appuis	12.57	21.85	0.780	0.873	24.37	251.08	348	10.30	15	Cv
	Travée	12.57	32.77	0.780	0.873	24.37	251.08	348	10.30	15	Cv

**Tableau VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.**



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DU MUR PERIPHERIQUE

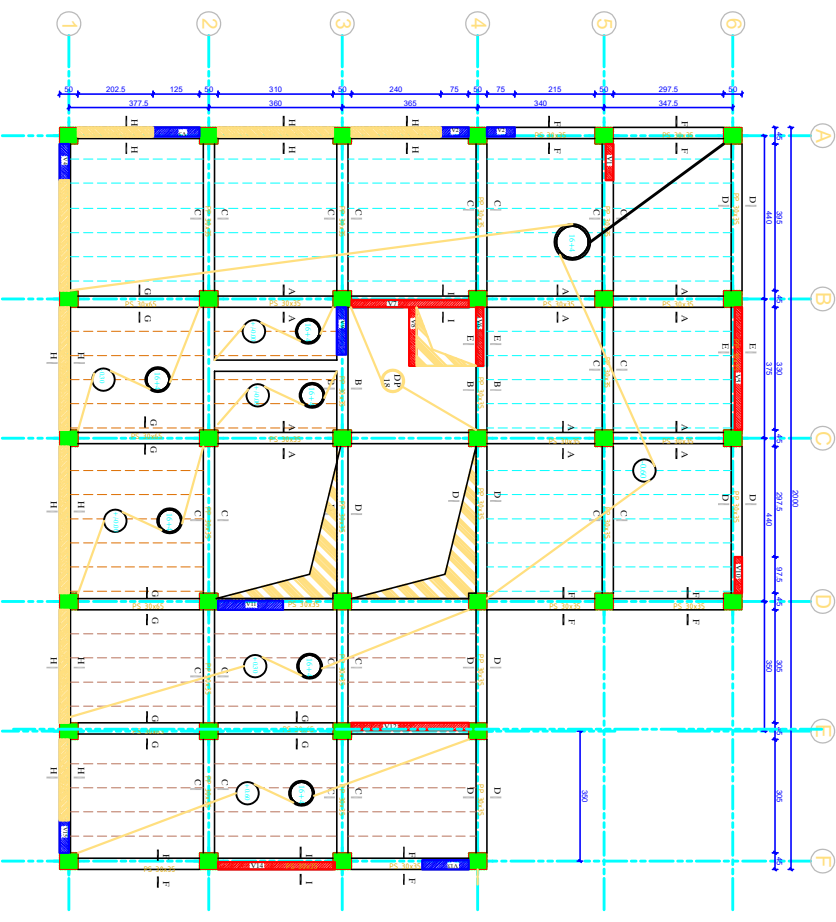
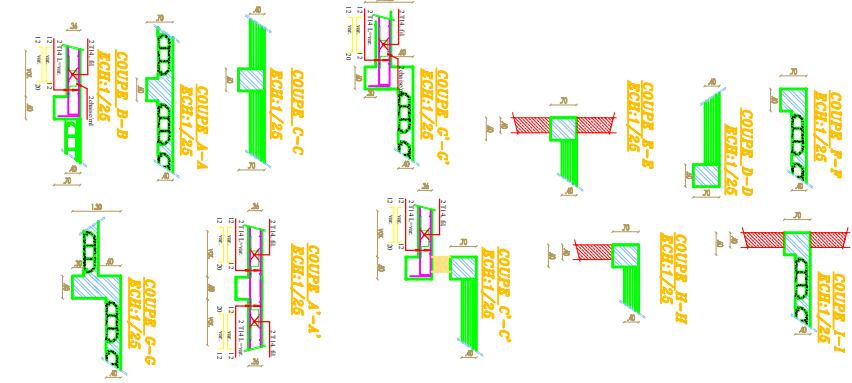
Réalisé par : BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia

Dérogé par : Mme TAOUCHE-KHELOUI.F

PROMOTION : 2023 / 2024



# **Plans Génie civil**



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

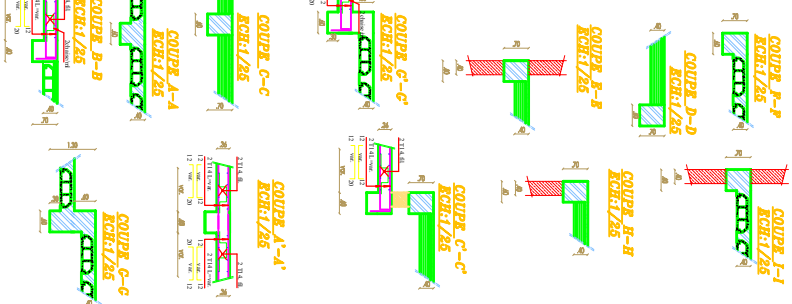
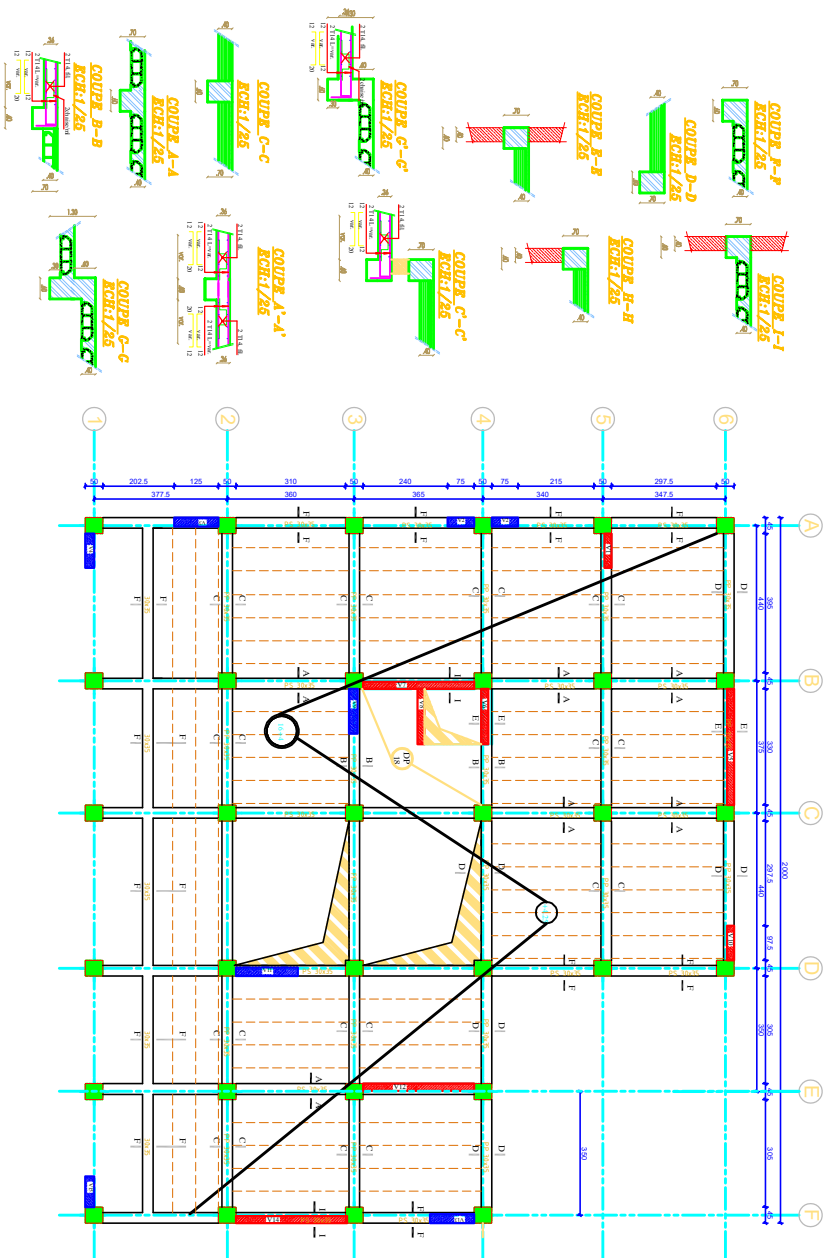
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+SS.SOL à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER RDC

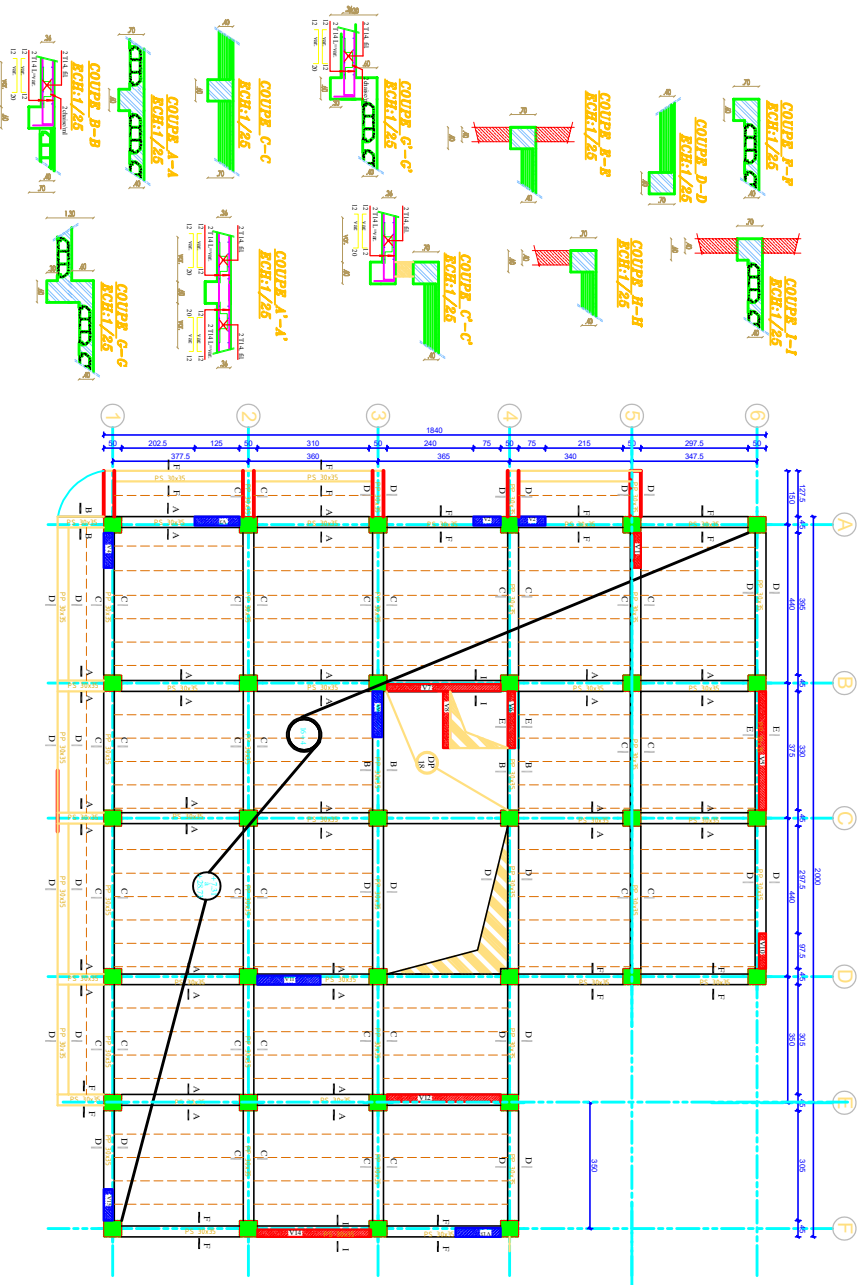
Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia

Dérigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL F

PROMOTION: 2023/2024



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +4.25
Réalisé par: BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dirigé par: Mme TAOUCHE-KHELOUF
PROMOTION: 2023/2024



UNIVERSITE MOU OUD MAMMERIE TIZOUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

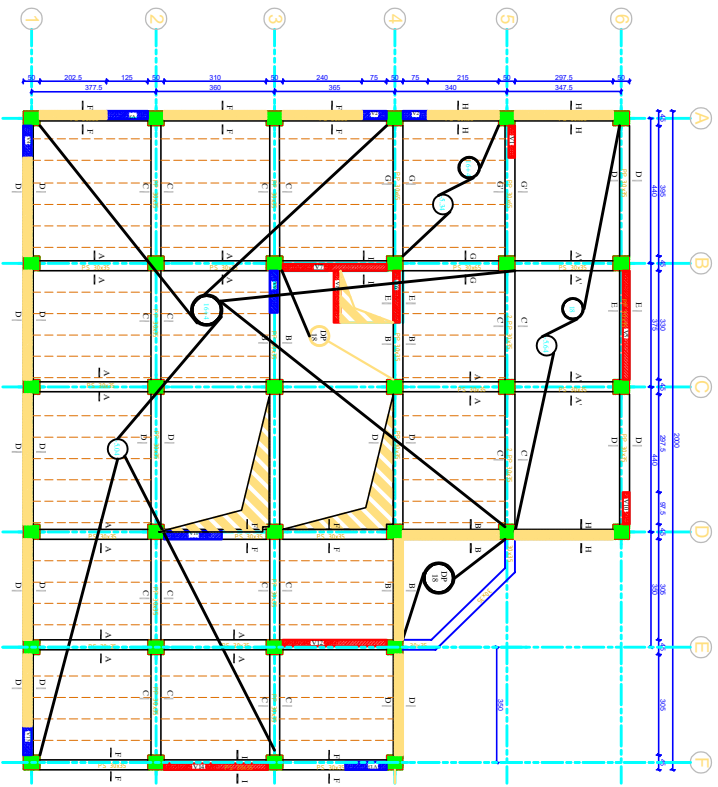
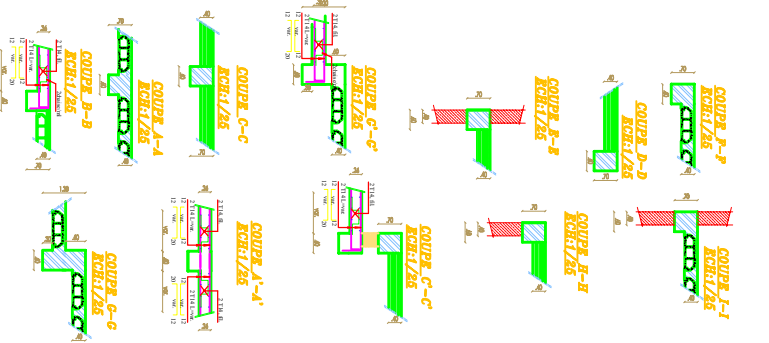
Etude d'un bâtiment 2R+7+HS+S.SOL à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DES ETAGES COURANTS

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
 AMR OUCHE Samia

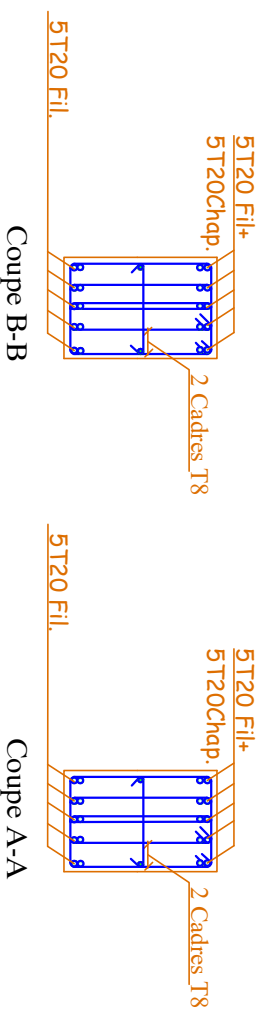
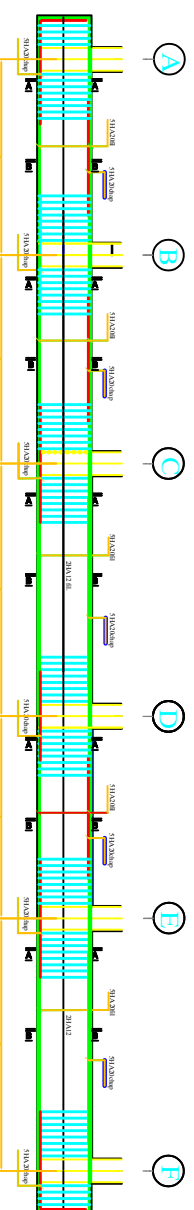
Dérivé par: Mme TAOUICHE-KHELOUIF

PROMOTION: 2023/2024

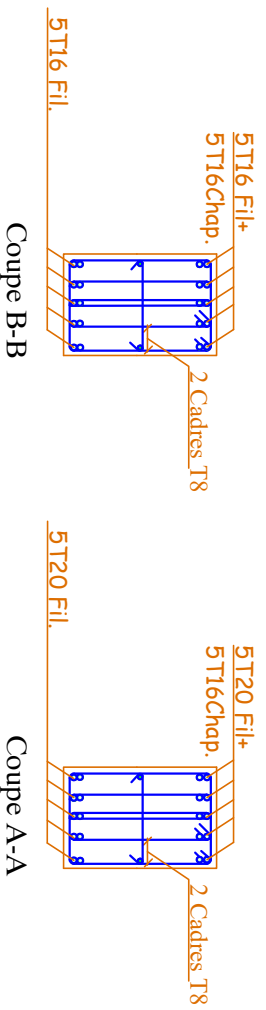
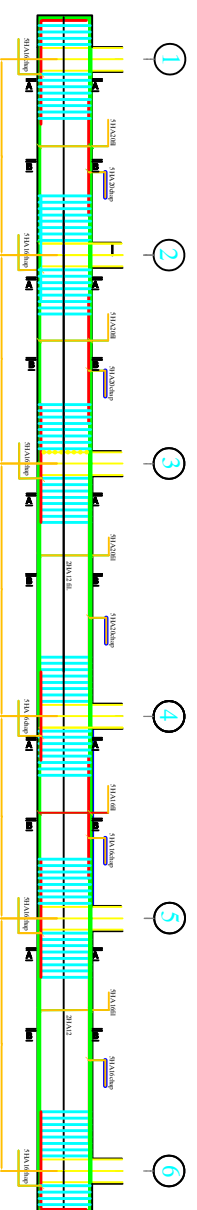


UNIVERSITE MOU OUID MAMMERIE: TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7-ES+SS SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU -5,04
Réalisé par: BELKESSAM Samah AMROUCHE Samia
Dirigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUJ.F
PROMOTION: 2023/2024

## Ferrailage nervure sens X-X

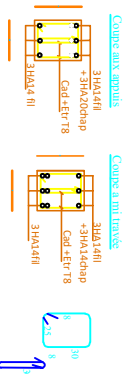
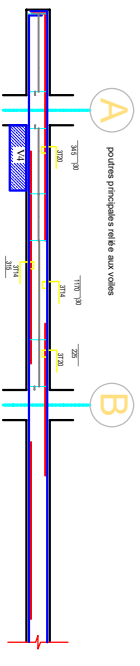
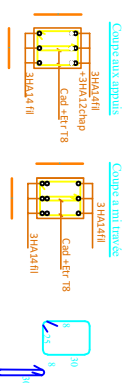
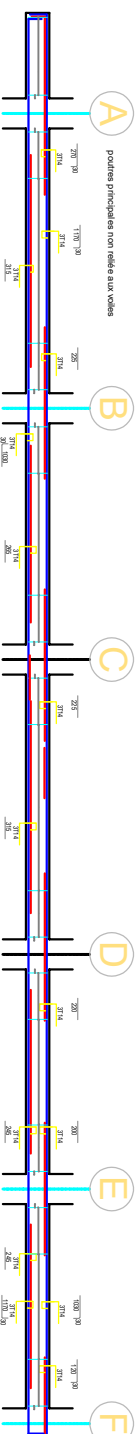


## Ferrailage nervure sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUIZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE FERRAILAGE DE LA NERVURE
Réalise par : BEL KESSA M. Saïb AMROUCHE Saïm
Dirigé par : MME TAOUCE KHELOUF
PROMOTION : 2023/2024

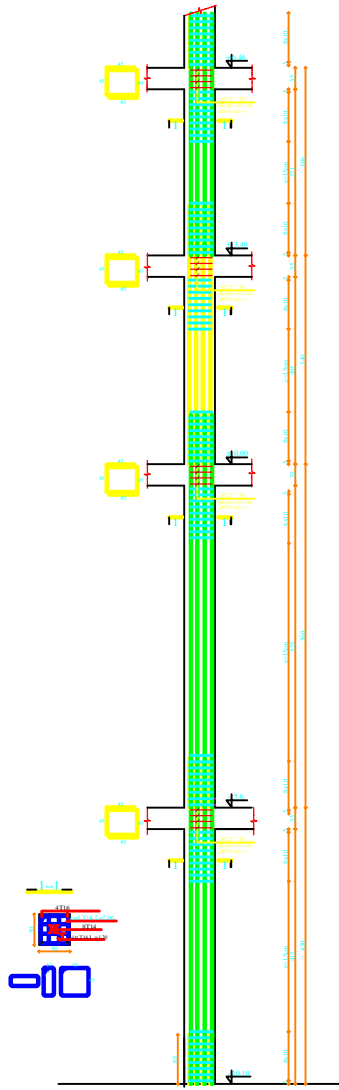
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



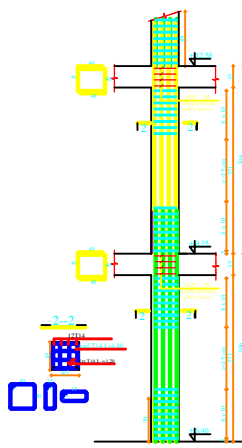
<p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU          Faculté Génie de la Construction          Département Génie Civil</p>
<p>Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL</p>
<p>Projet de fin d'étude</p>
<p>Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S; SOL à usage d'habitation et commercial</p>
<p>PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE</p>
<p>Réalisé par: BELKESSAM Sarah          AMROUCHE Samia</p>
<p>Dérogé par: Mme TAOUICHE-KHELOUJ.F</p>
<p>PROMOTION : 2023/2024</p>

# FERRAILLAGE POTEAUX

POTEAUX 1 (50x50)



POTEAUX 2 (45x45)



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI-OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial

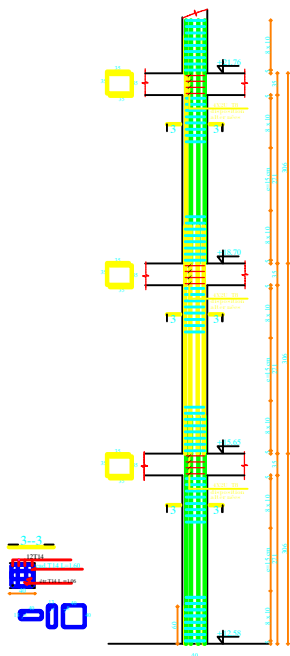
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
AMROUCHE Samia

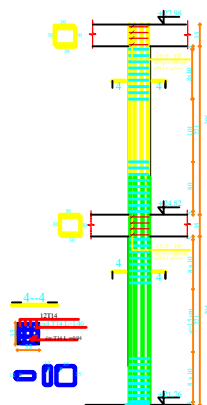
Dérogé par: Mme TAOUCHE-KHELOULF

PROMOTION: 2023/2024

POTEAUX 3 (40X40)



POTEAUX 4 (35x35)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial

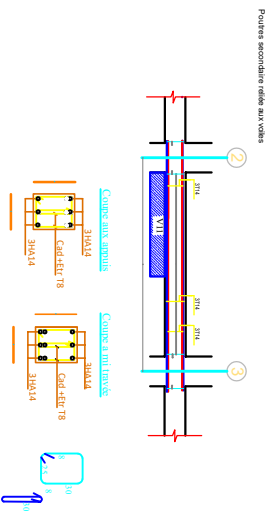
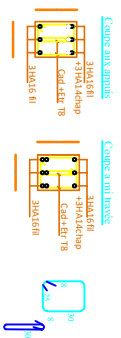
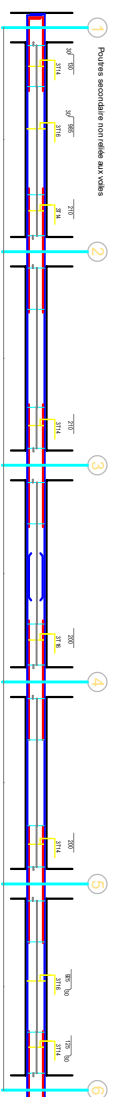
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
AMROUCHE Samia

Dérigé par: Mme TAOUCHE-KHELOULF

PROMOTION: 2023/2024

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL  
 Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE

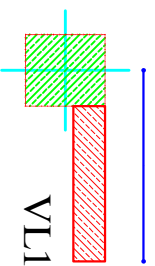
Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
 AMROUCHE Samia

Dérogé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL.F

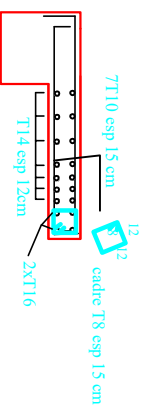
PROMOTION: 2023/2024



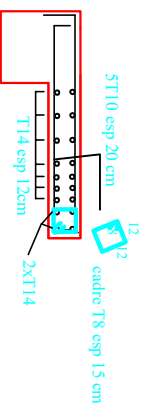
voies(VL1), L=1,20



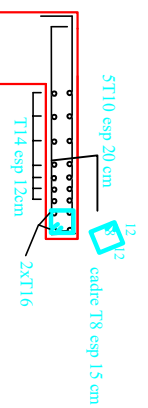
ZONE 1:



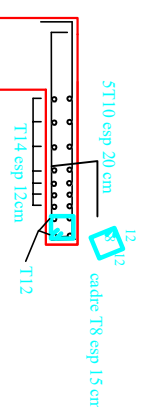
ZONE 2:



ZONE 3:

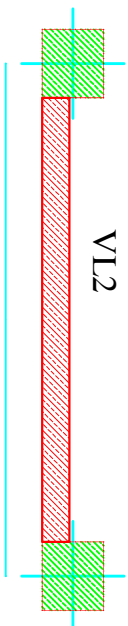


ZONE 4:



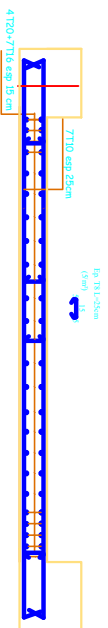
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S-SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE VOIE (VL1)
Réalisé par: BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dérogé par: Mine TAOUICHE-KHELOUJ F
PROMOTION: 2023/2024

voiles(VL2): L=3,75

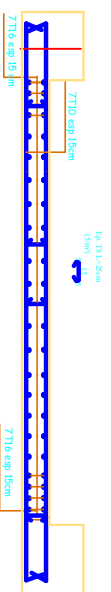


VL2

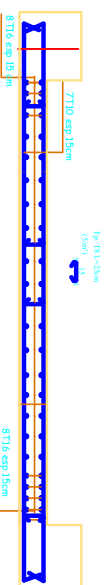
ZONE 1:



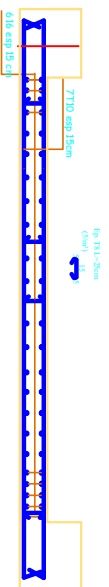
ZONE 3:



ZONE 2:

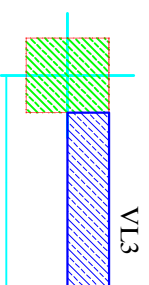


ZONE 4:

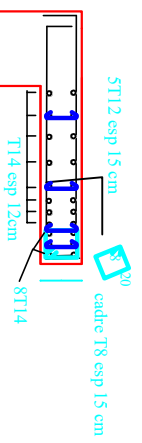


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE-TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE VOILE (VL2)
Réalisé par: BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dérigé par: Mme TAOUACHE-KHELOUJIF
PROMOTION: 2023/2024

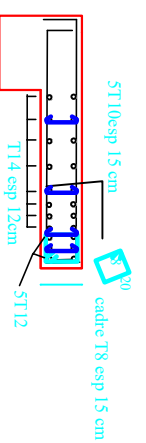
voiles(VL3). L=1.50



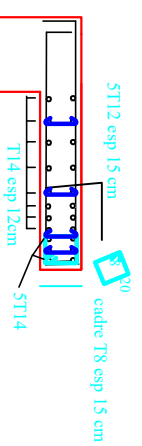
ZONE 1:



ZONE 2:



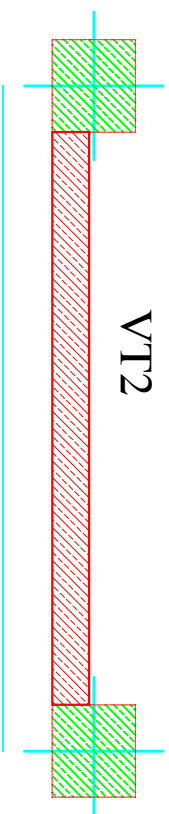
ZONE 3 et 4:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S SOL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE ET ERRAILLAGE VOILE (VL3)
Réalisé par : BELKESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Déjigé par: Mme TAOUICHE-KHELOULF
PROMOTION: 2023/2024

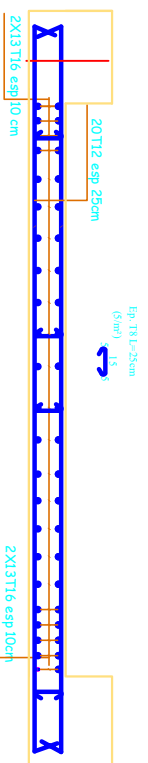


voiles(VT2). L=3.60

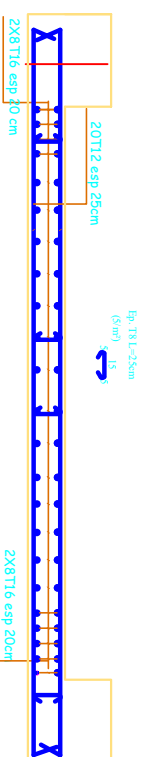


VT2

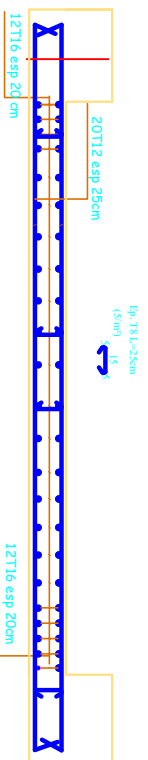
ZONE 1:



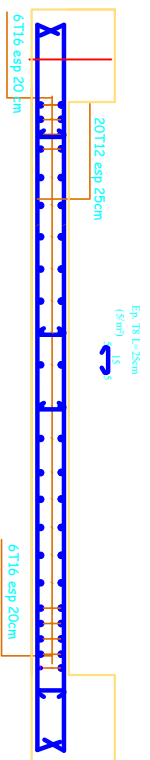
ZONE 2:



ZONE 3



ZONE 4



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial

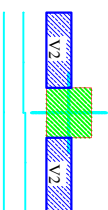
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE VOILE (VT2)

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
AMROUCHE Samia

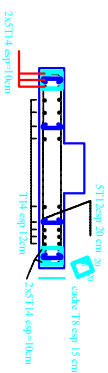
Dérigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL.F

PROMOTION: 2023/2024

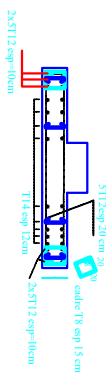
Voile (VT3) : L=1,00



ZONE 1 ET 2:

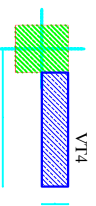


ZONE 3 ET 4:

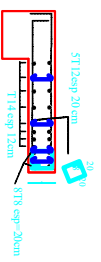


UNIVERSITE MOULOUID MAMMERIE TIZI OUZOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+T+SS+SOI à usage d'habitation et commercial
PLAN DE FERRAILLAGE VOILE (V14)
Réalisé par: BEL KESSAM Saïb AMROUCHE Sima
Dirigé par: Mme TAOUICHE-NELOUL F PROMOTION: 2023/2024

voile(VT9), L=1,50

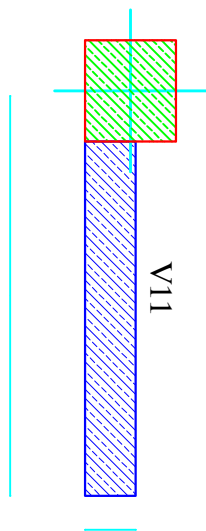


ZONE 1,2,3,4:

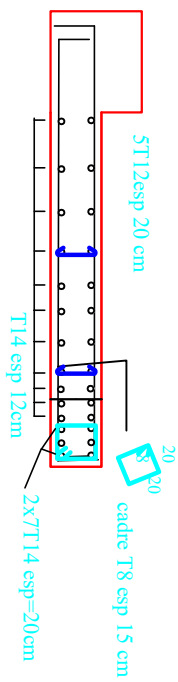


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZHOUCOU Faculté Génie de la Construction Département Génie Civil
Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL Projet de fin d'étude
Etude d'un bâtiment 2R+T/ES/SSQL à usage d'habitation et commercial
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE VOILE (VT9)
Réalisé par: BEL KESSAM Sarah AMROUCHE Samia
Dirigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL F
PROMOTION: 2023/2024

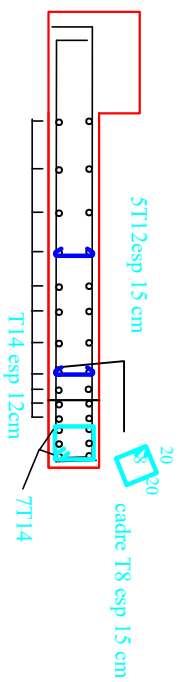
voiles(VT4). L=1.50



ZONE 1:



ZONE 2,3,4:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI-OUZOU

Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

Option : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment 2R+7+ES+S.SOL à usage d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE VOILE (VL4)

Réalisé par: BELKESSAM Sarah  
AMROUCHE Samia

Dérigé par: Mme TAOUICHE-KHELOUL.F

PROMOTION: 2023/2024

## **Conclusion générale**

La vie et la sécurité de tout un chacun dans notre société est étroitement lié à l'évolution du domaine de la construction néanmoins la construction métallique, qui est un domaine très vaste que l'homme essaie toujours de parfaire.

Par le biais de la présente étude relative au calcul et à la conception de cet ouvrage, on a saisi cette occasion pour mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation de Master, apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements déterminant le domaine étudié et aborder concrètement toutes les étapes nécessaires dans l'élaboration d'un projet à savoir :

- Le choix des matériaux et des produits de construction.
- Le choix des stabilités et contreventements.
- Le choix de ferrailage.
- Le choix des règles et des codes de construction.

En outre, ce projet nous a permis aussi de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction civil et industriel à savoir les Eurocodes, le RPA2003, et aussi d'approfondir nos connaissances dans l'utilisation des différents logiciels de calcul et du dessin tel que Etabs et Socotec.

Notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail qui est le couronnement de cinq années d'études serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs, qui vont nous permettre d'exploiter ces connaissances dans la vie professionnelle.

## **BIBLIOGRAPHIE**

### **Règlementations :**

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.

### **Logiciels :**

Word version 2021.

Excel version 2021.

Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).

Logiciel de dessin AUTO CAD version 2022.

Logiciel de ferrailage SOCOTEC.