



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

## Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil.

Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

### Thème :

Calcul d'un bâtiment (R+5+ sous-sol) à usage d'habitation et commercial, système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec logiciel ETABS

#### Présenté par :

M<sup>r</sup> SADOUN Chems eddine

M<sup>elle</sup> LADLI Lisa

#### Encadré par :

M<sup>r</sup> GHOULEM

#### Jury par :

M<sup>r</sup> ATLAOUI

M<sup>r</sup> MERAKEB

Année universitaire : 2023/2024

# Remerciement

En premier lieu, nous remercions dieu le tout puissant de nous avoir aidé pour arriver à terme de ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à l'égard de tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à notre promoteur Mr GOULEM.K pour sa disponibilité ; ses conseils et suggestions.

Nos remerciements vont également aux enseignants de la facult2 ainsi qu'à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

En fin, aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner et d'enrichir notre projet de fin d'études.

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A Mon cher père et ma chère mère, mes piliers, mes exemples, mes premiers supporteurs et ma plus grande force. Merci pour votre présence, votre soutien, votre aide et sur tout votre amour, merci de n'avoir jamais douté de moi. Tout ce que j'espéré c'est que vous soyez fiers de moi.*

*A ma petite sœur Célia et mon frère Rayane.*

*A tous mes meilleurs amis (Djidji, Karim, Anis, Rayane, kociela).*

*A mon binôme Lisa et toute sa famille.*

*A tous mes amis de l'université et particulièrement les étudiants de génie civil.*

*CHÉMS EDDINE*

# Dédicace

Je dédie ce modestes travail à :

Mes très chers parents qui ont consacré toutes leurs vies pour mon éducation et mes études.

A ma petite sœurs Nedjemati.

A qui m'a tellement soutenu ma chérie Célia.T.

A tous mes amis.

A mon binôme Lyes.S et toute sa famille.

A tous mes amis de l'université et particulièrement les étudiants de génie civil.

LISA

## Liste des Figures

<b>Figure I.1:</b> Diagramme des Contraintes déformations du béton à L'ELU.....	06
<b>Figure I.2:</b> Diagramme de calcul Contraintes-déformations du béton à L'ELS.....	06
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	09
<b>Figure II.1:</b> Coupe vertical d'un plancher à corps creux (16+4).....	10
<b>Figure II.2:</b> coupes de voiles en plans.....	16
<b>Figure II.3 :</b> coupes des voiles en élévation.....	17
<b>Figure II.4.:</b> Coupe vertical d'un plancher à corps creux de niveau courant.....	19
<b>Figure II.5:</b> Coupe vertical d'un mur extérieur.....	21
<b>Figure II.6 :</b> Coupe vertical d'un mur intérieur.....	21
<b>Figure II.7 :</b> surface d'influence du poteau.....	22
<b>Figure III.1.1:</b> Coupe verticale de l'acrotère.....	29
<b>Figure III.1.2 :</b> Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.....	29
<b>Figure III.1.3 :</b> Schéma statique de la section de l'acrotère.....	31
<b>Figure III.2.1 :</b> Coupe transversale dans un plancher en corps creux.....	36
<b>Figure III.2.2:</b> Treillis soudé (20×20) cm <sup>2</sup> .....	37
<b>Figure III.2.3 :</b> Surfaces revenant aux poutrelles.....	38
<b>Figure III.2.4 :</b> poutrelle.....	38
<b>Figure III.2.5 :</b> schéma statique de la poutrelle.....	39
<b>Figure III.2.6 :</b> la poutrelle comme une section en Té.....	40
<b>Figure III.2.7 :</b> Poutrelle à six travées et à 7 appuis.....	44
<b>Figure III.2.8 :</b> Diagramme de moment à L'ELU.....	46
<b>Figure III.2.9 :</b> Diagramme de moment à L'ELS.....	47

<b>Figure III.2.10</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....	47
<b>Figure III.2.11</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS. ....	47
<b>Figure III.2.12</b> : Poutrelle à 4 travées et à 5 appuis. ....	48
<b>Figure III.2.13</b> : Diagramme de moment à L'ELU.....	50
<b>Figure III.2.14</b> : Diagramme de moment à L'ELS. ....	50
<b>Figure III.2.15</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU .....	51
<b>Figure III.2.16</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS .....	51
<b>Figure III.2.17</b> : Poutrelle à 5 travées et à 6 appuis. ....	51
<b>Figure III.2.20</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU .....	54
<b>Figure III.2.21</b> : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS . ....	54
<b>Figure III.2.22</b> : section rectangulaire de (20×65) cm <sup>2</sup> .....	55
<b>Figure III.2.23</b> : plan de ferrailage du plancher.....	62
<b>Figure III.3.1</b> : schéma statique du balcon.....	68
<b>Figure III.5.1</b> : schéma statique de porte à faux. ....	74
<b>Figure III.6.1</b> : dimension de la poutre de chainage. ....	80
<b>Figure III.6.2</b> : Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELU. ....	81
<b>Figure III.6.3</b> : Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELS.....	83
<b>Figure III.7.1</b> : schéma d'escalier. ....	89
<b>Figure III.7.2</b> : Coupe horizontale d'escalier.....	90
<b>Figure III.7.3</b> : schéma statique de calcul a L'ELU.....	93
<b>Figure III.7.4</b> : Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELU.....	95
<b>Figure III.7.5</b> . : Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELU. ....	96
<b>Figure III.7.6</b> : Schéma statique de ferrailage d'escalier a l'ELU. ....	97

<b>Figure III.7.7:</b> schéma statique de calcul a L'ELS. ....	100
<b>Figure III.7.8:</b> Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELS. ....	103
<b>Figure III.7.9 :</b> Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELS. ....	104
<b>Figure III.8.1:</b> schéma statique de la poutre palière.....	107
<b>Figure III.8.2 :</b> les dimensions et chargement de la poutre brisée. ....	108
<b>Figure III.8.3 :</b> Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU. ....	109
<b>Figure III.8.4 :</b> Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELU.....	112
<b>Figure III.8.5 :</b> Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELU. ....	113
<b>Figure III.8.6 :</b> Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU. ....	116
<b>Figure III.8.7:</b> Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELS. ....	120
<b>Figure III.8.8:</b> Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELS. ....	120
<b>Figure VI .1.1 :</b> Section partiellement comprimée (SPC). ....	157
<b>Figure VI.1 .2 :</b> caractéristique et sollicitation de la section.....	160
<b>Figure VI.1 .3:</b> Affichage des résultats. ....	174
<b>Figure VI.2 .1:</b> Section simplement armée.....	176
<b>Figure VII.1 :</b> dimensionnement d'une fondation .....	202
<b>Figure VII.2 :</b> Diagramme des contraintes.....	210
<b>Figure VII.3:</b> Schéma statique du débord .....	218
<b>Figure VII.4:</b> Répartition trapézoïdale.....	220
<b>Figure VII.5:</b> Présentation des chargements simplifiés .....	220
<b>Figures VII.6 :</b> Répartition triangulaire .....	221
<b>Figure VII.7 :</b> Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).....	224
<b>Figure VII.8 :</b> Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal) .....	224
<b>Figure VII.9 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	225
<b>Figure VII.10 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS .....	225

<b>Figure VII.11</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....	225
<b>Figure VII.12</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS .....	226
<b>Figure VII.13</b> : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).....	226
<b>Figure VII.14</b> : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	226
<b>Figure VII.15</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	227
<b>Figure VII.16</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS .....	227
<b>Figure VII.17</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....	227
<b>Figure VII.18</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS .....	227
<b>Figure VIII.1</b> : Diagramme des contraintes .....	235

## Liste des Tableaux

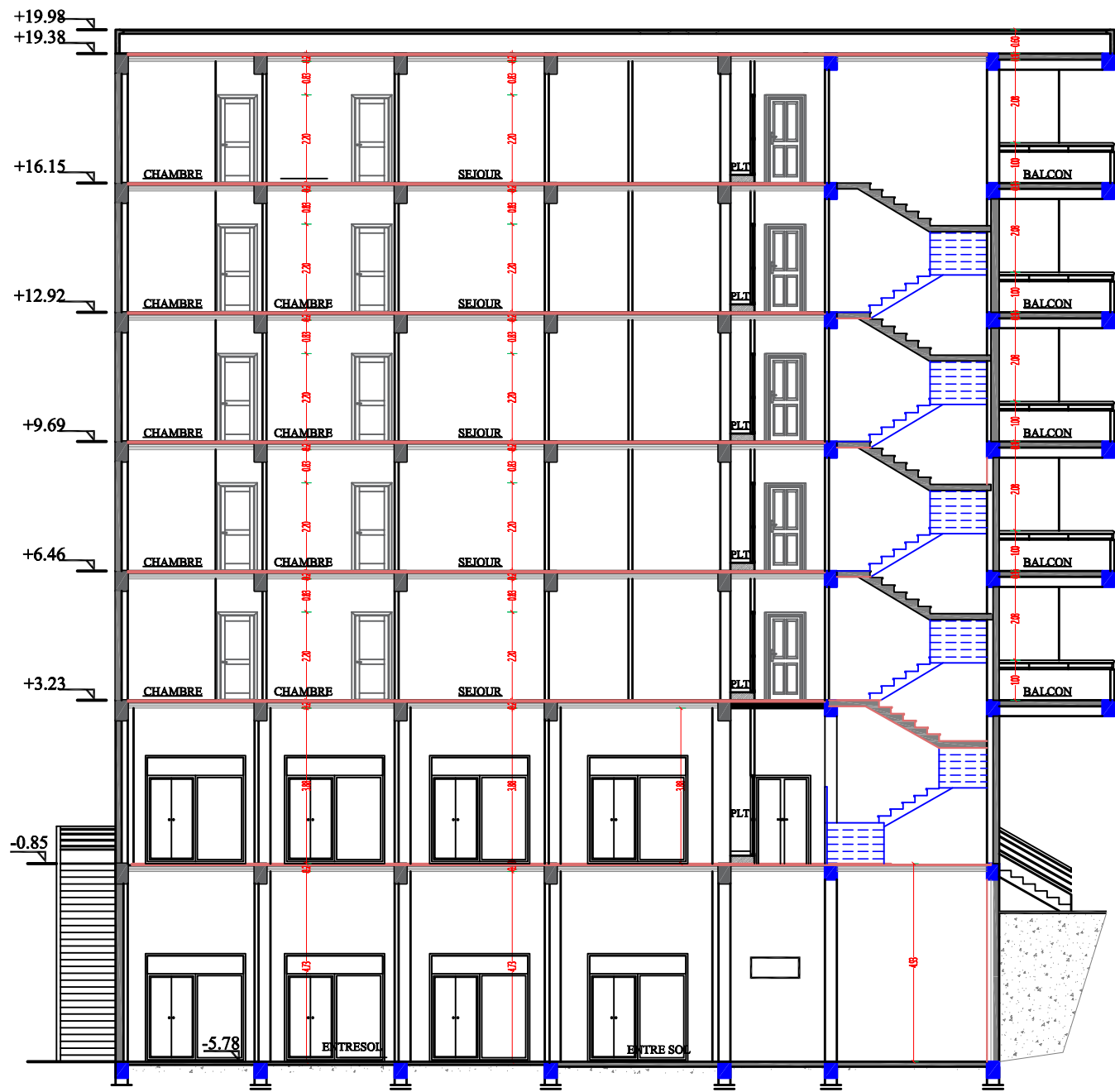
<b>Tableau II.1</b> : Vérifications des Conditions de l'article 7.5.1 RPA99/V2003 .....	14
<b>Tableau II.2</b> : charge permanente revenante au plancher à corps creux de niveau courant. ..	18
<b>Tableau II.3</b> : charge permanente revenante au plancher Terrasse inaccessible en corps creux. ....	19
<b>Tableau II.4</b> : charge permanente revenant à la dalle pleine. ....	20
<b>Tableau II.5</b> : les charges permanentes revenant aux murs extérieurs. ....	20
<b>Tableau II.6</b> : les charges permanentes revenant aux murs intérieurs. ....	21
<b>Tableau II.7</b> : valeur des coefficients de dégression des surcharges. ....	24
<b>Tableau II.8</b> : pré dimensionnement des poteaux .....	25
<b>Tableau III.2.1</b> : combinaisons de charges. ....	40
<b>Tableau III.2.2</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU. ....	44
<b>Tableau III.2.3</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS. ....	45
<b>Tableau III.2.4</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU. ....	48
<b>Tableau III.2.5</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS. ....	49
<b>Tableau III.2.6</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU. ....	52
<b>Tableau III.2.7</b> : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS. ....	53
<b>Tableau III.3.1</b> : charge permanente du garde-corps. ....	63
<b>Tableau III.4.1</b> : charge permanente du garde-corps. ....	68
<b>Tableau III.4.2</b> : tableau récapitulatif du ferrailage. ....	72
<b>Tableau III.6.1</b> : les armatures longitudinales .....	82
<b>Tableau III.7.1</b> : Les combinaisons de charges a L'ELU et a L'ELS. ....	93
<b>Tableau V.1</b> : Pourcentage des forces horizontales dans le sens x-x. ....	144
<b>Tableau V.2</b> : Pourcentage des forces horizontales dans le sens y-y. ....	145
<b>Tableau V.3</b> : Pourcentage des forces horizontales dans le sens Z-Z. ....	145
<b>Tableau V.4</b> : Période et participation massique. ....	146
<b>Tableau V.5</b> : Déplacements relatifs sous l'action $E_x$ et $E_y$ . ....	147
<b>Tableau V.6</b> : vérification de déplacement relative .....	147
<b>Tableau V.7</b> : Poids de chaque niveau et le poids totale. ....	150
<b>Tableau V.8</b> : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale .....	150
<b>Tableau V.9</b> : Tableau de l'effort tranchant à chaque niveau. ....	151
<b>Tableau V.10</b> : <b>Justification Vis à Vis De l'effet P</b> .....	152
<b>Tableau V.11</b> : Tableau effort normal à l'état limite de service .....	152

Tableau VI .1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.....	154
Tableau VI .1.2 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau .....	162
<b>Tableau VI .1.3:</b> délimitation des zones nodales: .....	163
<b>Tableau VI .1.4:</b> valeurs de l'élançements géométrique $\lambda_g$ .....	164
<b>Tableau VI .1.5:</b> : quantité minimale d'armatures transversales .....	167
<b>Tableau VI .1.6:</b> Vérification au cisaillement dans les poteaux. ....	169
<b>Tableau VI .1.7:</b> Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS .....	170
<b>Tableau VI .1.8:</b> Vérification des contraintes .....	172
<b>Tableau VI .2.1 :</b> Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.....	174
<b>Tableau VI .2.2 :</b> Ferrailage des poutres principales. ....	176
<b>Tableau VI .2.3:</b> Ferrailage des poutres secondaire.....	176
<b>Tableau VI .2.4:</b> vérification de sections totales adoptées selon le RPA.....	177
<b>Tableau VI .2.5:</b> Vérification au cisaillement.....	178
<b>Tableau VI .2.6:</b> Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	179
<b>Tableau VI .2.7:</b> l'adhérence et l'entraînement des barres .....	180
<b>Tableau VI .2.8 :</b> Armatures transversales minimales.....	182
<b>Tableau VI .2.9:</b> Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales Liée aux voiles .....	183
<b>Tableau VI .2.10:</b> Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.....	183
<b>Tableau VI .2.11:</b> Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	183
<b>Tableau VI .2.12:</b> Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.....	184
<b>Tableau VI .3.1:</b> résumer de calcul des armateurs verticaux pour chaque section. ....	187
<b>Tableau VI .3.2 :</b> section de ferrailages adopté et l'espacements pour voile de 1m.....	193
<b>Tableau VI .3.3 :</b> Ferrailage des voiles longitudinaux de 1m .....	195
<b>Tableau VI .3.4 :</b> Ferrailage des voiles longitudinaux de 3.5m .....	196
<b>Tableau VI .3.5 :</b> Ferrailage des voiles transversales de 4.05m .....	197
<b>Tableau VII.1 :</b> Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal) .....	203
<b>Tableau VII.2 :</b> Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal) .....	203
<b>Tableau VII.3 :</b> Surface des semelles filantes sous poteaux.....	204
<b>Tableau VIII.4 :</b> Ferrailage de la dalle. ....	215

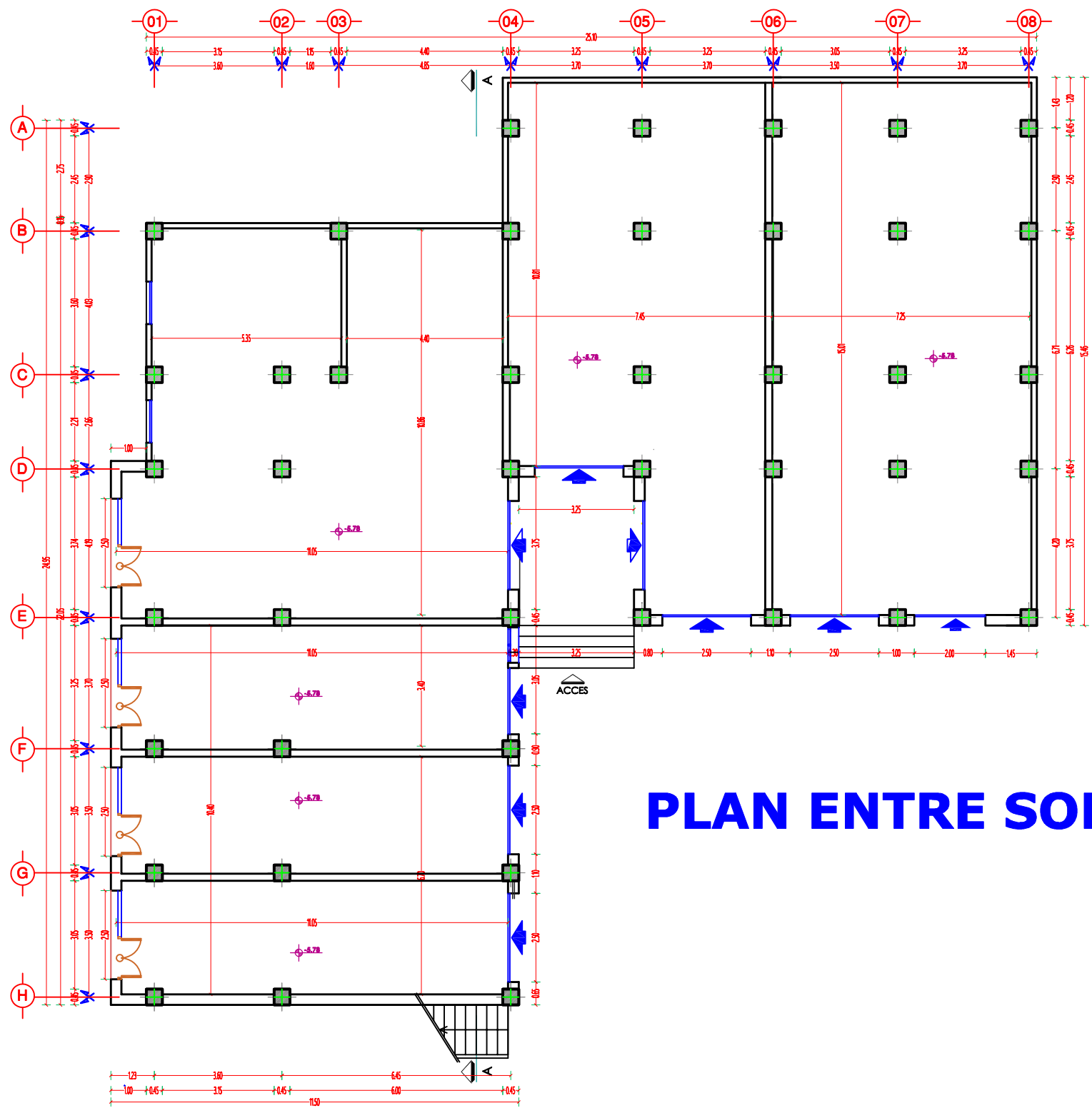
<b>Tableau VII.5 :</b> Vérification de la condition de non fragilité .....	215
<b>Tableau VII.6 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	218
<b>Tableau VII.7 :</b> charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .....	222
<b>Tableau VII.8 :</b> charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal .....	223
<b>Tableau VII.9 :</b> Les efforts internes dans les nervures .....	228
<b>Tableau VII.10:</b> Le ferrailage adopté pour la nervure .....	229
<b>Tableau VII.11:</b> Vérification des recommandations exigées par le RPA .....	231
<b>Tableau VII.12:</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	232
<b>Tableau VIII.1 :</b> vérifications des contraintes .....	241



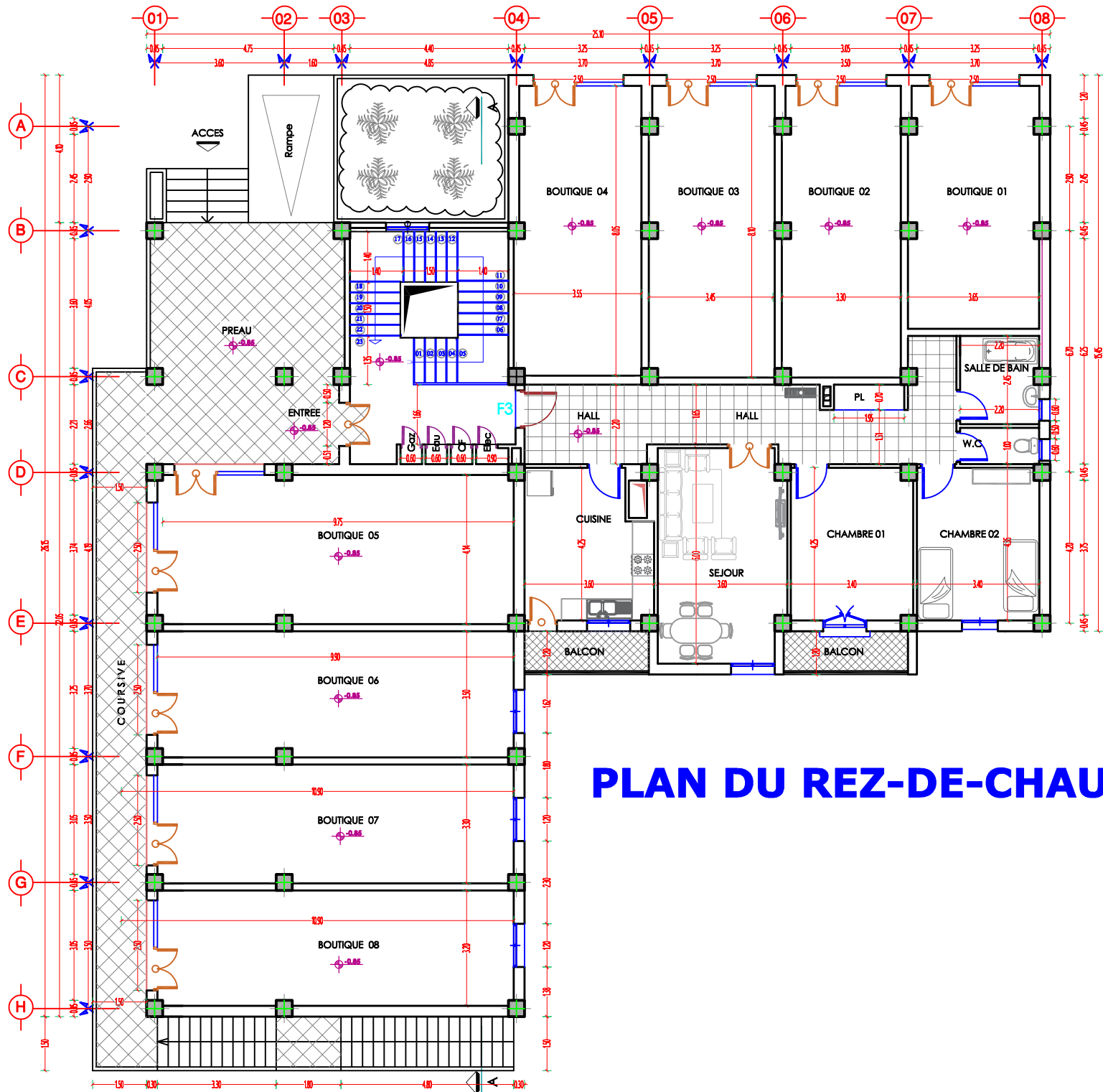
**FAÇADE PRINCIPALE**



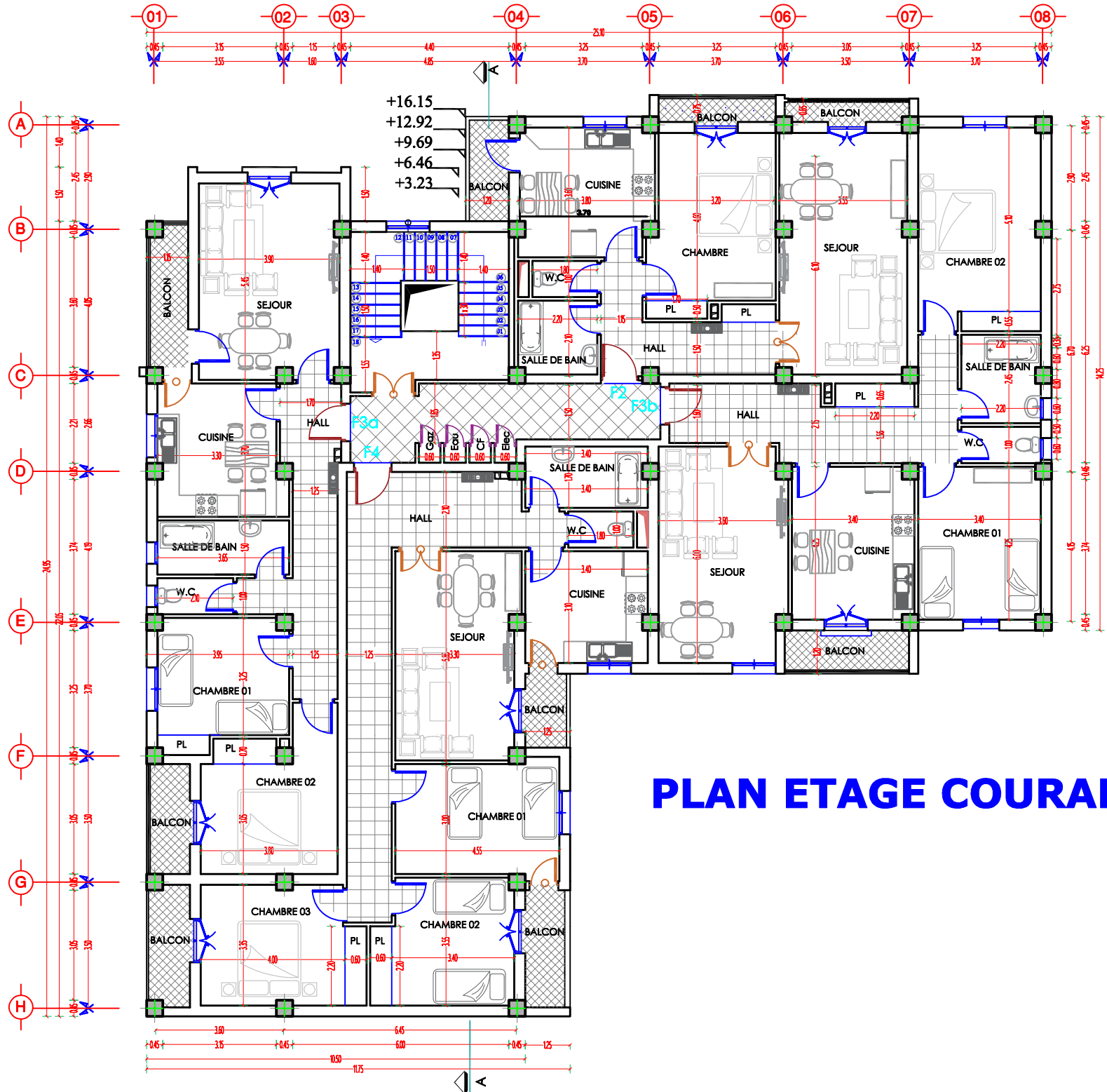
**COUPE A-A**



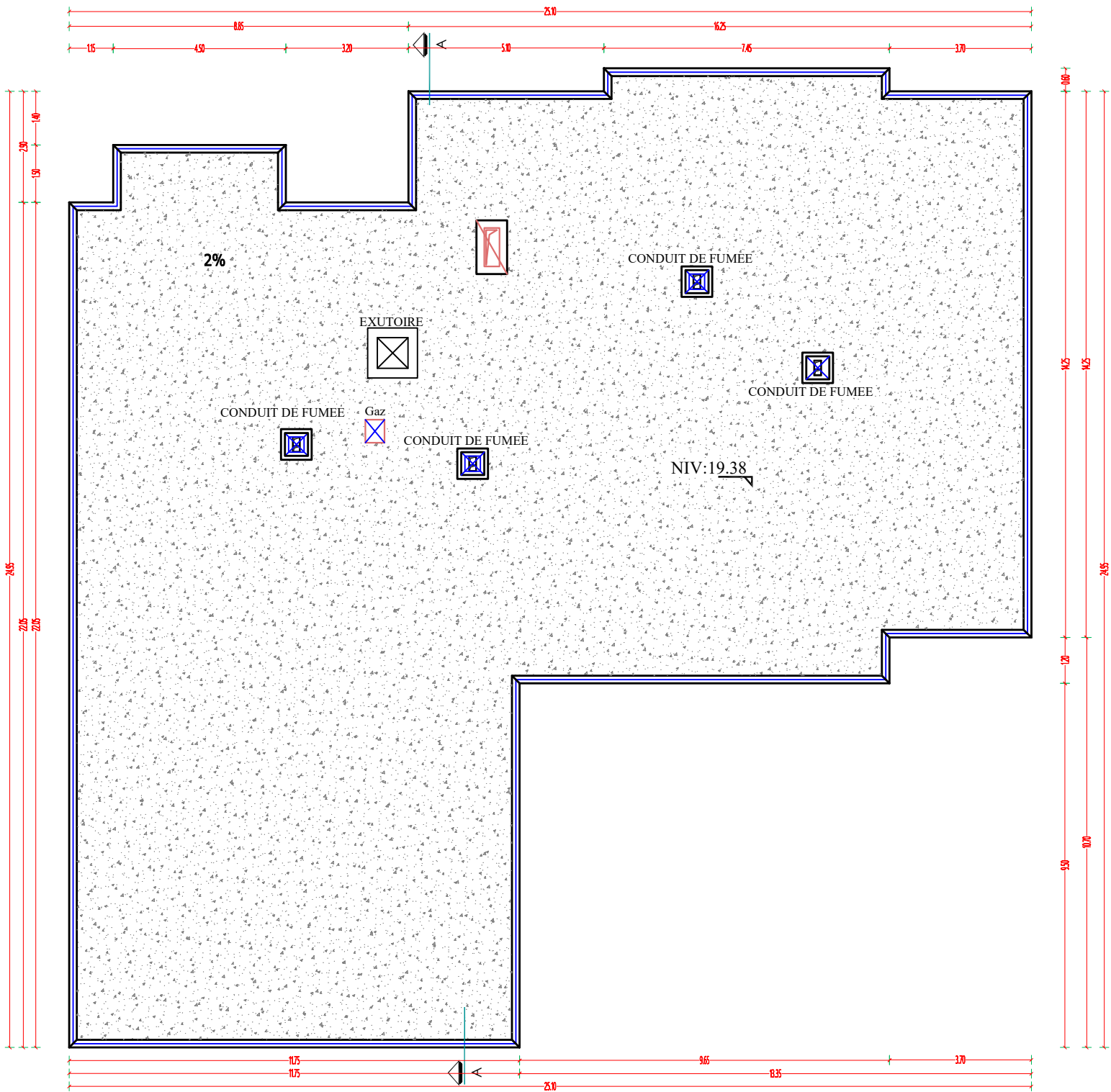
# PLAN ENTRE SOL



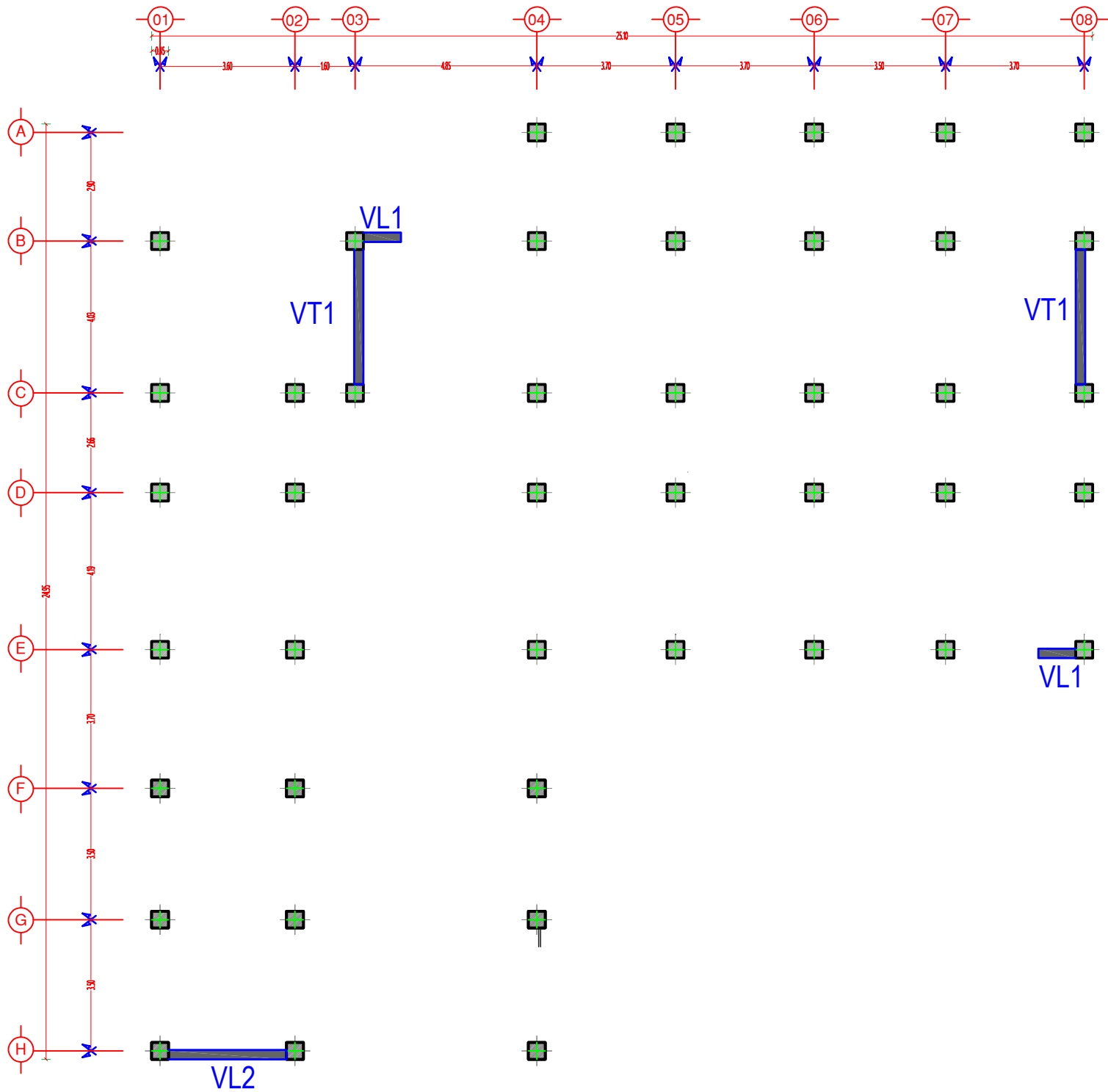
# PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE



**PLAN ETAGE COURANT**



# PLAN DE TERRASSE



# PLAN DE DISPOSTION DES VOILES

# Sommaire

Liste de figure

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Présentation l'ouvrage ..... 01-09

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ..... 10-28

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux29-122

- III-1- Acrotère ..... 29-35
- III-2-Plancher ..... 36-62
- III-3- Balcons (console)..... 63-67
- III-4-Dalle pleine ..... 68-74
- III-5-Porte à faux ..... 75-78
- III-6-Poutre de chaînage ..... 79-88
- III-7- Escaliers ..... 89-106
- III-8-Poutre palière ..... 107-122

Chapitre IV : Modélisation de la structure ..... 123-143

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA ..... 144-153

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux ..... 154-199

- VI -1-Ferrailage des poteaux..... 154-173
- VI -2-Ferrailage des poutres..... 174-183
- VI -3-Ferrailage des voiles ..... 184-176

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure ..... 200-232

Chapitre VIII : Etude de mur plaque ..... 233-241

Conclusion

Bibliographie

# Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs.

En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes.

Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant mon cursus, on a choisi le calcul des éléments structurants d'un bâtiment (R+5+S-SOL) contreventé par le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, ainsi assurer la sécurité des usagers, pour cela mes calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).



# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage**

**I.1) Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total de bâtiment).

- Ses éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

**I.2) Description de l'ouvrage :**

Ce projet proposé par un bureau d'étude consiste en l'étude d'une structure (entre sol R+5) à usage multiple (Commerces, habitation) qui est implanté à Tizi-ouzou ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et de groupe d'usage 2 selon la classification du **RPA 99(Article 3.2)**

**I.3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur totale (L).....26.15m
- Largeur totale(B) .....25.10m
- Hauteur totale(H) (sans acrotère) .....25.16m
- Hauteur de RDC .....4.08m
- Hauteur de l'étage courant.....3.23m
- Hauteur de l'acrotère .....0.60m
- Hauteur de l'entre sol .....4.93m

**I.4) Caractéristiques du sol :**

Contrainte admissible du sol : 1.8 bar

**I.5) Définition des éléments de l'ouvrage :**

- **L'ossature** : le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux, poutres) et un ensemble des voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.
- **Les Planchers** : Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction, il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment, limiter les étages et assurer une isolation thermique et phonique. Dans notre cas le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles.

Le plancher terrasse de notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux de pluviales.

- **La maçonnerie :**
  - **les murs extérieurs (façades) :** réalisés en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et 5cm pour la lame d'air qui assure l'isolation thermique et phonique.
  - les murs intérieurs ou murs de séparation :** réalisés en simple cloison de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm.
- **L'Escalier :** est une suite régulière de marches, ou degrés qui servent monter ou à descendre.il permet ainsi l'accès aux différents niveaux est assuré par une cage d'escalier réalisé en béton armé.
- **Les Balcons :** Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- **Les revêtements :**
  - Carrelage (scellé) pour les plancher et les escaliers.
  - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
  - Mortier de ciment pour les façades et les cages d'escaliers.
  - Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- **Le coffrage :** On utilise un coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.
- **Voile :** sont des murs en béton armé, appelé couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.
- **Les fondations :** La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, entouré au bâtiment, encastré à la base d'un plancher terrasse.

#### **I.6) Caractéristiques mécaniques de l'ouvrage :**

##### **Matériaux utilisés :**

Le principal matériau utilisé pour la construction de notre projet est le béton armé. Il est constitué du Béton et du l'acier.

**I.6.1) Béton :****A. Généralités :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91 et le RPA 99 version2003** applicable en ALGERIE.

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- Granulats (sable0/5, gravier5/25) :
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400  $\text{kg}/\text{m}^3$
- Eau de gâchage :150à 200L

**B. Résistance caractéristique du béton :**

On définit deux types de résistance :

✓ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté  $f_{c28}$ .

Elle est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350  $\text{Kg}/\text{m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

La résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right) f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{1.4 + 0.95j} \right) f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91/Art2.1, 11})$$

Dans notre étude, on prendra  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

✓ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par  $f_{tj}$  est exprimée en MPa et définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$t=28$ jours

(BAEL91/Art2.1, 12)

Dans notre cas on opte pour :  $f_{t28}= 2.1MPa$

### C. Les Modules de déformation :

#### ✓ Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

**-Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} (MPa) = 32164.20 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL91/Art2.1, 21})$$

**-Module de déformation différée :** Il permet de calculer la déformation finale du béton (Déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} (MPa) = 10818.87 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL91/Art2.1, 22})$$

#### ✓ Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson  $\nu$  :

(BAEL 91, art A.2.1.3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu=0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

### D. Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

#### ✓ **Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

#### • **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

-Le béton tendu est négligé dans les calculs.

-L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

✓ **Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

• **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
  - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
  - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
  - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
  - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $n=15$ )
- $n=15$  : coefficient d'équivalence.

✓ **Modèles de calcul :**

**A l'ELU :** pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  : c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  : compression avec flexion.

Avec  $\varepsilon_b$ : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} \quad (\text{BAE7L 91, art A.4.3, 41})$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b=1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_b=1,5$  situation courante.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta=1$  : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta=0,9$  : si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta=0,85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

À 28 jours on a  $f_{bc}=14,2\text{MPa}$ .

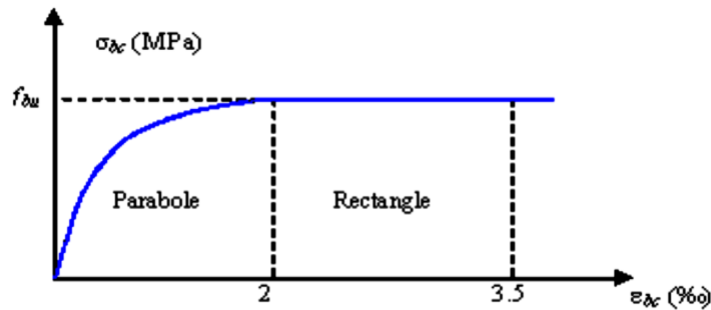


Figure I.1: Diagramme des Contraintes déformations du béton à L'ELU.

À l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc}=0,6f_{cj} \quad (\text{BAEL91, artA.4.5, 2})$$

$$\sigma_{bc}=0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

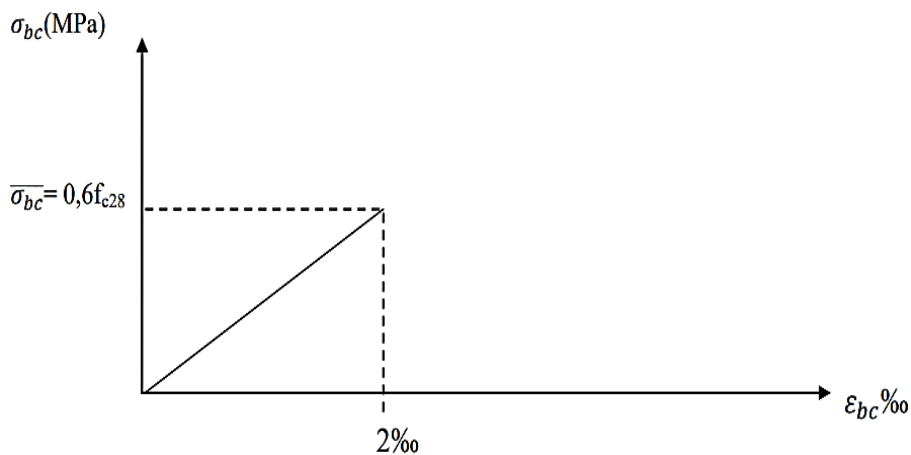


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

**E. Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

(BAEL 91 modifies 99, art A.5.1, 21).

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$ : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile ( $0,9h$  position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes :

- Si les armatures sont droites :

• **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

• **Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

- Si les armatures sont inclinées à  $45^\circ$  :  $\bar{\tau}_u \leq 0.9 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$
- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$  : il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de  $\bar{\tau}_u$ .

**F. Poids volumique de béton :** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

## I.6.2) Acier :

### A. Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

-Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.

-Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.

-Treillis soudé de type TS520.

### B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

(BAEL 91, art A.2.2, 1)

**C. Contraintes limites :**

✓ **Contrainte limite ultime :**  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  (ART A.4.3.2.BAEL 91 modifiés 99)

$\bar{\sigma}$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$  en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$  en situation accidentelle.

✓ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32)

- **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ... etc.

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t} \right\}$  (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33)

- **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_t}) \right\}$  (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

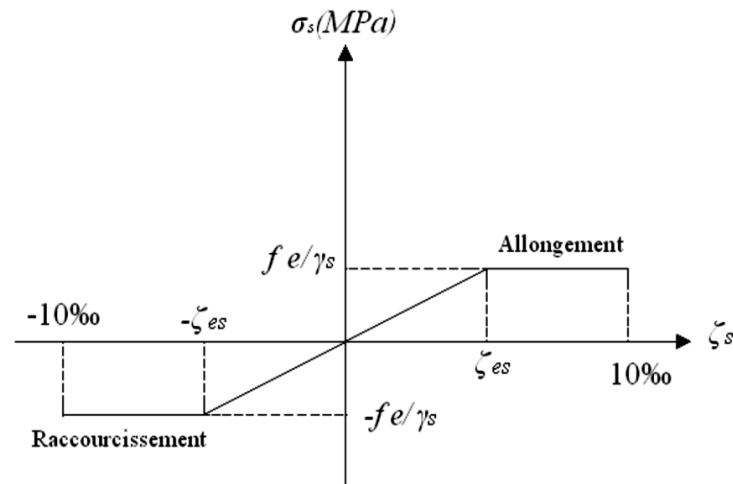
$\eta = 1,6$  □ pour les HA de diamètre  $\geq 6$  mm.

$\eta = 1,3$  □ pour les HA de diamètre  $< 6$  mm.

$\eta = 1,0$  □ pour les ronds lisses.

**D. Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2, 2).



**Figure I.3 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

#### E. Protection des armatures :

(BAEL 91, art A.7.2, 4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓  $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓  $C \geq 3\text{cm}$  : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓  $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

#### I.6) Les règlements utilisés :

Le calcul de l'ouvrage est effectué conformément aux règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites).
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR (document technique réglementaire).



## **CHAPITRE II**

### **Pré dimensionnement des éléments**

## II.1) Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les actions des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils ont soumis.

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

## II.2) Pré dimensionnement des planchers :

### ✓ Plancher à corps creux :

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99})$$

$L_{\max}$  : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

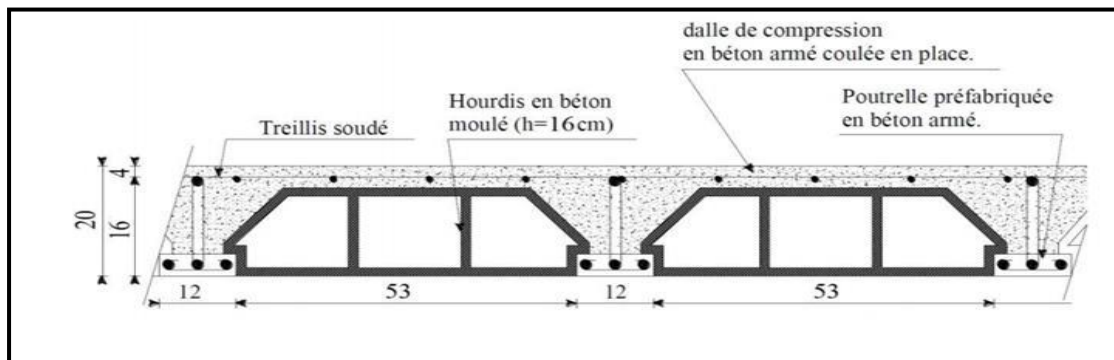
ht: épaisseur de la dalle.

$$L_{\max} = 419 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{419}{22.5}$$

$$ht \geq 18.62 \text{ cm}$$

-On prend :  $ht = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$



**Figure II.1:** Coupe vertical d'un plancher à corps creux (16+4).

### ✓ Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu.

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.

Le plus grand panneau a comme dimensions  $l_x=419\text{cm}$ , L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les 3 conditions précédentes :

➤ Le panneau le plus sollicité aux dimensions suivantes :

$L_x=4.19\text{ m} ; L_y=6.45\text{ m}$

**Condition de résistance :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour } \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 20) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 35) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 50) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $L_x=4.19\text{m}, L_y =6.45\text{m}$

$\frac{L_x}{L_y} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow$  **La dalle est considérée comme portant dans deux directions.**

$$\Rightarrow, \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow, \frac{419}{50} \leq e_p \leq \frac{419}{30}$$

$$\Rightarrow 8.38\text{ cm} \leq e_p \leq 13.97\text{cm}$$

**a. Résistance au feu :**

$e = 7\text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

On opte :  $e = 11\text{ cm}$ .

**b. Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à  $13\text{ cm}$  pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $15\text{ cm}$ .

**c. Résistance à la flexion :**

- L'épaisseur de la dalle de la porte à faux est donnée par la formule :  $e \geq L_0/10$

-  $L_0$ : portée libre

-  $e$  : épaisseur de la dalle

-  $L_0=1.25\text{m}$

-  $e \geq 1.25/10=0.125\text{m} = 13\text{ cm}$

-Donc on prend l'épaisseur du plancher en dalle pleine  $e_p=15\text{cm}$

### II.3) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée ; qui assurent la transmission des charge et surcharge des plancher aux éléments verticaux (poteaux, voiles)  
Elle assure aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la longueur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

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

$$0.4h < b < 0.7h$$

Avec :

L: longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre

b: largeur de la section

Les dimensions des poutres doivent respecter(l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003) suivant :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

#### ✓ Poutre principale :

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a  $L=600\text{cm}$

Donc :

- $\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$
- $40 \leq h \leq 60$

On prend:  $h=50\text{cm}$

$$0.4h < b < 0.7h$$

$$\underline{\text{AN:}} 0.4(50) < b < 0.7(50) \Rightarrow 20 < b < 35$$

On prend :  $b=30\text{cm}$

**Vérifications :**

(R.P.A 99 version2003 )

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.66 < 4$ .....condition vérifiée.

-Donc prend la section de la poutre principale :  $(h \times b) = (50 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ **Poutre secondaire :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

On a :  $L=419-25=394\text{cm}$

Donc :

- $\frac{394}{15} \leq h \leq \frac{394}{10}$
- $26.27 \leq h \leq 39.4$

On prend:  $h=35\text{cm}$

$0.4h < b < 0.7h$

AN :  $0.4(35) < b < 0.7(35) \Rightarrow 14 < b < 24.5$

On prend :  $b=30\text{cm}$

**Vérifications :**

(R.P.A 99 version2003 )

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.17 < 4$ .....condition vérifiée.

-Donc prend la section de la poutre secondaire :  $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ **Poutre palière :**

On a :  $L=440\text{cm}$

Donc :

- $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$
- $29.33 \leq h \leq 44$

On prend:  $h=35\text{cm}$

$0.4h < b < 0.7h$

AN :  $0.4(35) < b < 0.7(35) \Rightarrow 14 < b < 24.5$

On prend :  $b=25\text{cm}$

**Vérifications :**

(R.P.A 99 version2003 )

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.4 < 4$ .....condition vérifiée.

-Donc prend la section de la poutre palière :  $(h \times b) = (35 \times 25) \text{ cm}^2$

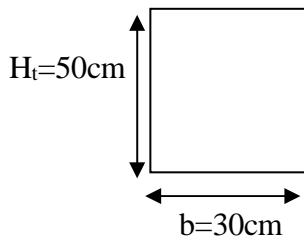
**Résumé :**

**Tableau II.1 :** Vérifications des Conditions de l'article7.5.1RPA99/V2003.

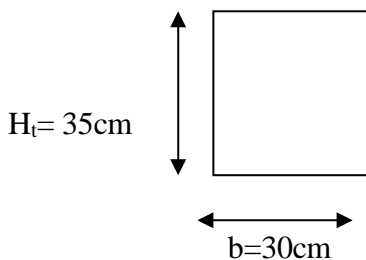
Conditions	Poutres principales de L=6m	Poutre secondaires	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	50	35	35	✓
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	✓
$h/b \leq 4$	1.66	1.17	1.4	✓

Conclusion : On optera pour des poutres de dimensions suivantes :

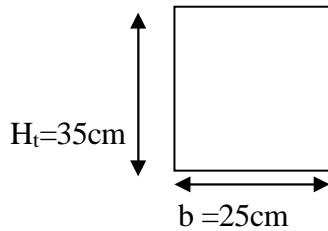
- Poutre principale  $H_t=50 \text{ cm}$ ,  $b=35 \text{ cm}$  pour  $L=6 \text{ m}$



- Poutre secondaire  $H_t=35 \text{ cm}$ ,  $b=30 \text{ cm}$



- Poutre palière  $H_t=35\text{cm}$ ,  $b=30\text{cm}$



#### II.4) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99/Version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e_p$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

$e_p$  : épaisseur des voiles.

$L_0$  : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « $h_e$ » et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e_p \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

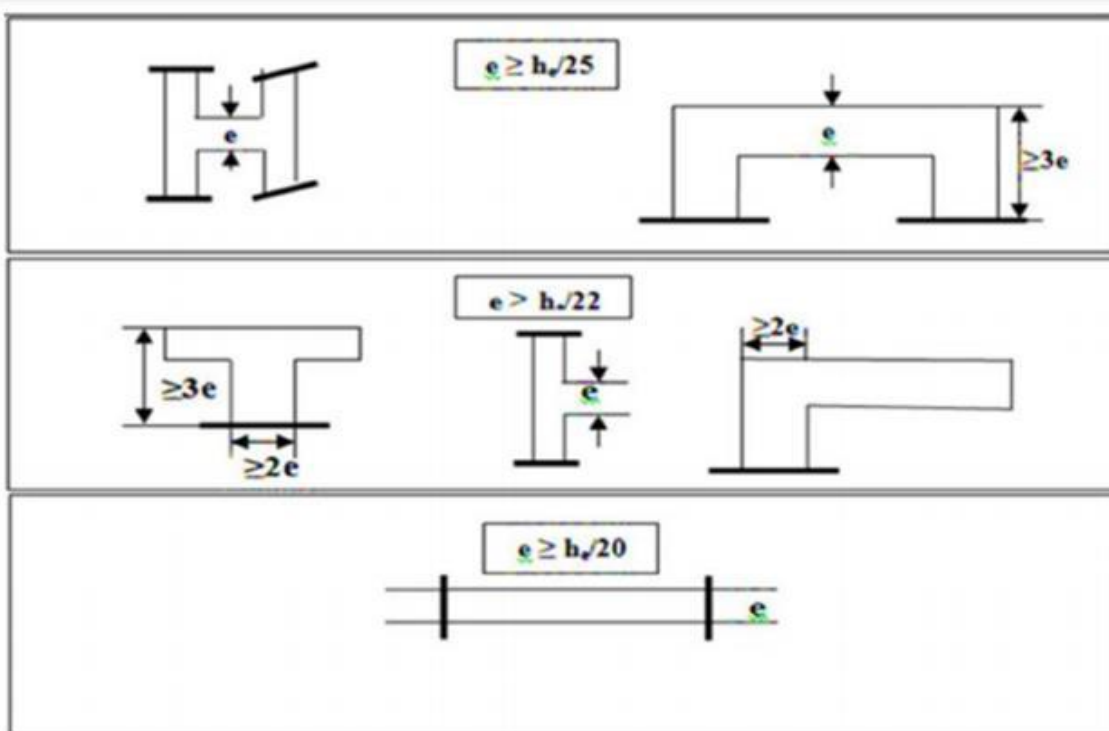


Figure II.2: coupes de voiles en plans

Dans notre structure le cas le plus défavorable c'est le 3ème cas ; on prend  $e_p \geq \frac{h_e}{20}$

- Pour l'entre sol :  $h_e = h_{e.s} - e_{dalle} = 493 - 20 = 473$  cm,  $e_p \geq 473 / 20 = 23.65$ cm
- Pour le RDC :  $h_e = h_{RDC} - e_{dalle} = 408 - 20 = 388$  cm,  $e_p \geq 388 / 20 = 19.4$  cm
- Pour l'étages courants :  $h_e = h_{étage} - e_{dalle} = 323 - 20 = 303$ cm,  $e_p \geq 303 / 20 = 15.15$ cm

❖ On adoptera pour une épaisseur de :

- 25 cm pour l'entre sol.
- 20cm pour le RDC et l'étages courants.

$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80$ cm.....condition vérifiée.

$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 25 = 100$ cm.....condition vérifiée.

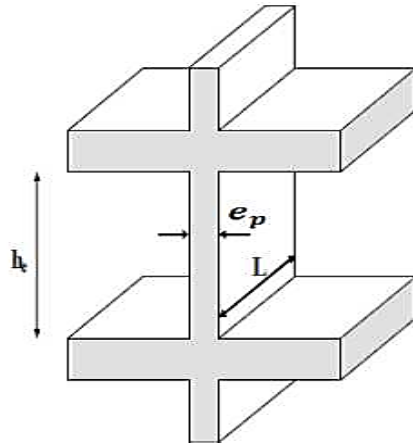


Figure II.3 : coupes des voiles en élévation.

### II.5) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés à ELS ; en compression simple avec un effort normal de compression  $N_s = (Q+G)$

$N$  : effort normal

$G$  : charge permanente

$Q$  : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section de poteau est obtenue par la formule suivante:  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$

Avec :  $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$ .

$B$  : La section du poteau

$N_s$  : effort normal

$\sigma_b$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Selon l'article (B.8.4.1) de CBA 93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq (b_1/h_1) \leq 4$

Avec  $(b_1, h_1)$  : section transversale des poteaux.

Sachant que la section minimale exigée par le (RPA99 version2003) est de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

a) Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2.**

✓ Charges permanentes :

On a la charge :  $G = \rho \cdot e$

$\rho$  : C'est le poids volumique

$e$  : L'épaisseur de l'élément

- Planchers à corps creux de niveau courant :

**Tableau II.2 :** charge permanente revenant au plancher à corps creux de niveau courant.

N	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,06	10	0,60
6	Briques creuses	0,10	9	0,90
<b>Charges permanente = 5.5 kN/m<sup>2</sup></b>				

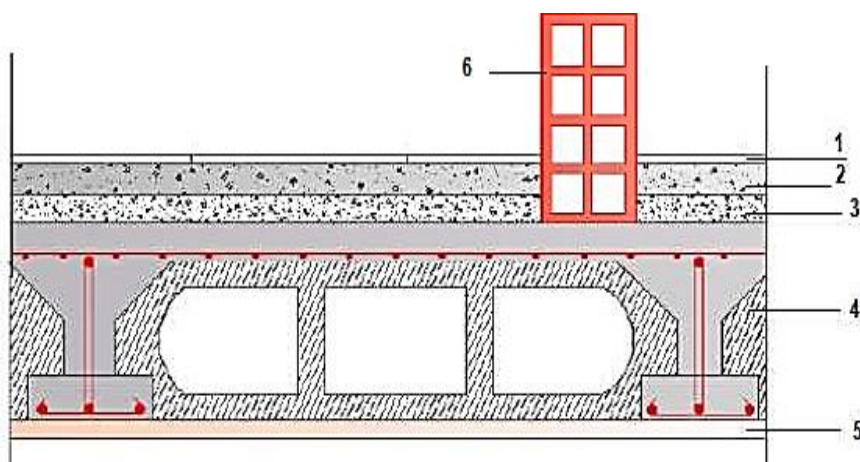


Figure II.4.: Coupe verticale d'un plancher à corps creux de niveau courant

- **Planchers à corps creux de terrasse inaccessible :**

Tableau II.3 : charge permanente revenante au plancher Terrasse inaccessible en corps creux.

N	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente 1%	0,07	22	1.54
4	Plancher à corps creux	0,20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Feuille de polyane	0,0	1	0,01
<b>Charges permanente = 5.83 kN/m<sup>2</sup></b>				

- Plancher la dalle pleine :

Tableau II.4 : charge permanente revenant à la dalle pleine.

N	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de pose	0,02	22	0,44
2	Couche de sable	0,02	18	0,36
3	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
4	Carrelage	0,20	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3.75
<b>Charges permanente = 5.35 kN/m<sup>2</sup></b>				

Murs extérieurs :

Tableau II.5 : les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

N	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	09	0.9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanente = 2.36 kN/m<sup>2</sup></b>				

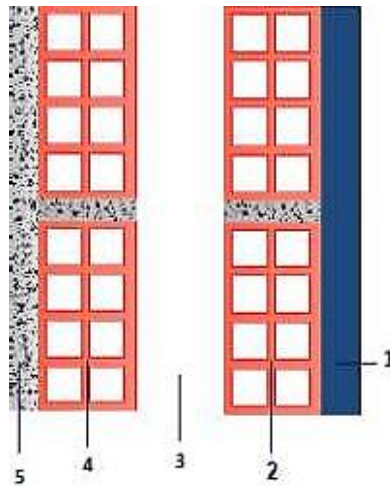


Figure II.5: Coupe verticale d'un mur extérieur.

**Murs intérieurs :**

Tableau II.6 : les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

N°	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charges permanente = 1.3 kN/m<sup>2</sup></b>				

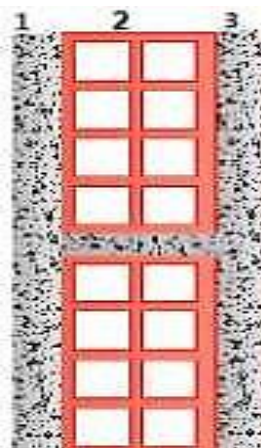


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Surcharge d'exploitation :

- ✓ Plancher sous sol à usage commercial ..... 2.5 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher étage courants a usage d'habitation.....1.5KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher terrasse non accessible.....1 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Acrotère .....1 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Balcons .....3.5KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Escaliers.....2.5KN/m<sup>2</sup>

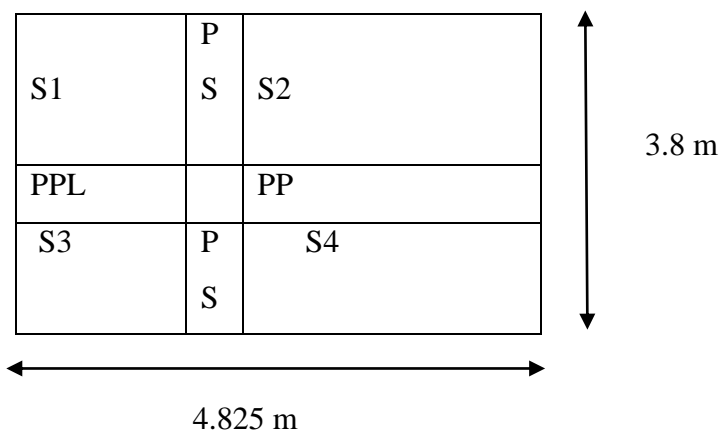
**b) La décente de charge :**

On appel décente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

➤ **Surface d'influence :**

Nous calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression poteau (X2, Y4)  
Surface du plancher revenant à ce poteau qui est le plus sollicité.



**Figure II.7 :** surface d'influence du poteau

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.87 \times 1.575 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3 \times 1.87 = 5.61 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.625 \times 1.575 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3 \times 1.625 = 4.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 3.771 + 6.756 + 5.966 + 3.33 = 16 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propres des éléments :**

**- Plancher :**

$$\text{-Plancher terrasse : } P = G \times S = 16 \times 5.84 = 93.44 \text{ KN}$$

$$\text{-Plancher étage courant : } P = G \times S = 16 \times 5.5 = 88 \text{ KN}$$

$$\text{-Plancher du RDC : } P = G \times S = 16 \times 5.5 = 88 \text{ KN}$$

**- Poutre :**

$$\text{Avec: } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{-Poutre principale (L=6m) : } G_{pp} = \rho \times b \times h \times (4.825) = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 4.825 = 18.09 \text{ KN}$$

$$\text{-Poutre secondaire : } G_{ps} = \rho \times b \times h \times (3.795) = 25 \times 0.3 \times 0.25 \times 3.795 = 7.12 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 18.09 + 7.12 = 25.21 \text{ KN}$$

On trouve  $G_p = 25.21 \text{ KN}$

**- Poteaux :**

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm<sup>2</sup>

Poids du poteau du entre sol :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.93 \times 25 = 7.70 \text{ KN}$$

Poids du poteau du RDC :

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

Poids du poteau de l'étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.23 \times 25 = 5.04 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des charges d'exploitation des éléments :**

- Plancher Entre-sol :  $Q_{\text{entre.sol}} = 2.5 \times 16 = 40 \text{ KN}$
- Plancher de RDC :  $Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 16 = 40 \text{ KN}$
- Plancher étages courants a usage d'habitation :  $Q_{\text{etg.crt}} = 1.5 \times 16 = 24 \text{ KN}$
- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 16 = 16 \text{ KN}$

➤ **Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$

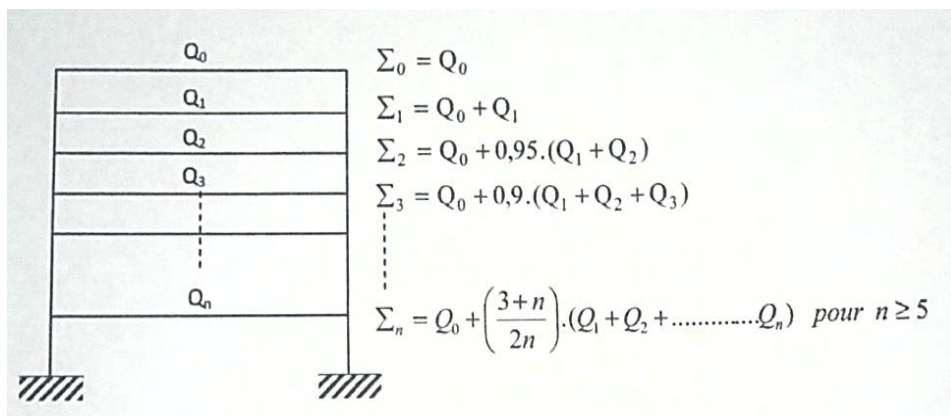
Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation du plancher de l'étages  $i$ .

$n$ : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation a l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges.



**Coefficients de dégression des surcharges :**

**Tableau II.7 :** valeur des coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	5	4	3	2	1	RDC	E.SOL
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

**Les surcharges cumulées :**

$Q_0(\text{terrasse})=16\text{KN}$

$5^{\text{em}}\text{Etage} \Rightarrow Q_0=16 \text{ KN}$

$4^{\text{em}}\text{Etage} \Rightarrow Q_1= (Q_0 +Q_1)= 16+24=40 \text{ KN}$

$3^{\text{em}}\text{Etage} \Rightarrow Q_2= Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 16+0.95 (24+24)=61.6 \text{ KN}$

$2^{\text{em}}\text{Etage} \Rightarrow Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 16+0.90 (24 \times 3) =80.8\text{KN}$

$1^{\text{em}}\text{Etage} \Rightarrow Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 16+0.85 (24 \times 4) =97.6 \text{ KN}$

$\text{RDC} \Rightarrow Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 16+0.80 (24 \times 4+40) =124.8\text{KN}$

$\text{Entre sol} \Rightarrow Q_6= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =16+0.75 (24 \times 4+40+40) =148\text{KN}$

**c) Dimensionnement des poteaux :**

**Tableau II.8 :** pré dimensionnement des poteaux

Niveau des planchers	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Effort tranchant [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	
	G plancher	Gpot	Gpoutre	Gtot	Gcum	Q	Qcum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_b}$	Section adoptée (b x h)
5	93.44	0	25.21	118.65	118.65	16	16	134.65	89.77	35x35
4	88	5.04	25.21	118.25	236.9	24	40	276.9	184.6	40x40
3	88	5.04	25.21	118.25	355.15	24	61.6	416.75	277.83	40x40
2	88	5.04	25.21	118.25	473.4	24	80.8	554.2	369.47	40x40
1	88	5.04	25.21	118.25	591.65	24	97.6	689.25	459.5	45x45
RDC	88	6.375	25.21	119.62	711.27	40	124.8	836.07	557.38	45x45
Entre Sol	88	7.7	25.21	120.91	832.18	40	148	980.18	653.45	45x45

d) **Vérifications :**

✓ Vérification selon **RPA 2003 (Art7.4.1) :**

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

**Tableau II.9 :** vérification relative au coffrage

Poteaux	Conditions exigées Par RPA	Valeur calculée	Vérification
35x35	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 35$	C.V
	$\text{Min}(bxh) \geq h_e/20$	$323/20 = 16.15 \leq 30$	C.V
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq b/h = 1 \leq 4$	C.V
040x40	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 40$	C.V
	$\text{Min}(bxh) \geq h_e/20$	$323/20 = 16.15 \leq 40$	C.V
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq b/h = 1 \leq 4$	C.V
45x45	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 45$	C.V
	$\text{Min}(bxh) \geq h_e/20$	$323/20 = 16.15 \leq 45$	C.V
	$\text{Min}(bxh) \geq h_e/20$	$408/20 = 20.4 \leq 45$	C.V
	$\text{Min}(bxh) \geq h_e/20$	$493/20 = 24.65 \leq 45$	C.V
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq b/h = 1 \leq 4$	C.V

e) **Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du 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.

Il faut vérifier l'élancement des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :  $L_f$ : Longueur de flambement ( $L_f = 0,7L_0$ ).

$i$ : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$L_0$ : Hauteur libre du poteau.

$I$ : Moment d'inertie du poteau ( $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  ;  $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ )

$S$ : Section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

$\lambda$ : Elancement du poteau.

$$\lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}} \times \sqrt{bh} = \frac{0,7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Pour : l'entre sol on a un poteau de (45x45) :  $L_0=4.93\text{m}$  ;  $\lambda=26.56 < 50$

RDC on a un poteau de (45x45) :  $L_0=4.08\text{m}$  ;  $\lambda=21.99 < 50$

1<sup>ère</sup> étage on a un poteau de (45x45) :  $L_0=3.23\text{m}$  ;  $\lambda=17.40 < 50$

2<sup>ème</sup> ,3<sup>ème</sup> ,4<sup>ème</sup> étages on a des poteaux de (40x40) :  $L_0=3.23\text{m}$  ;  $\lambda=19.58 < 50$

5<sup>ème</sup> étage on a un poteau de (35x35) :  $L_0=3.23\text{m}$  ;  $\lambda=22.38 < 50$

⇒  $\lambda < 50$  : La résistance de tous les poteaux est vérifiée Vis-à-vis du flambement.

## II.6) Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

### ✓ Les planchers :

Hauteur du plancher :

- Corps creux :  $ht=20\text{cm} = (16+4) \text{ cm}$
- Dalle pleine :  $ep=15\text{cm}$

### ✓ Les poutres :

- Section des poutres principales :  $(50 \times 30) \text{ cm}^2$
- Section des poutres secondaires :  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$
- Section de la poutre palière :  $(35 \times 25) \text{ cm}^2$

### ✓ Les poteaux :

La section des poteaux est :

- Entre sol au 1<sup>ère</sup> étage  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 5<sup>ème</sup> étage  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

### ✓ Les voiles :

Epaisseur des voiles :

- **e=25 cm** pour l'entre sol.
- **e=20cm** pour le RDC et l'étages courants

**Remarque :**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres, notamment pour la modélisation. Mais ces résultats peuvent être modifiés si les conditions des réglementations n'étaient pas vérifiées.



**CHAPITRE III**  
**Calcul des éléments non-structuraux**

**III.1) L'Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale (Q=1KN/ml) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de (1m) de largeur.

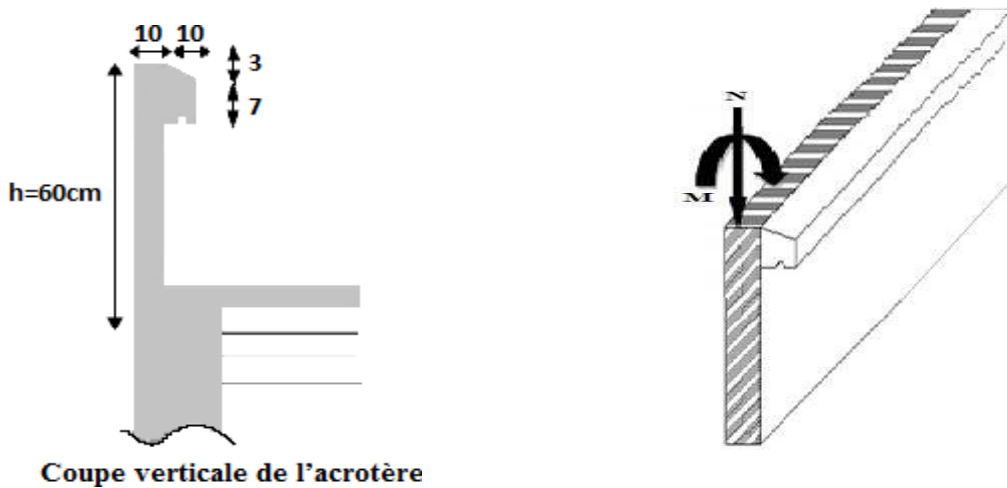


Figure III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère.

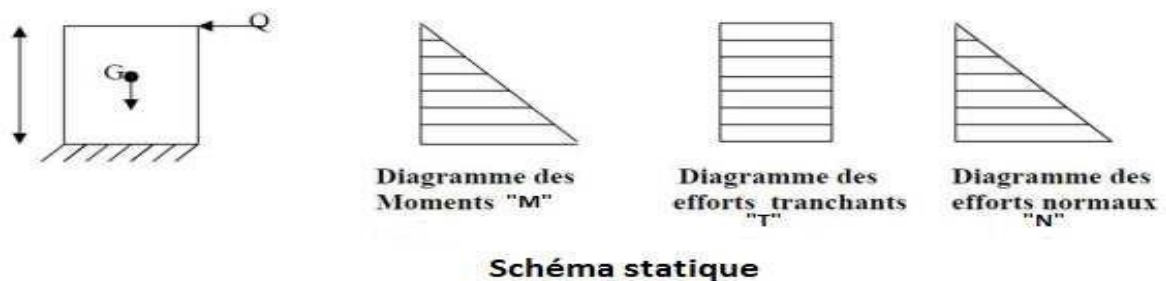


Figure III.1.2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

**II.1.1) Calcul des sollicitations :**

- Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N_G = \rho \times S \times 1m$$

**Avec :**

$$S = [(0,03 \times 0,1)/2] + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = \mathbf{0,0685m^2}$$

$$N_G = 25 \times 0,0685 \times 1 = \mathbf{1,713KN.}$$

$\rho$ : Masse volumique du béton.

S: Section transversale de l'acrotère.

- **Effort horizontal :**

$$Q = 1KN/ml$$

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

$$M = Q \times H \times 1m.$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6KN.m.$$

$$\Rightarrow M = \mathbf{0,6 KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1KN$$

$$\Rightarrow T = \mathbf{1KN}$$

**II.1.2) Combinaison de charge :**

- **A l'ELU :**

La combinaison de charge est :  $1,35G + 1,5Q$

$$\text{Effort dû au poids propre } G: N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,713 = 2,313KN$$

$$\Rightarrow N_u = \mathbf{2.313KN}$$

$$\text{Moment de flexion dû à } Q: M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9KN.m$$

$$\Rightarrow M_u = \mathbf{0,9KN.m}$$

- **A l'ELS :**

La combinaison de charge est :  $Q + G$

Effort normal dû au poids propre G:

$$\Rightarrow N_s = \mathbf{1.713KN.}$$

Moment de flexion dû a Q:

$$\Rightarrow M_s = \mathbf{0,6KN.m}$$

**II.1.3) Ferrailage de l'acrotère :****II.1.3.1) A l'ELU :**

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU, on considère une section rectangulaire (bxh), sous un effort normal "Nu" et un moment de flexion "Mu".

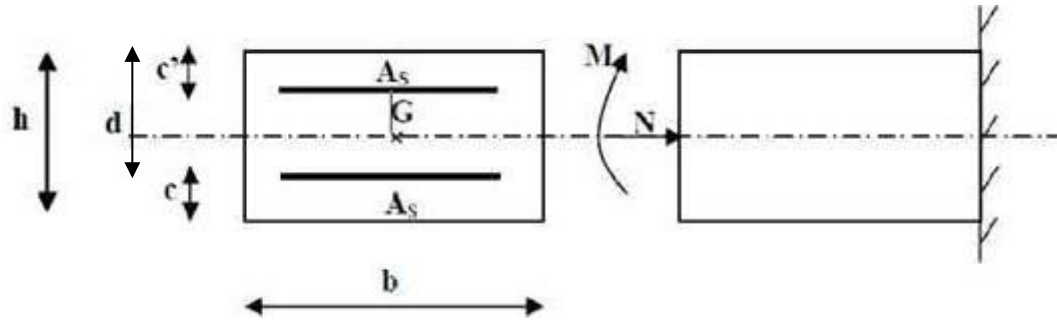


Figure III.1.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

“h” : épaisseur de la section =10cm.

“b” : largeur de la section=100cm.

“c”“c'” : enrobage=3cm.

“d” : la hauteur utile=h-c=7cm.

- **Position du centre de pression :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,313} = 39 \text{ cm}$$

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

$eu > [h/2 - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc **la section est partiellement comprimée**, On calcule les armatures en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif «Mf» on trouve une section d'armatures fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

**A-Moment fictif :**

$$Mf = Mu + Nu ((h/2) - c)$$

$$Mf = 0,9 + 2,313 ((10/2) - 0,03) \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{Mf = 0,947KN.m}$$

(h/2-c) : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

**B - Moment réduit :**

$$Mf = \mu_f b d^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \mu_f = \frac{Mf}{b d^2 f_{bu}}$$

**Avec:**  $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_c = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\mu_f = \frac{0,947 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée (S.S.A).}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_f = 0,0139 \quad \Longrightarrow \quad \beta_f = 0,995$$

- **Les armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot \beta_{f,d}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{0.969 \times 10^3}{348 \times 0.995 \times 7} = 0,399 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée :**

- **Les armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} \cdot \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,399 \cdot \frac{2.313 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,332 \text{ cm}^2$$

### II.1.3.2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

- **Armatures principale :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{str} \geq A_{min}$

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} \left[ \frac{e_u - 0.455d}{e_u - 0.185d} \right] b d$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{21}{400} \left[ \frac{39 - 0.455 \times 7}{39 - 0.185 \times 7} \right] \times 100 \times 7 = 0,802 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0,332 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Donc on adopte une section :  $A_{str} = A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \Rightarrow A_{str} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{str}}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{str} = 0,5 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on adopte une section : } A_r = A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4\text{Ø}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres :**

• **Armatures verticales :**

$$A=2,01\text{cm}^2.$$

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{30,33\text{cm}\} = 30\text{cm} \implies \text{donc } St \leq 30\text{cm}$$

**Soit :  $St=25\text{cm} < 30\text{cm}$ .**

• **Armatures de répartition**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{40,45\text{cm}\} = 40\text{cm}. \implies \text{donc } St \leq 40\text{cm}$$

**Soit :  $St=25\text{cm} < 40\text{cm}$ .**

➤ **Vérification au cisaillement :**

[BAEL 91 Art 5.1.1]

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right)$$

Avec :  $Vu=1,5Q=1,5\text{KN}$  ( $Vu$  : effort tranchant max à l'ELU).

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = \min \left( 0,15 \times \frac{25}{1,15} 4\text{MPa} \right) = \min (2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = 0,0214\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

$\implies$  Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :** (Art. 1.6.1,3 BAEL /91 modifié 99 )

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

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

$$Vu=1,5Q=1,5\text{KN}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \Phi \cdot \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\implies \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,236\text{MPa}$$

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

$\Psi_s$  : le coefficient de scellement = 1,5 pour les aciers hauts adhérences (HA).

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1\text{MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0,236\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$  ..... Condition vérifiée.

⇒ Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Espacement des armatures**

Armatures principales :  $St = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $St = 25\text{cm}$ .

- **Ancrage des barres :**

(Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ).

$$\text{Tel que : } L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22\text{cm}$$

On adoptera :  $L_s = 30\text{cm}$ .

Longueur d'encrage :  $L_a = L_s \times 0,4 = 0,4 \times 30 = 12\text{cm}$

### II.1.3.3) Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{f_{t28}}).$$

On a des aciers HA :  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

FeE400 ==>  $n = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63\text{MPa}$$

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

$\beta_1$  : est fonction de  $\rho$ .

$$\rho = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,915.$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{2,01 \times 0,915 \times 7} = 46,6\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 46,6\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63\text{MPa} \implies$  la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :** [Art A 4.5.2 du BAEL 91]

Pour une section rectangulaire (b×h), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$  :

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$\mu = 0,0136 \text{ Tableau } \alpha_u = 0,0171$$

$$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{10} = 0,25 + 0,25 = 0,50 > 0,0171 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

Nous devons vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} \times 46.6 = 0.974$$

$$\sigma_{bc} = 0,974 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Résumé :**

Le Ferrailage adopté par rapport à la section minimal est :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01cm<sup>2</sup>** et **St= 25 cm.**
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** et **St= 25 cm.**

**II.1.3.4) Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :** (R.P.A.99-Art.6.2.3)

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

**A:** coefficient d'accélération de zone ; dans notre cas  $A = 0,15$  (zone IIa et groupe d'usage 2).

**Cp:** facteur de force horizontal variant entre (0.3-0.8)

Soit :  $C_p = 0,3$

**Wp:** poids propre de l'acrotère  $W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$

**Fp:** force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que:  $F_p < Q = 1 \text{ KN}$

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1.71 = 0.307 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.307 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**II.1.4) Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère résiste bien à la sollicitation due au séisme local.

, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour ferrailage celui choisi précédemment.

### III.2) Les planchers :

Les planchers sont les éléments horizontaux de la structure, capable de reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, aussi il isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage, le calcul se fera pour un plancher en corps creux d'épaisseur (16+4), repose sur des poutrelles préfabriquées, et disposer suivant le sens de la petite portée.

Les plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage de corps creux qui utilisée comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

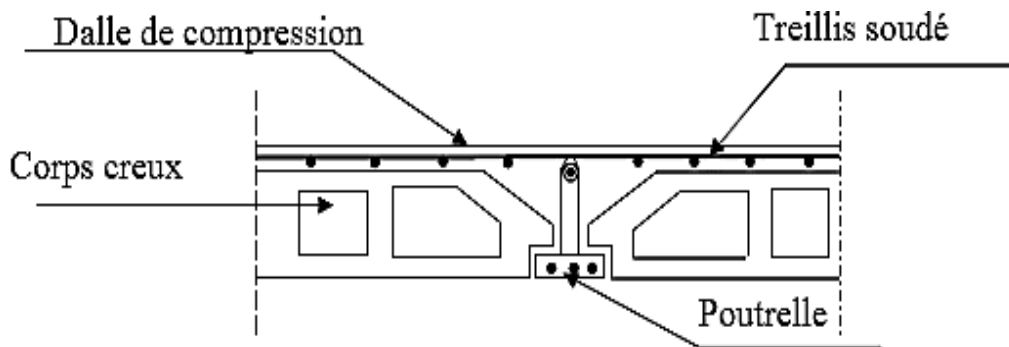


Figure III.2.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux.

#### III.2.1) Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TLE520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

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

##### A. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

- $A_{\perp}$ : en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire.

- $L$ : entre axe des poutrelles  $L_x = 65$  cm.
- $f_e$ : limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 520$  MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

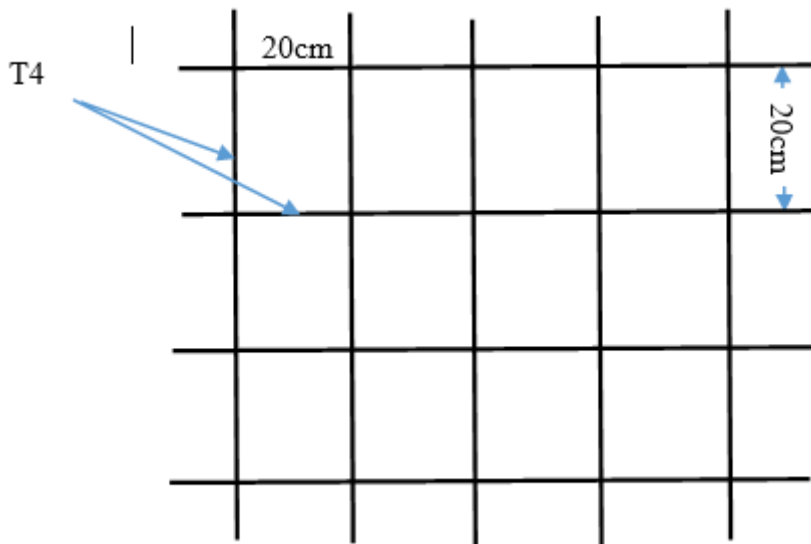
Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

### B. Les armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

**Conclusion :** Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE250) de maille (200x200 mm<sup>2</sup>).



**Figure III.2.2:** Treillis soudé (20x20) cm<sup>2</sup>.

### III.2.2) calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

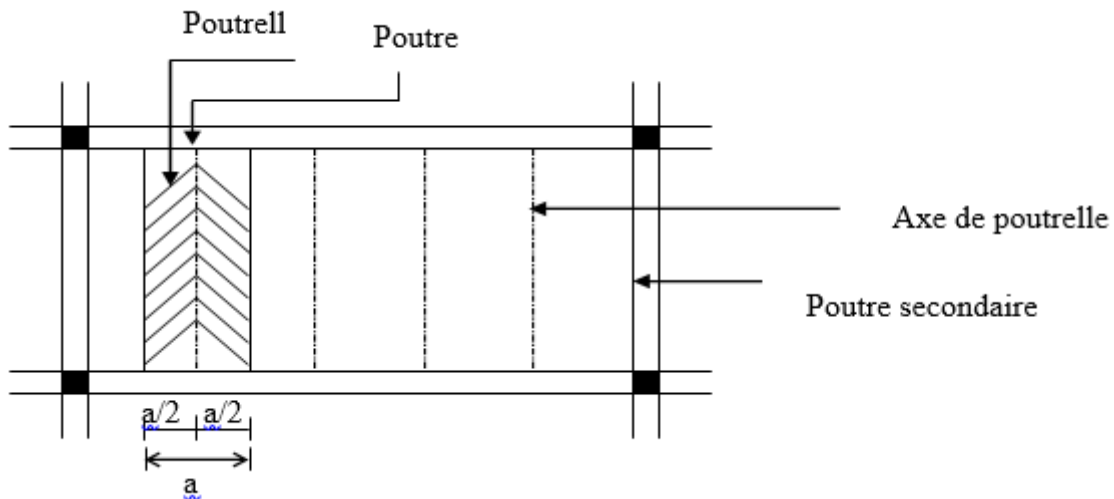


Figure III.2.3 : Surfaces revenant aux poutrelles.

### III.2.2.1) calcul avant collage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ kn/m}^2$  et le poids de l'ouvrier.

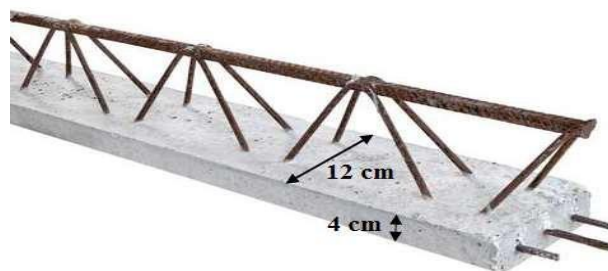


Figure III.2.4 : poutrelle

#### A. Détermination des charges :

##### ➤ Les charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \times 1 = 0.12 \text{ kn/ml}$ .

Poids propre du corps creux (16cm) :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 \times 1 = 0.62 \text{ kn/ml}$ .

Donc  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kn/ml}$ .

##### ➤ La charge d'exploitation :

Surcharge due à l'ouvrier  $Q = 1 \text{ kn/ml}$ .

### B. Ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera pour la plus longue travée,  $L=4.19\text{m}$ .

#### ➤ Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1)$$

$$q_u = 2.5 \text{ kn/ml.}$$

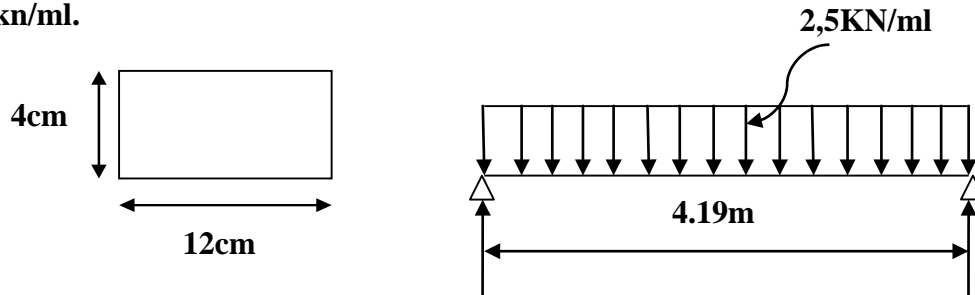


Figure III.2.5 : schéma statique de la poutrelle.

#### ➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.19^2}{8} = 5.48 \text{ kn.m}$$

#### ➤ Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$H=4\text{cm}, C=2\text{cm}, B=12\text{cm.}$$

$$d=H-C=4-2=2\text{cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.48 \times 10^6}{14.20 \times 120 \times 20^2} = 8.039.$$

$U_u > 0.392$ . → **Donc section doublement armée.**

### C. Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite ( $4\text{cm} \times 12\text{cm}$ ) il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 à 120 cm).

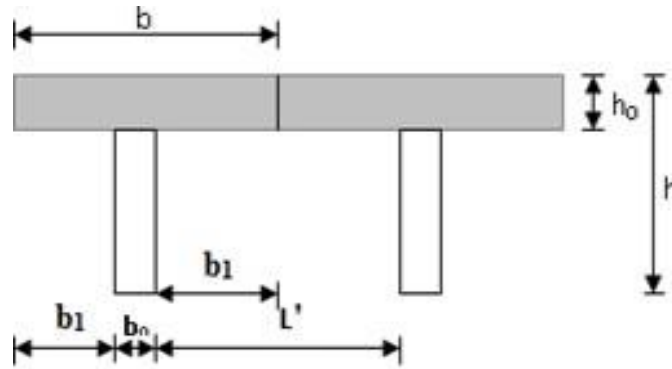
#### III.2.2.2) Après le collage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre

ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

**A. Dimensionnement d la poutrelle :**

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L - b_0)/2 \\ b_1 \leq L_1/10 \\ b_1 \leq L_1/3 \end{cases}$$



**Figure III.2.6 :** la poutrelle comme une section en Té.

**Avec :**

L : distance entre axe de la poutrelle.

$L_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $L_1=4.19$  m.

b : la largeur de la table de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0= 12$ cm).

h :  $16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle).

$h_0$  : 4cm (épaisseur de la dalle de compression).

C : 2 cm (enrobage).

d : 18 cm (la hauteur utile).

D'où : le largueur efficace de la table de compression :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{419}{10} = 41.9\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{419}{3} = 139.66\text{cm} \end{cases}$$

On prend :  **$b_1=26.5$ cm.**

Pour avoir :  $b = 2b_1+b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65$ cm.

**B. Charges permanentes et les charges d'exploitation :**➤ **Poids propre du plancher :**

-Etage courant :  $G= 5.5 \times 0.65 = 3.57$  kn/ml.

-terrasse inaccessible :  $G=5.83 \times 0.65 = 3.79$  kn/ml.

➤ **Surcharges d'exploitation :**

-Etage à usage commercial :  $Q=2.5 \times 0.65 = 1.625$ kn/ml.

-Etage courant à usage d'habitation :  $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975$ kn/ml.

-Terrasse non accessible :  $Q=1 \times 0.65 = 0.65$  kn/ml.

**C. Les combinaisons de charges :****Tableau III.2.1** : combinaisons de charges.

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) (kn/ml)	ELS (G+Q) (kn/ml)
Plancher terrasse	6.09	4.44
Plancher étage Courant à usage habitation	6.28	4.54
Plancher à usage commercial	7.25	5.19

**Remarque :** pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable (plancher à usage commercial).

**D. Choix de la Méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.
- Méthode de trois moments.

➤ **Vérification de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifier 99) :**

- $Q \leq \min (2G, 5 \text{ kN/m})$   
 $2G = 2 \times 3.57 = 7.14 \text{ kN/m.}$   
 $Q = 1.625 \text{ kN/m.}$   
 $Q < 5 \text{ kNm} \dots \dots \dots$  **condition vérifié** .
  
- Fissuration est considérée comme non préjudiciable.....**Condition vérifié).**
- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées..... **Condition vérifiée.**
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

- $0.8 \leq \frac{L1}{L2} = \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots$  **Vérifiée.**
- $0.8 \leq \frac{L2}{L3} = \frac{3.5}{3.7} = 0.94 \leq 1.25 \dots \dots \dots$  **Vérifiée.**
- $0.8 \leq \frac{L3}{L4} = \frac{3.7}{4.19} = 0.88 \leq 1.25 \dots \dots \dots$  **Vérifiée.**
- $0.8 \leq \frac{L4}{L5} = \frac{4.19}{2.66} = 1.57 > 1.25 \dots \dots \dots$  **Non vérifiée.**
- $0.8 \leq \frac{L5}{L6} = \frac{2.66}{4.05} = 0.65 \leq 1.25 \dots \dots \dots$  **Vérifiée.**

**Conclusion :**

L’un des conditions non vérifiées donc la méthode forfaitaire n’est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser autres méthodes.

➤ **Méthode de Caquot ((BAEL91/99 art B.62, 221) :**

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n’est pas applicable.

• **Principe de la méthode :**

La méthode s’applique essentiellement aux poutres et planchers des constructions industrielles, c’est-à-dire pour des charges d’exploitation élevées :  $Q > 2g$  ou  $q > 5 \text{ kn/m}^2$ .

Elle peut aussi s’appliquer lorsqu’une des trois conditions de la méthode forfaitaire n’est pas validée. Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre  $G' = 2/3G$  pour le calcul des moments sur appui (**BAEL91/99 art B.6.2, 210 P 92**).

• **Evaluation des moments :**

**Moment sur appuis :**

-Pour une charge répartie :

$$M_a = \frac{q^{\text{réduit}} \times L'_g{}^3 + q^{\text{réduit}} \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

-Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times P_g \times l'_g{}^2) + (K_d \times P_d \times l'_d{}^2)}{(L'_g + L'_d)}$$

**Avec :**

$$q_{\text{réduit}} = 1.35 \times \frac{2}{3} G + 1.5 Q$$

$L'_d$  et  $L'_g$ : longueurs fictives.

$q_d$  et  $q_g$ : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l'$ :  $0.8 \times l$ : travée intermédiaire.

$l'=l$ : travée de rive.

**Moment en travée :**

$$M_t = q_u \frac{x}{2} (1 - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Avec :

$$X = \frac{1}{2} + \frac{M_d - M_g}{q_u \times l}$$

**Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_g = q_u \times \frac{1}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = -q_u \times \frac{1}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Avec :

$M_g$ = moment en appui de gauche de la travée considérée.

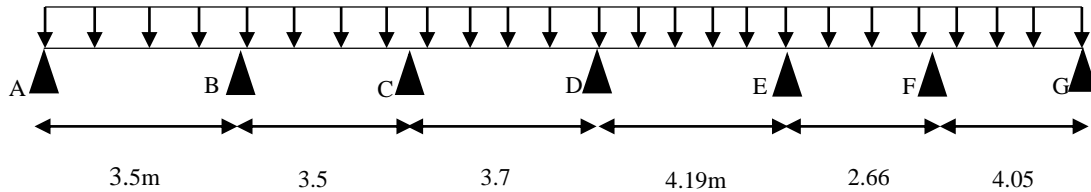
$M_d$ = moment en appui de droit de la travée considérée.

$L$ = portée de la travée.

**III.2.3) Calcul des sollicitations :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

➤ **Poutrelle à six travées et à 7 appuis :**



**Figure III.2.7 :** Poutrelle à six travées et à 7 appuis.

**1<sup>er</sup> cas : calcul à ELU :**

**Tableau III.2.2 :** Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU.

travées	L(m)	qu <sub>réel</sub> (kn/ml)	qu <sub>réduit</sub> (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	3.5	7.25	5.65	M <sub>A</sub> =0 M <sub>B</sub> = -6.83	V <sub>A</sub> =10.74 V <sub>B</sub> =-14.65	1.47	7.94
B-C	3.5	7.25	5.65	M <sub>B</sub> =-6.83 M <sub>C</sub> =-5.52	V <sub>B</sub> =13.07 V <sub>C</sub> =-12.32	1.80	4.93
C-D	3.7	7.25	5.65	M <sub>C</sub> =-5.52 M <sub>D</sub> =-6.69	V <sub>C</sub> =13.10 V <sub>D</sub> =-13.75	1.80	6.30
D-E	4.19	7.25	5.65	M <sub>D</sub> =-6.69 M <sub>E</sub> =-5.72	V <sub>D</sub> =15.42 V <sub>E</sub> =-14.95	2.12	9.70
E-F	2.66	7.25	5.65	M <sub>E</sub> =-5.72 M <sub>F</sub> =-8.18	V <sub>E</sub> =8.71 V <sub>F</sub> =-10.57	1.2	-0.48
F-G	4.05	7.25	5.65	M <sub>F</sub> =-8.18 M <sub>G</sub> =0	V <sub>F</sub> =16.70 V <sub>G</sub> =-12.66	2.3	11.05

**Exemple de calcul :**

$qu_{réel} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.57 + 1.5 \times 1.625 = 7.25 \text{ kn/ml.}$

$qu_{réduit} = 1.35 \times \frac{2}{3}G + 1.5Q = (1.35 \times \frac{2}{3} \times 3.57) + (1.5 \times 1.625) = 5.65 \text{ kn/ml.}$

$M_A = M_G = 0 \text{ KN.m}$  (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

**-Pour travée B-C (exemple) :**

$$L = 3.5 \text{ m}, L' = 2.8 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{(-5.65 \times 3.5^3) + (-5.65 \times 2.8^3)}{8.5(3.5 + 2.8)} = -6.83 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{(-5.65 \times 2.8^3) + (-5.65 \times 2.96^3)}{8.5(2.8 + 2.96)} = -5.52 \text{ kn.m}$$

$$V_B = 7.25 \times \frac{3.5}{2} + \frac{-5.52 - (-6.83)}{3.5} = 13.07 \text{ kn}$$

$$V_C = -7.25 \times \frac{3.5}{2} + \frac{-5.52 - (-6.83)}{3.5} = -12.32 \text{ kn}$$

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{-5.52 - (-6.83)}{7.25 \times 3.5} = 1.80 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.25 \times 1.8}{2} (3.5 - 1.8) + (-6.83) \times \left(1 - \frac{1.80}{3.5}\right) + \left(-5.52 \times \frac{1.80}{3.50}\right) = 4.93 \text{ kN.m}$$

**2<sup>ème</sup> cas : calcul à ELS :**

**Tableau III.2.3 :** Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS.

travées	L(m)	q <sup>Sréel</sup> (kn/ml)	q <sup>Sréduit</sup> (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	3.5	5.19	4	M <sub>A</sub> =0 M <sub>B</sub> = -4.84	V <sub>A</sub> =7.69 V <sub>B</sub> =-10.47	1.47	5.69
B-C	3.5	5.19	4	M <sub>B</sub> =-4.84 M <sub>C</sub> =-3.91	V <sub>B</sub> =9.34 V <sub>C</sub> =-8.82	1.80	3.56
C-D	3.7	5.19	4	M <sub>C</sub> =-3.91 M <sub>D</sub> =-4.73	V <sub>C</sub> =9.37 V <sub>D</sub> =-9.83	1.80	4.54
D-E	4.19	5.19	4	M <sub>D</sub> =-4.73 M <sub>E</sub> =-4.05	V <sub>D</sub> =11.03 V <sub>E</sub> =-10.71	2.12	6.99
E-F	2.66	5.19	4	M <sub>E</sub> =-4.05 M <sub>F</sub> =-5.79	V <sub>E</sub> =6.24 V <sub>F</sub> =-7.56	1.2	-0.29
F-G	4.05	5.19	4	M <sub>F</sub> =-5.79 M <sub>G</sub> =0	V <sub>F</sub> =11.93 V <sub>G</sub> =-9.08	2.3	7.92

**Exemple de calcul :**

$$q_{S_{\text{réel}}} = G + Q = 3.57 + 1.625 = 5.19 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{u_{\text{réduit}}} = \frac{2}{3} G + Q = \left(\frac{2}{3} \times 3.57\right) + (1.625) = 4 \text{ kn/ml.}$$

$M_A = M_G = 0 \text{ KN.m}$  (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

**Pour travée B-C (exemple) :**

$$L = 3.5 \text{ m, } L' = 2.8 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{(-4 \times 3.5^3) + (-4 \times 2.8^3)}{8.5(3.5 + 2.8)} = -4.84 \text{ kn.m}$$

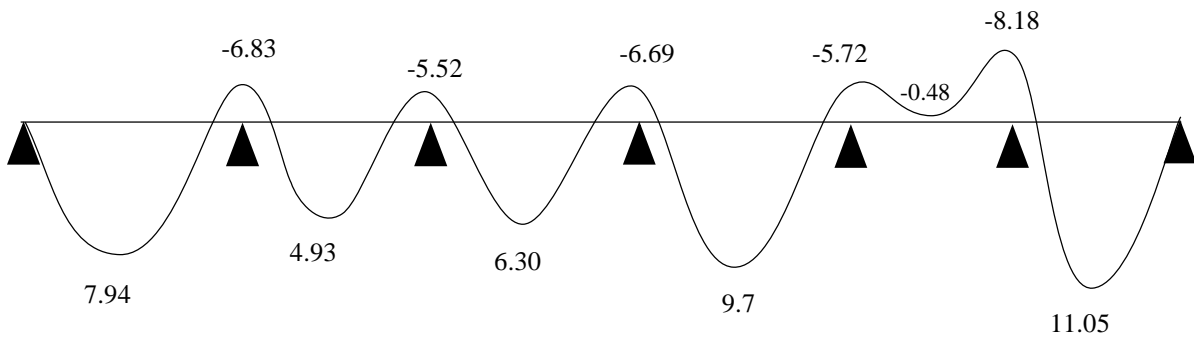
$$M_C = \frac{(-4 \times 2.8^3) + (-4 \times 2.96^3)}{8.5(2.8 + 2.96)} = -3.91 \text{ kn.m}$$

$$V_B = 5.19 \times \frac{3.5}{2} + \frac{-3.91 - (-4.84)}{3.5} = 9.34 \text{ kn}$$

$$V_C = -5.19 \times \frac{3.5}{2} + \frac{-3.91 - (-4.84)}{3.5} = -8.82 \text{ kn}$$

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{-3.91 - (-4.84)}{5.19 \times 3.5} = 1.80 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.19 \times 1.8}{2} (3.5 - 1.8) + (-4.84) \times \left(1 - \frac{1.80}{3.5}\right) + \left(-3.91 \times \frac{1.80}{3.50}\right) = 3.56 \text{ kn.m}$$

**➤ Diagrammes des moments :**

**Figure III.2.8 :** Diagramme de moment à L'ELU(Kn.m).

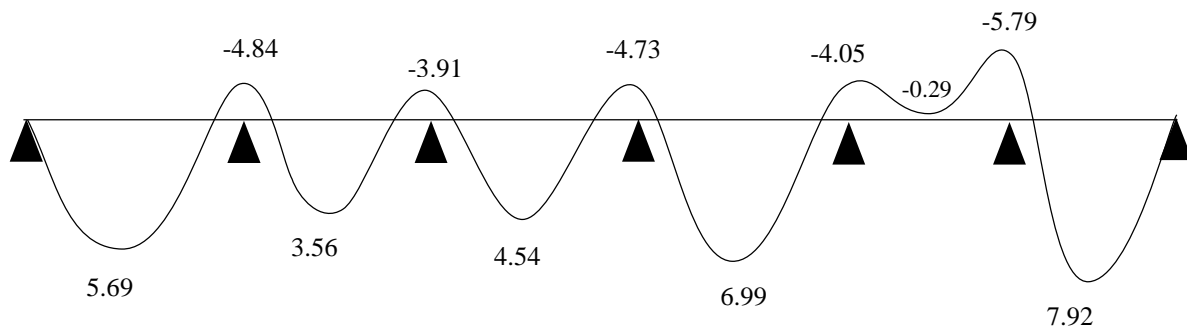


Figure III.2.9 : Diagramme de moment à L'ELS(Kn.m).

➤ Diagramme des efforts tranchants :

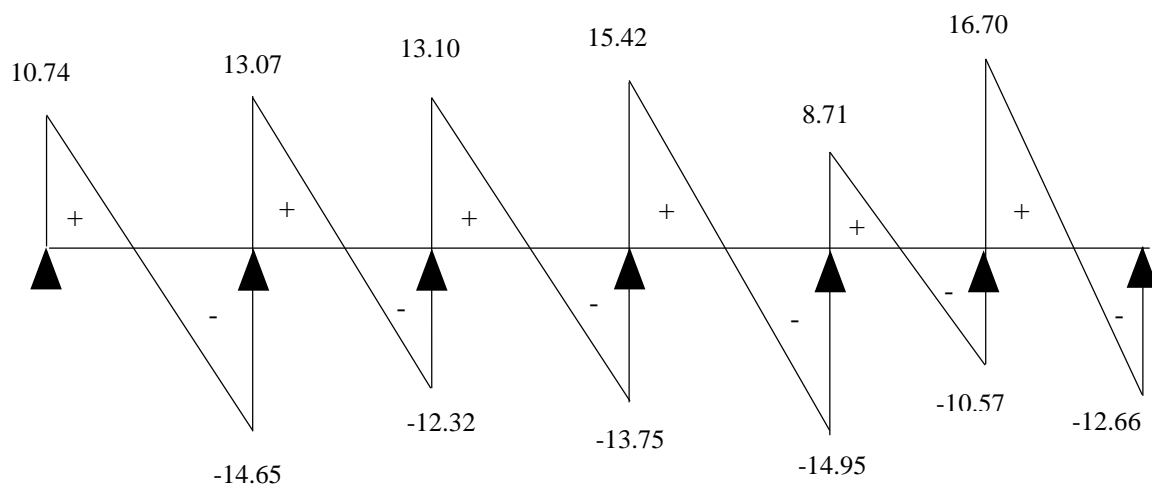


Figure III.2.10 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU(Kn).

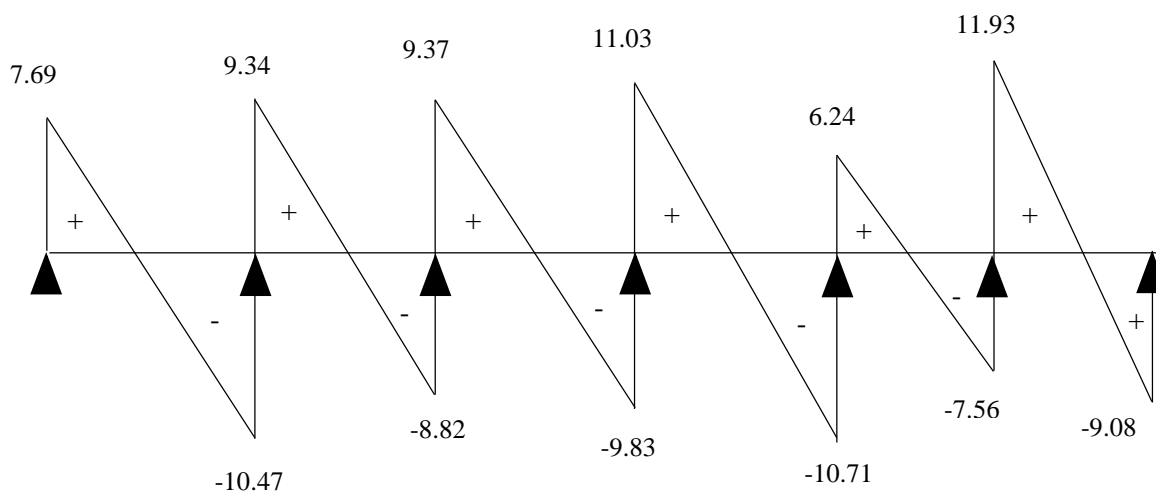
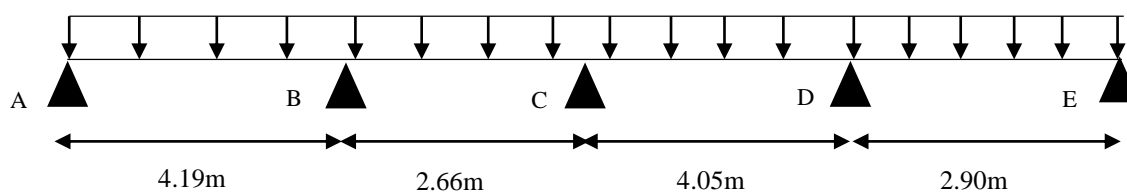


Figure III.2.11 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS(Kn).

➤ **Poutrelle à 4 travées et à 5 appuis :**



**Figure III.2.12 :** Poutrelle à 4 travées et à 5 appuis.

**1<sup>er</sup> cas :** calcul à ELU :

**Tableau III.2.4 :** Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU.

travées	L(m)	qu <sub>réel</sub> (kn/ml)	qu <sub>réduit</sub> (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	4.19	7.25	5.65	M <sub>A</sub> =0 M <sub>B</sub> = -8.75	V <sub>A</sub> =13.10 V <sub>B</sub> =-17.27	1.80	11.83
B-C	2.66	7.25	5.65	M <sub>B</sub> =-8.75 M <sub>C</sub> =-5.39	V <sub>B</sub> =10.90 V <sub>C</sub> =-8.38	1.50	-0.55
C-D	4.05	7.25	5.65	M <sub>C</sub> =-5.39 M <sub>D</sub> =-6.32	V <sub>C</sub> =14.45 V <sub>D</sub> =-14.91	2	9.01
D-E	2.90	7.25	5.65	M <sub>D</sub> =-6.32 M <sub>E</sub> =0	V <sub>D</sub> =12.69 V <sub>E</sub> =-8.33	1.75	4.78

**Exemple de calcul :**

$$q_{u\text{réel}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.57 + 1.5 \times 1.625 = 7.25 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{u\text{réduit}} = 1.35 \times \frac{2}{3} G + 1.5Q = (1.35 \times \frac{2}{3} \times 3.57) + (1.5 \times 1.625) = 5.65 \text{ kn/ml.}$$

M<sub>A</sub>=M<sub>E</sub>= 0 KN.m (par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

**-Pour travée C-D (exemple) :**

$$L = 4.05 \text{ m}, L' = 3.24$$

$$M_C = \frac{(-5.65 \times 2.12^3) + (-5.65 \times 3.24^3)}{8.5(2.12 + 3.24)} = -5.39 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{(-5.65 \times 3.24^3) + (-5.65 \times 2.90^3)}{8.5(3.24 + 2.90)} = -6.32 \text{ kn.m}$$

$$V_C = 7.25 \times \frac{4.05}{2} + \frac{-6.32 - (-5.39)}{4.05} = 14.45 \text{ kn}$$

$$V_D = -7.25 \times \frac{4.05}{2} + \frac{-6.32 - (-5.39)}{4.05} = -14.91 \text{ kn}$$

$$X = \frac{4.05}{2} + \frac{-6.32 - (-5.39)}{7.25 \times 4.05} = 2 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.25 \times 2}{2} (4.05 - 2) + (-5.39) \times \left(1 - \frac{2}{4.05}\right) + \left(-6.32 \times \frac{2}{4.05}\right) = 9.01 \text{ kn.m}$$

**2ème cas : calcul à ELS :**

**Tableau III.2.5 :** Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS.

travées	L(m)	qSréel (kn/ml)	qSréduit (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	4.19	5.19	4	M <sub>A</sub> =0 M <sub>B</sub> = -6.19	V <sub>A</sub> =9.39 V <sub>B</sub> =-12.35	1.80	8.49
B-C	2.66	5.19	4	M <sub>B</sub> =-6.19 M <sub>C</sub> =-3.82	V <sub>B</sub> =7.79 V <sub>C</sub> =-6.01	1.50	-0.34
C-D	4.05	5.19	4	M <sub>C</sub> =-3.82 M <sub>D</sub> =-4.47	V <sub>C</sub> =10.34 V <sub>D</sub> =-10.67	2	6.48
D-E	2.90	5.19	4	M <sub>D</sub> =-4.47 M <sub>E</sub> =0	V <sub>D</sub> =9.06 V <sub>E</sub> =-5.99	1.75	3.43

**Exemple de calcul :**

$$q_{S\text{réel}} = G + Q = 3.57 + 1.625 = 5.19 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{u\text{réduit}} = \frac{2}{3}G + Q = \left(\frac{2}{3} \times 3.57\right) + (1.625) = 4 \text{ kn/ml.}$$

M<sub>A</sub>=M<sub>E</sub> = 0 KN.m (par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage)

d'après le moment maximal sur appuis).

**-Pour travée B-C (exemple) :**

$$L = 2.66 \text{ m}, L' = 2.12$$

$$M_B = \frac{(-4 \times 4.19^3) + (-4 \times 2.12^3)}{8.5(4.19 + 2.12)} = -6.19 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{(-4 \times 2.12^3) + (-4 \times 3.24^3)}{8.5(2.12 + 3.24)} = -3.82 \text{ kn.m}$$

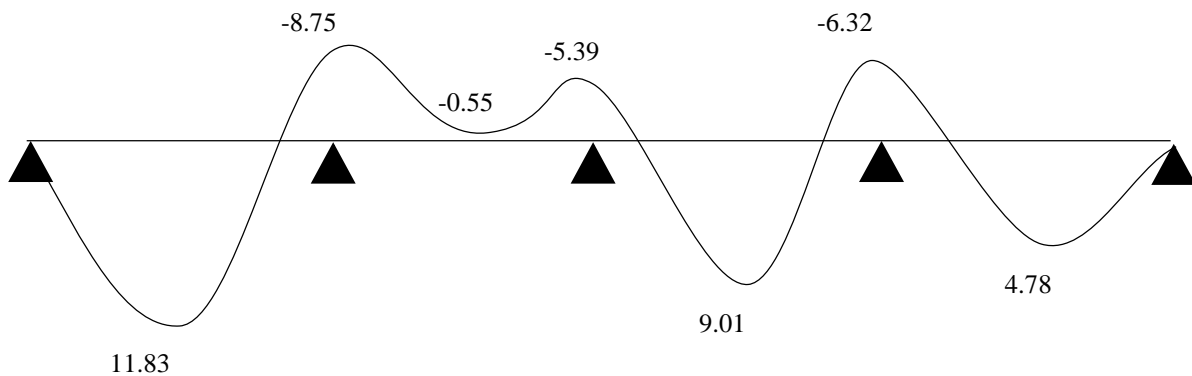
$$V_B = 5.19 \times \frac{2.66}{2} + \frac{-3.82 - (-6.19)}{2.66} = 7.79 \text{ kn}$$

$$V_C = -5.19 \times \frac{2.66}{2} + \frac{-3.82 - (-6.19)}{2.66} = -6.01 \text{ kn}$$

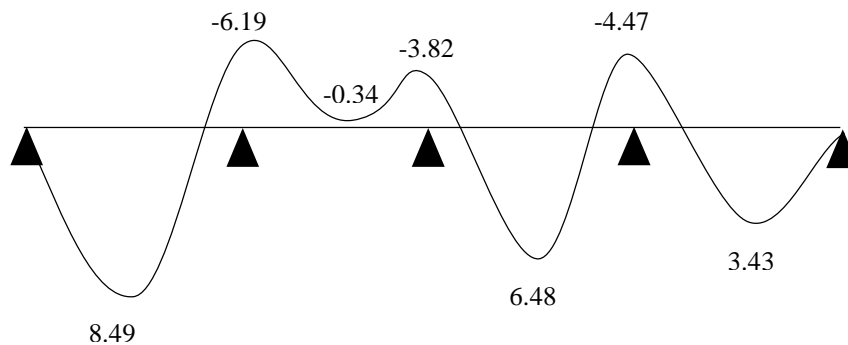
$$X = \frac{2.66}{2} + \frac{-3.82 - (-6.19)}{5.19 \times 2.66} = 1.50 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.19 \times 1.5}{2} (2.66 - 1.5) + (-6.19) \times \left(1 - \frac{1.5}{2.66}\right) + \left(-3.82 \times \frac{1.5}{2.66}\right) = -0.34 \text{ kn.m}$$

➤ **Diagrammes des moments :**

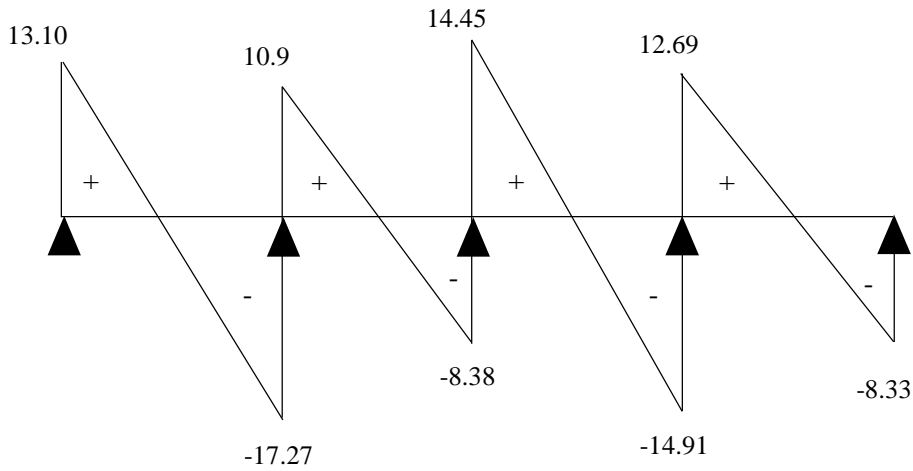


**Figure III.2.13:** Diagramme de moment à L'ELU(Kn.m).

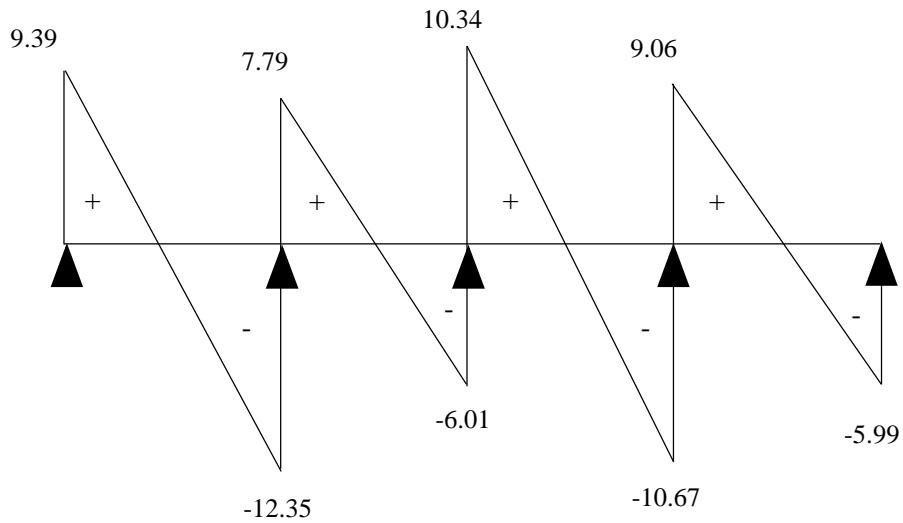


**Figure III.2.14 :** Diagramme de moment à L'ELS(Kn.m).

➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**

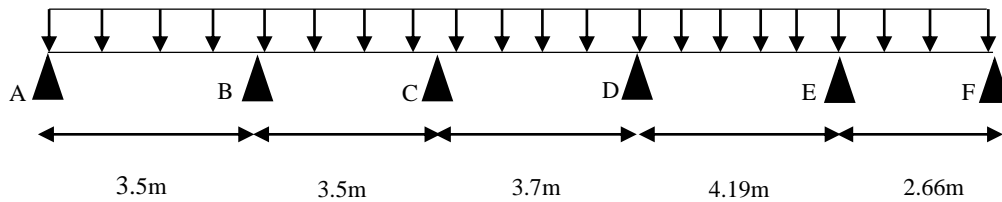


**Figure III.2.15 :** Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Kn).



**Figure III.2.16 :** Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Kn).

➤ **Poutrelle à 5 travées et à 6 appuis :**



**Figure III.2.17 :** Poutrelle à 5 travées et à 6 appuis.

**1<sup>er</sup> cas : calcul à ELU :****Tableau III.2.6 : Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELU.**

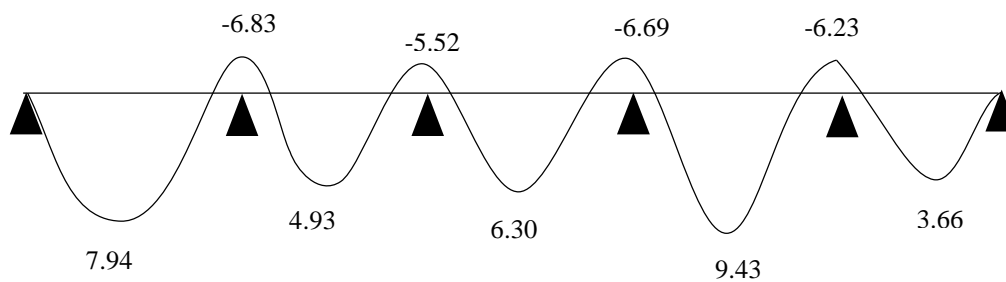
travées	L(m)	$q_{u_{réel}}$ (kn/ml)	$q_{u_{réduit}}$ (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	3.5	7.25	5.65	$M_A=0$ $M_B=-6.83$	$V_A=10.74$ $V_B=-14.65$	1.47	7.94
B-C	3.5	7.25	5.65	$M_B=-6.83$ $M_C=-5.52$	$V_B=13.07$ $V_C=-12.32$	1.80	4.93
C-D	3.7	7.25	5.65	$M_C=-5.52$ $M_D=-6.69$	$V_C=13.10$ $V_D=-13.75$	1.80	6.30
D-E	4.19	7.25	5.65	$M_D=-6.69$ $M_E=-6.23$	$V_D=15.29$ $V_E=-15.08$	2.12	9.43
E-F	2.66	7.25	5.65	$M_E=-6.23$ $M_F=0$	$V_E=11.98$ $V_F=-7.30$	1.65	3.66

**2ème cas : calcul à ELS :**

**Tableau III.2.7 :** Calcul des efforts internes (M ; V) à L'ELS.

travées	L(m)	q <sub>Sréel</sub> (kn/ml)	q <sub>Sréduit</sub> (kn/ml)	Ma (kn.m)	V (kn)	X(m)	Mt(x) (kn .m)
A-B	3.5	5.19	4	M <sub>A</sub> =0 M <sub>B</sub> = -4.84	V <sub>A</sub> =7.69 V <sub>B</sub> =-10.47	1.48	5.69
B-C	3.5	5.19	4	M <sub>B</sub> =-4.84 M <sub>C</sub> =-3.91	V <sub>B</sub> =9.34 V <sub>C</sub> =-8.82	1.80	3.56
C-D	3.7	5.19	4	M <sub>C</sub> =-3.91 M <sub>D</sub> =-4.73	V <sub>C</sub> =9.37 V <sub>D</sub> =-9.83	1.80	4.54
D-E	4.19	5.19	4	M <sub>D</sub> =-4.73 M <sub>E</sub> =-4.41	V <sub>D</sub> =10.94 V <sub>E</sub> =-10.80	2.12	6.79
E-F	2.66	5.19	4	M <sub>E</sub> =-4.41 M <sub>F</sub> =0	V <sub>E</sub> =8.56 V <sub>F</sub> =-5.24	1.65	2.64

➤ **Diagrammes des moments :**



**Figure III.2.18:** Diagramme de moment à L'ELU(Kn.m).

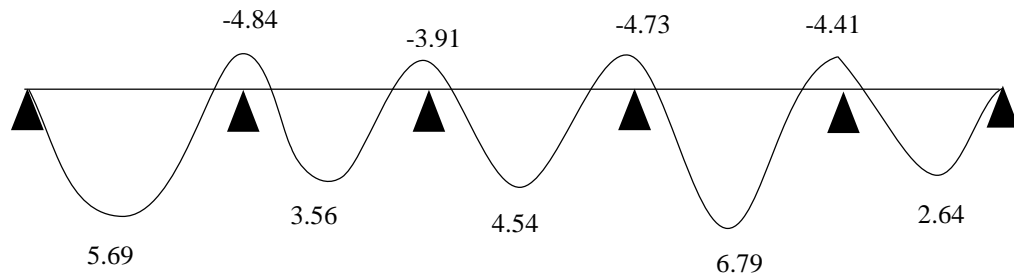


Figure III.2.19: Diagramme de moment à L'ELS(Kn.m).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

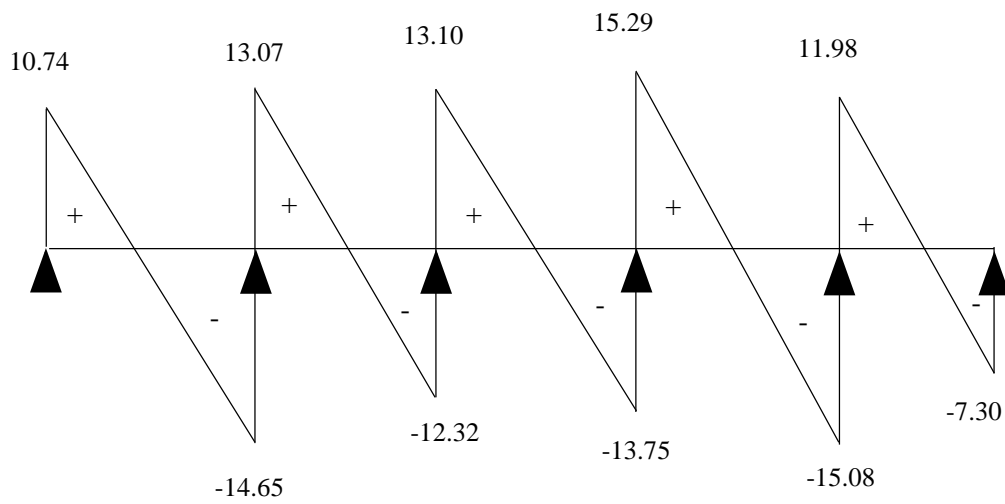


Figure III.2.20 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Kn).

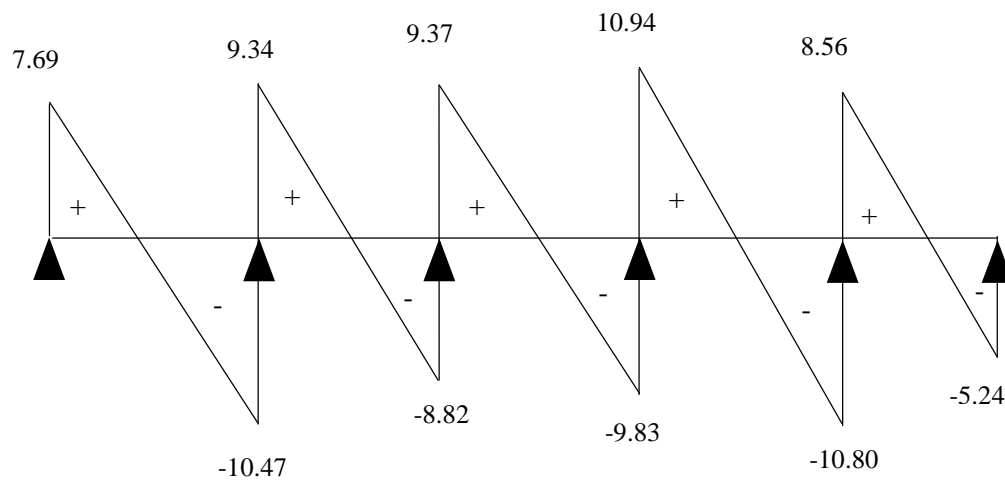


Figure III.2.21 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Kn).

**III.2.4) Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

**A. Calcul des Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t = 11.83 \text{ KN.m} \quad M_a = 8.75 \text{ KN.m}$$

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

$$b=65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h=20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d=18\text{cm}$$

**➤ En travée :**

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$ , position de l'axe neutre

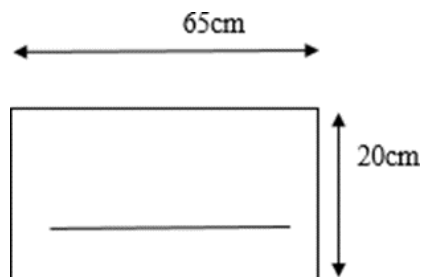
$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.83 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Figure III.2.22 :** section rectangulaire de  $(20 \times 65) \text{ cm}^2$

**Calcul  $\mu_u$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{t\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.83 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu_u = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée).}$$

$$\mu_u = 0.039 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.83 \times 10^6}{0.980 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3.39cm<sup>2</sup>**

➤ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$ .

**Calcul  $\mu_u$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.75 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.158$$

$$\mu_u = 0.158 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_u = 0.158 \rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.75 \times 10^3}{0.914 \times 18 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 =2.26 cm<sup>2</sup>**

**B. Armatures transversales : (Art A7.2, 2/BAEL91modifié99) :**

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \phi_1 \mid \frac{b_0}{10} \right\rangle$$

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\phi_1$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{20}{35} \mid 1.2 \mid \frac{12}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min(0,571 \mid 1,2 \mid 1,2)$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre  $\phi 8$  avec  **$A_s = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$** .

**B.1 Espacement des armatures transversales :**

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99) :

$$S_t \leq \min \{0,9d \mid 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm}\}$$

On prend :  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

## III.2.4) Vérifications à l'ELU :

**A. Condition de non fragilité du béton et de la section minimale : (Art A.4.2, 1 BAEL91 modifié 99) :**

➤ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.261 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{17.27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a aucun risque de cisaillement.

**C. Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres (Art 6.1, 3 BAEL91 modifiée 99) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$  coefficient scellement HA.

➤ **Aux appuis:**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.27 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.27 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**D. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.3, 13 BAEL91 modifiée99) :**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9 \times d$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 120 \times 0.9 \times 180 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3}$$

$$V_u^{\max} = 17.27 \text{ kn} < 129.6 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**E. L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(A.5.1.312 BAEL91 modifié 99) :**

$$A \geq \left( T_{\max} - \frac{Ma_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 17.27 \times 10^3 - \frac{8.75 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \frac{1.15}{400} = -1.05 \text{ cm}^2$$

$$A = -1.05 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Donc les armatures calculées sont suffisantes.**

**F. Ancrage des armatures (Art6.1.221 BAEL 91 modifié 99) :**

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : **L<sub>s</sub>=50cm**

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L<sub>c</sub> » est au moins égale 0,4L<sub>s</sub> pour les aciers HA.

L<sub>c</sub> = 0,4x50=20cm ; Nous adoptons des crochets à 45° avec une longueur **L<sub>c</sub>=20cm.**

**III.2.5) Vérifications à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 5.19 \text{ KN/ml}$$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t = 8.49 \text{ KN.m} \quad M_a = 6.19 \text{ KN.m} \quad T_{\max} = 12.35 \text{ KN}$$

**A. État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

**B. État limite de compression du béton :****➤ En travée :**

$$M_t^{\max} = 8.49 \text{ KN.m}$$

**-La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \quad \beta_1 = 0.837 \quad \alpha_1 = 0.489$$

$$K_1 = 15.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8.49 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 166.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 166.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-La contrainte de compression dans le béton:**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{166.23}{15.67} = 10.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 6.19 \text{ KN.m}$$

**-La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_2 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \quad ; \quad \beta_1 = 0.858$$

$$K_1 = 20.21$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.19 \times 10^6}{0.858 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 177.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 177.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-La contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.34}{20.21} = 8.77\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**C. État limite de déformation :**

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Avec :**

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

b<sub>0</sub>: largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

M<sub>0</sub>: Moment isostatique maximum.

M<sub>t</sub>: Moment max en travée.

$$\frac{20}{419} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche.

**➤ Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^2 x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

f : flèche admissible.

E<sub>v</sub> : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

$S_{xx}$ : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

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

$B_0$  = la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 3.39)$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7.43^3 + 12.57^3)}{3} + (65 - 12)4 \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3.39(12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 25345.81 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$\rho$  = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \quad ; \quad \beta = 0.977$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) 0.016} = 1.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.49 \times 10^6}{0.977 \times 180 \times 339} = 142.41 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 142.41 + 2.1} = 0.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_V \mu} = \frac{1.1 \times 25345.81}{1 + (1.02 \times 0.67)} = 16561.95 \text{ cm}^4$$

**Au final :**

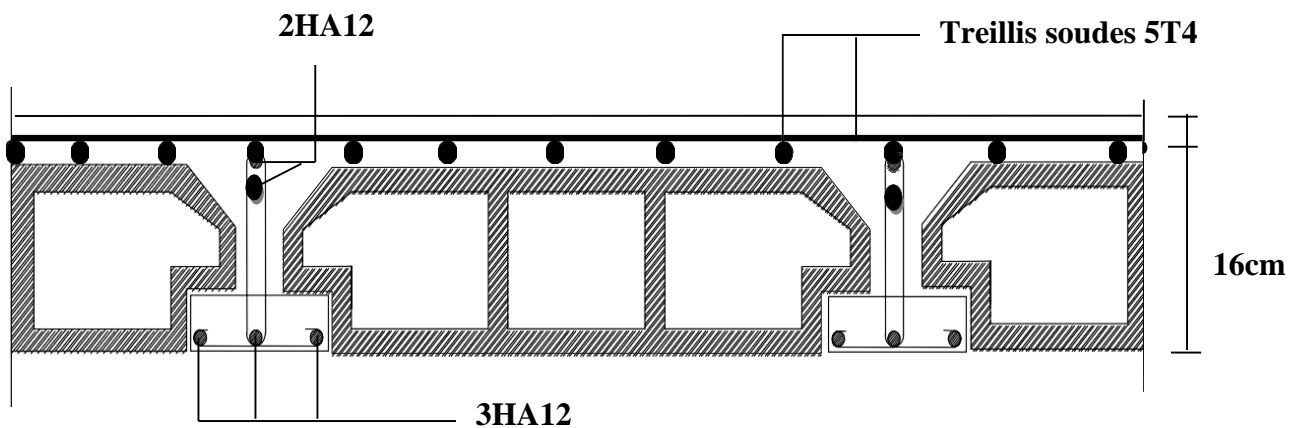
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} = \frac{8.49 \times 10^6 \times 4190^2}{10 \times 10818.86 \times 16561.95 \times 10^4} = 8.31 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4190}{500} = 8.38 \text{ mm}$$

$f = 8.31 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8.38 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

- Appuis : 2HA12
- En travée : 3HA12
- Armatures transversales : 2HA8



**Figure III.2.23 :** Plan de ferrailage du plancher.

**III.3) balcons (consoles) :**

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \text{ .Avec } L : \text{ largeur de la console. .}$$

$$ep \geq \frac{125}{10} = 12.5 \text{ cm .On prend } ep = 15 \text{ cm.}$$

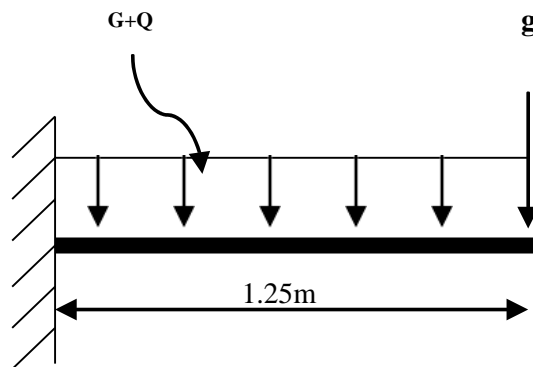


Figure III.3.1 schéma statique du balcon.

**III.3.1) Détermination des charges et surcharges :**

**A. Les charges permanentes :**

➤ Pour dalle pleine :

$G_1 = 5.35 \text{ KN/m}^2$  (A été déterminé dans le **chapitre II**).

➤ Poids propre du garde corp :

Tableau III.3.1 : charge permanente du garde-corps.

Charges permanentes concentrées poids du garde-corps	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Murs en brique creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2×0.02	0.72
			G=1.62kn/m <sup>2</sup>

**B. Surcharge d'exploitation :**

$Q=3.5 \text{ kn/m}^2$ . Donnée par (le DTR BC2.2).

**III.3.2) Calcul à L'ELU :****A. Combinaisons de charges :**

- La dalle :  $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ m} = 12.47 \text{ kn/ml}$ .
- Garde-corps :  $q_{u2} = 1.35G = (1.35 \times 1.62) \times 1 \text{ m} = 2.18 \text{ kn/ml}$ .

**B. Calcul du moment :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.47 \times (1.25)^2}{2} + 2.18 \times 1.25 = 12.46 \text{ kn.m}$$

**C. Calcul du l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = (12.47 \times 1.25) + (2.18 \times 1 \text{ ml}) = 17.76 \text{ kn} .$$

**III.3.3) Calcul à L'ELS :****A. Combinaisons de charges :**

- La dalle :  $q_{s1} = (G + Q) = (5.35 + 3.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ kn/ml}$ .
- Garde-corps :  $q_{s2} = g = 1.62 \times 1 \text{ m} = 1.62 \text{ kn/ml}$ .

**B. Calcul du moment :**

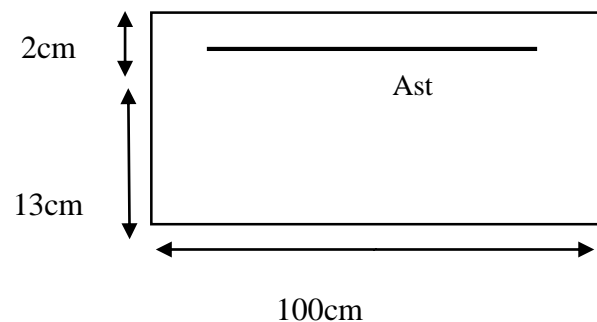
$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8.85 \times (1.25)^2}{2} + 1.62 \times 1.25 = 8.93 \text{ kn.m}$$

**C. Calcul du l'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = (8.85 \times 1.25) + (1.62 \times 1 \text{ ml}) = 12.68 \text{ kn} .$$

**III.3.4) Le Ferrailage à L'ELU :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**A. Les armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.20} = 0.051 < 0.392$$

➤ **Donc section simplement armée (SSA).**

$$\mu_u = 0.051 \quad ; \quad \beta = 0.973.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.46 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**B. Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**. Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.3.5) Vérifications à L'ELU:**

**A. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 13 \times 100}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**B. Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2.42) :**

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ . .... **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ . .... **Condition vérifiée.**

**C. Vérification au cisaillement (Art.5.1.2 / BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{17.76 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc : **les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

**D. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99 Art A.6.1,3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}.$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{17.76 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.007 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres.

**E. Ancrage rectiligne des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99):**

La longueur de scellement est donnée par la loi :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Donc  $L_s = 50 \text{ cm.}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times 50 = 16 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

**III.3.6) Vérification à L'ELS :**

**A. Vérification des contraintes de compression du béton (BAEL91 modifié 99 Art A.4.5, 2) :**

➤ **le Béton :**

On doit avoir :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,347.$$

On a:  $\beta_1 = 0.909$

$$K_1 = 39.95.$$

$$K = \frac{1}{48.29} = 0,025.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.93 \times 10^6}{0.909 \times 130 \times 452} = 167.18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.025 \times 167.18 = 4.17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'acier :**

On doit avoir :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 167.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**B. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

**C. Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{8.93}{10(8.93)} = 0.1 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc ce n'est pas la peine de calculer la flèche.

**Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **4HA12** avec **St=25cm**.
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St = 25cm**.

**III.4) balcon (dalle pleine sur deux appuis) :**

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine) Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

**III.4.1) Dimensionnement :**

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15 cm**

**III.4.2) Détermination des charges :****A. Charges permanentes :**➤ **Pour dalle pleine :**

**$G_1 = 5.35 \text{ KN/m}^2$**  (A été déterminé dans le **chapitre II**).

➤ **Poids propre du garde corp :**

**Tableau III.4.1 : charge permanente du garde-corps.**

Charges permanentes concentrées poids du garde-corps	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Murs en brique creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2×0.02	0.72
			<b>G=1.62kn/m<sup>2</sup></b>

**B. Charges d'exploitation :**

Pour dalle pleine :  **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/ml}$**  .Donnée par (**le DTR BC2.2**).

**C. Combinaison de charge :**• **Combinaison de charge à l'ELU :**

Dalle pleine :  $q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_{u1} = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml}$

$$q_{u1} = 12.47 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps :  $q_{u2} = 1.35 G \Rightarrow q_{u2} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{ml}$

$$q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_T = q_{u1} + q_{u2} = 12.47 + 2.19 \Rightarrow q_u = 14.66 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charge à l'ELS :**

Dalle pleine :  $q_{s1} = G + Q \Rightarrow q_s = (5.35 + 3.5) \times 1ml$

$$q_{s1} = 8.85KN/ml$$

Garde corp :  $q_{s2} = G \Rightarrow q_{s2} = 1.62 KN/ml$

$$q_{sT} = q_{s1} + q_{s2} = 8.85 + 1.62$$

$$q_s = 10.47 KN/ml.$$

### III.4.3) Calcul des moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{280} = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.1062 \times 14.66 \times 1.2^2 \\ M_0^x = 2.24KN.m \end{cases}$$

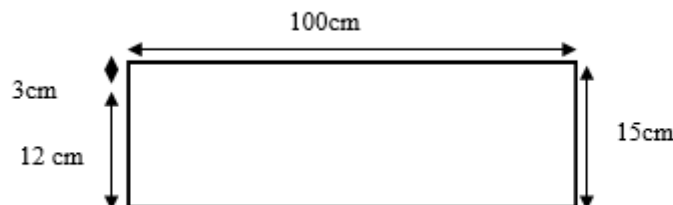
$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.250 \times 2.24 \\ M_0^y = 0.56 KN.m \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.24 \Rightarrow M_t^x = 1.90KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.56 \Rightarrow M_t^y = 0.47KN.m \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.2 \times M_0^x = -0.2 \times 2.24 = -0.448 KN.m \\ M_a^y = -0.2 \times M_0^y = -0.2 \times 0.56 = -0.112 KN.m \end{cases}$$

### III.4.4) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur **b=1 ml** et d'épaisseur **e=15cm**



- **En travée :**

**Sens x-x :**  $M_t^x = 1.90 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.009 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.90 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Sens y-y :**  $M_t^y = 0.47 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.47 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En appuis :**

**Sens x-x :**  $M_a^x = 0.448 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.448 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.448 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Sens y-y :**  $M_a^y = 0.112 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.112 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0005 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0005 \rightarrow \beta = 1$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.112 \times 10^3}{1 \times 12 \times 348} = 0.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.4.5) Verification à l'ELU :

#### A. Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

#### Avec :

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.0008$  pour les HA400).

$A_{min}$ : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.42$$

#### • En travée :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0.42}{2} \right) = 1.54 \text{ cm}^2$$

$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.54 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

#### • En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0.42}{2} \right) = 1.54 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.54 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

#### B. Ecartement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm .

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** Condition vérifiée dans les deux sens.

**Tableau III.4.2 :** tableau récapitulatif du ferrailage.

Zone	Sense	$M_u$ (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choi x	$S_t$ (cm)
En appuis	x-x	0.448	0.002	0.999	0.19	2.01	4HA8	25
	y-y	0.112	0.0005	1	0.02	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	1.90	0,009	0.995	0.45	2.01	4HA8	25
	y-y	0.47	0,002	0.999	0.11	2.01	4HA8	25

**C. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{14.66 \times 1.2}{2} \times \frac{2.8^4}{1.2^4 + 2.8^4} \Rightarrow V^{max} = 8.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{8.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**III.4.6) Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 10.47 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{280} = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1086 \\ \mu_y = 0.309 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.1086 \times 10.47 \times 1.2^2 \\ M_0^x = \mathbf{1.63 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.309 \times 1.63 \\ M_0^y = \mathbf{0.50 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.63 \Rightarrow M_t^x = \mathbf{1.38 \text{ KN.m}} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.50 \Rightarrow M_t^y = \mathbf{0.42 \text{ KN.m}} \end{cases}$

**En appuis :**  $\begin{cases} M_a^x = -0.2 \times M_0^x = -0.2 \times 1.63 = \mathbf{-0.326 \text{ KN.m}} \\ M_a^y = -0.2 \times M_0^y = -0.2 \times 0.50 = \mathbf{-0.1 \text{ KN.m}} \end{cases}$

**A. Etat limite de compression du béton :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot Y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \frac{b}{2} \times Y^2 + 15 \times A_x \times Y - 15 \times A_x \times d = 0 \Rightarrow 50Y^2 + 30.15Y - 361.8 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 270.68 \Rightarrow Y = \mathbf{2.4 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2 \Rightarrow I = \mathbf{3239.42 \text{ cm}^2}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot Y}{I} = \frac{\times 2.4}{3239.42} \times 10^3 = 0.55 \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Condition vérifiée pour les deux sens.**

**B. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La Fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire

**C. Etat Limite de déformation :**

Selon x-x :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 M_0^x} \right) \Rightarrow 0.125 \geq 0.0423 \text{ .Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Selon y-y :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^y}{20 M_0^y} \right) \Rightarrow 0.125 \geq 0.042 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon les deux sens.

### III.5) Porte à faux:

Un porte à faux est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ .Avec } L : \text{ largeur de la console.}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm .On prend } e_p = 15 \text{ cm.}$$

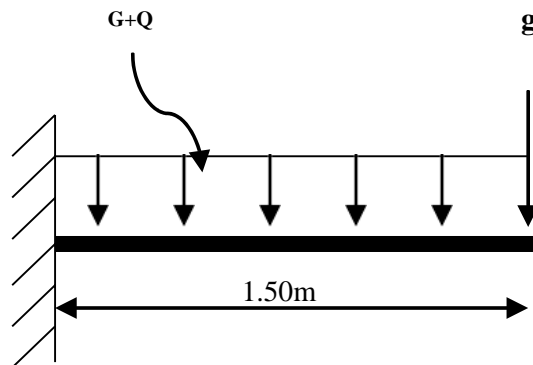


Figure III.5.1 : schéma statique de porte à faux.

#### III.5.1) Détermination des charges et surcharges :

➤ Les charges permanentes :

- La dalle :  $G=5.35\text{kn/m}^2$
- Mur extérieur :  $g= 2.36\text{kn/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q=1.5 \text{ kn/m}^2$ . Donnée par (le DTR BC2.2).

#### III.5.2) Calcul à L'ELU :

##### A. Combinaisons de charges :

- La dalle :  $q_{u1} = (1.35G+1.5Q) = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 1.5) \times 1\text{m} = 9.47\text{kn/ml.}$
- Mur extérieur :  $q_{u2} = 1.35G = (1.35 \times 2.36) \times 1 \text{ m} = 3.18 \text{ kn/ml.}$

**B. Calcul du moment :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{9.47 \times (1.50)^2}{2} + 3.18 \times 1.50 = 15.42 \text{ kn.m}$$

**C. Calcul du l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = (9.47 \times 1.5) + (3.18 \times 1 \text{ml}) = 17.38 \text{ kn.}$$

**III.5.3) Calcul à L'ELS :****A. Combinaisons de charges :**

- La dalle :  $q_{s1} = (G + Q) = (5.35 + 1.5) \times 1 \text{m} = 6.85 \text{ kn/ml.}$
- Mur extérieur :  $q_{s2} = g = 2.36 \times 1 \text{ m} = 2.36 \text{ kn/ml.}$

**B. Calcul du moment :**

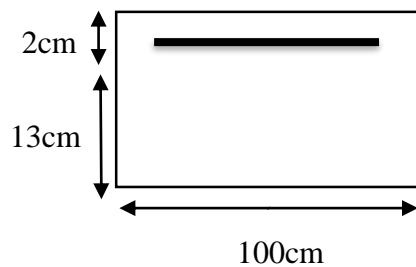
$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{6.85 \times (1.50)^2}{2} + 2.36 \times 1.50 = 11.24 \text{ kn.m}$$

**C. Calcul du l'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = (6.85 \times 1.5) + (2.36 \times 1 \text{ml}) = 12.63 \text{ kn.}$$

**III.5.4) Ferrailage à L'ELU :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**A. Les armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.42 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.20} = 0.064 < 0.392$$

➤ **Donc section simplement armée (SSA).**

$$\mu_u = 0.064 ; \beta = 0.967.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.42 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 348} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$**

**B. Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>. Avec St = 25 cm.**

**III.5.5) Vérifications à L'ELU:****A. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 13 \times 100}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2.42) :**

- Armatures principales :  $St=25\text{cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ . .... **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition :  $St = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ ... **Condition vérifiée.**

**C. Vérification au cisaillement (Art.5.1.2 / BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{17.38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc : **les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

**D. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99 Art A.6.1,3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}.$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{17.38 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pas de risque d'entraînement des barres.**

**E. Ancrage rectiligne des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99):**

$$\text{La longueur de scellement est donnée par la loi : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_s = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Donc  $L_s = 48 \text{ cm}$ .

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

### III.5.6) Vérifications à L'ELS :

#### A. Vérification des contraintes de compression du béton (BAEL91 modifié 99 Art

##### A.4.5, 2) :

##### ➤ le Béton :

On doit avoir :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,347.$$

On a:  $\beta_1 = 0,908$ .

$$K_1 = 39, 35.$$

$$K = \frac{1}{39.35} = 0,025.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.24 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 210.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.025 \times 210.66 = 5.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ L'acier :

On doit avoir :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 210.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### B. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

#### C. Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1) :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{11.24}{10(11.24)} = 0.1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc ce n'est pas la peine de calculer la flèche.

**Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **4HA12** avec **St=25cm.**
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St = 25cm.**

**III.6) poutre de chaînage :****III.6.1) Introduction :**

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

**III.6.2) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :****-Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Avec : } L_{\max} : 3.94 \text{ m longueur libre de la poutre}$$

$$\frac{394}{15} \leq h_t \leq \frac{394}{10} \Rightarrow 26.27\text{cm} \leq h_t \leq 39.4\text{cm}$$

On prend :  **$h_t = 30\text{cm}$**

**-Largeur de la poutre :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend :  **$b = 20\text{cm}$**

**Remarque :**

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

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

**Donc :** la poutre de chaînage a pour dimension ( $b \times h$ ) :  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

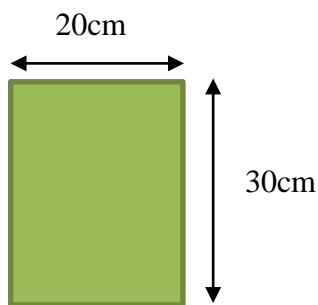


Figure III.6.1 : dimension de la poutre de chaînage.

### III.6.3) Calcul des efforts internes à l'ELU :

➤ Charge et surcharge :

$$\text{Poids propre du plancher : } 5.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } 25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de garde-corps : } 1.5 \times 2.36 = 3.54 \text{ kn/ml}$$

$$\mathbf{G_T = 1.78 + 1.5 + 3.54 = 6.82 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN/ml}}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (6.82) + 1.5(1.14)$$

$$q_u = 10.91 \text{ KN/ml}$$

**A. Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10.91 \times 3.94}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{21.5 \text{ KN}}$$

**B. Effort tranchant :**

$$T(x) = -qx + R_a = -10.91x + 21.5$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{21.5 \text{ KN}} \\ x = 3.94 \text{ m} \rightarrow T(x) = \mathbf{-21.5 \text{ KN}} \end{cases}$$

**C. Moment fléchissant :**

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.91 \times 3.94^2}{8} \Rightarrow M_0 = \mathbf{21.17 \text{ KN.m}}$$

**Remarque :**

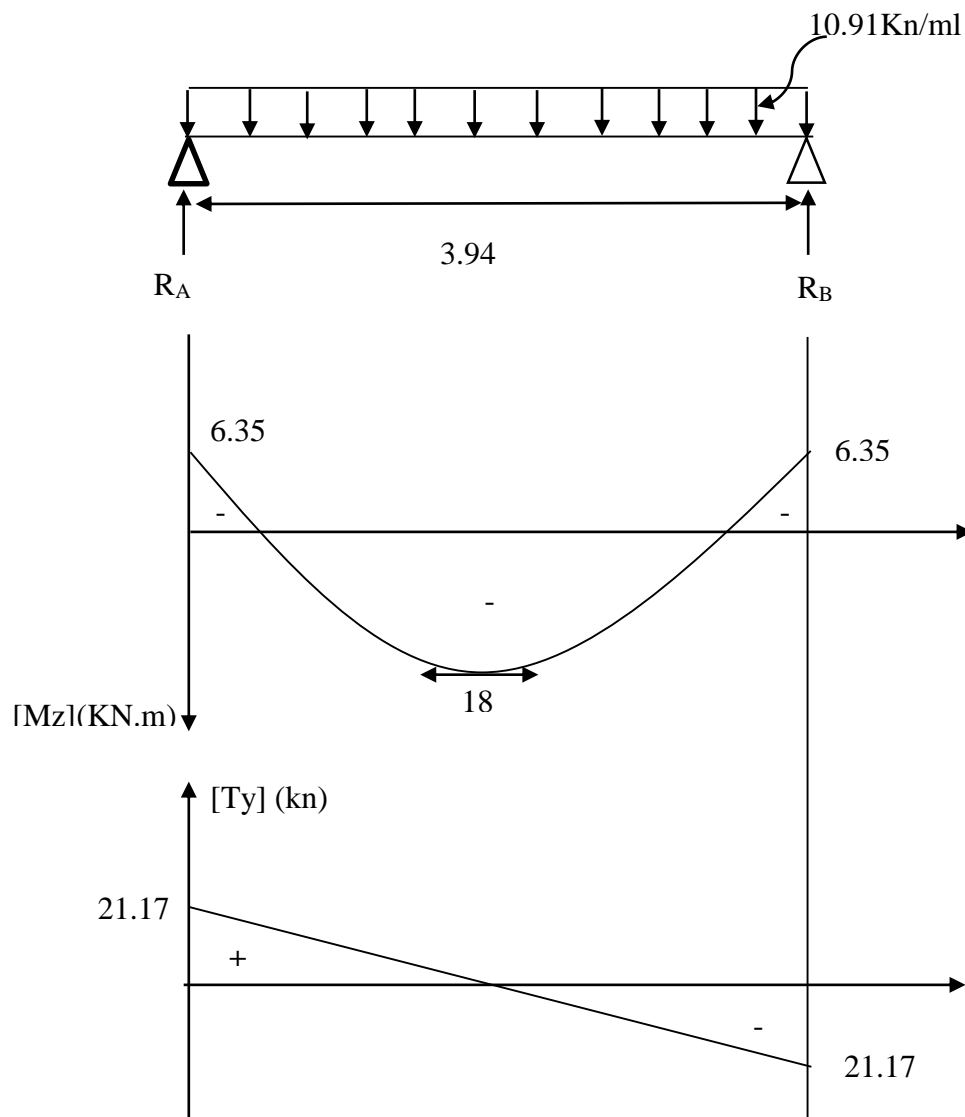
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 18 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -6.35 \text{ KN.m}$$

**III.6.4) Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELU :**

**Figure III.6.2 :** Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELU.

## III.6.5) Ferrailage de la poutre de chaînage :

## A. Armatures longitudinales :

Tableau III.6.1 : les armatures longitudinales

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	6.35	18
$\mu$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.35 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.03 \leq \mu_l = 0.392$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.087 \leq \mu_l = 0.392$
$\beta$	0.985	0.954
Armatures principales $A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.35 \times 10^2}{0.985 \times 27 \times 34.8} = 0.69 \text{ cm}^2$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18 \times 10^2}{0.954 \times 27 \times 34.8} = 2 \text{ cm}^2$
$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup></b>	<b>3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup></b>

## B. Armatures transversales ..... (Article.A.7.2, 2 BAEL99) :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l\right) = \min(0.857; 2; 1.4)$$

$$\varnothing_t = 8.57 \text{ mm}$$

On adopte : un cadre HA8 — **4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**.

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) l'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(24.3; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

**Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} > 0.40 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{20 \times 20} = 2.01 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## C. L'espacement est donné selon deux zones : Suivant (l'article 7.5.2.2 RPA2003

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min(7.5; 12) \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15 \text{ cm} \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

**III.6.6) Vérification à l'ELU :****A. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.652 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.652 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.652 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Vérification de la contrainte de cisaillement :****(art A.5.1,1 BAEL 99)**On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$ 

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{21.17 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.392 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.392 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pas de risque de cisaillement.****C. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6.1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :**On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ 

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

n : nombre de barres.

Ø : Diamètre des barres.

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \times \varnothing \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.17 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.770 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.770 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

—————➔ **Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.****D. Calcul de la longueur de scellement droit ..... (Art A.6.1,21/ BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 42.33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

Soit : **Lc = 20cm**

### E. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99) :

#### ➤ Dans le béton (BAEL91 modifié 99 art A.5.1.313) :

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 21.17 \text{ kN} \leq 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 27 \times \frac{2.5}{1.5} = 324 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Sur les aciers (BAEL91 modifié 99 art A.5.1.321) :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 21.17 + \frac{-6.35}{0.9 \times 27} \right) = 0.061 \text{ cm}^2 \dots$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.061 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.6.7) Calcul des efforts internes à l'ELS :

#### ➤ Charge et surcharge :

$$G_T = 1.78 + 1.5 + 3.54 = 6.82 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.96 \text{ KN/ml}$$

#### A. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{7.96 \times 3.94}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{15.68 \text{ KN}}$$

#### B. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -7.96x + 15.68$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{15.68 \text{ KN}} \\ x = 3.94 \text{ m} \rightarrow T(x) = \mathbf{-15.68 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

**C. Moment fléchissant :**

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{7.96 \times 3.94^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15.45 \text{ KN. m}$$

**Remarque :**

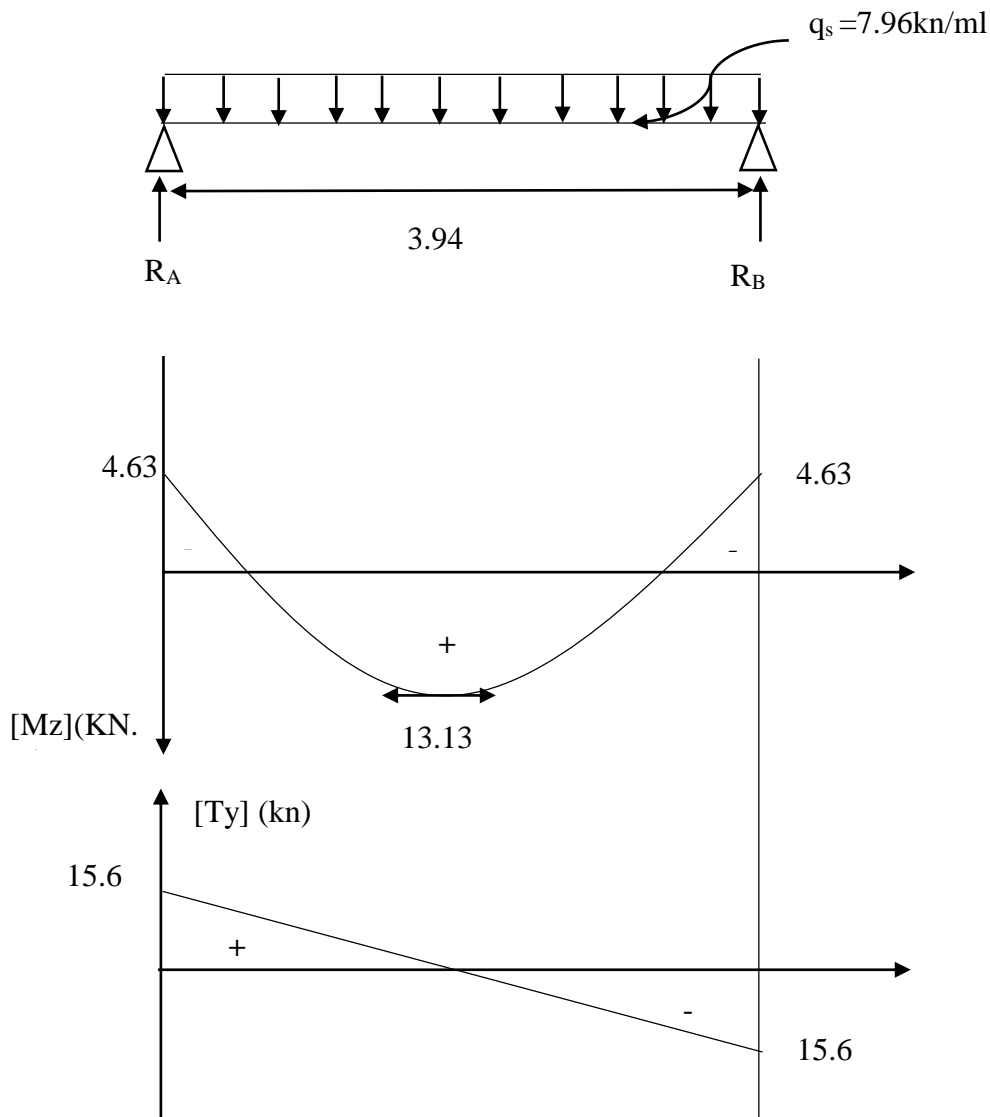
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 13.13 \text{ KN. m}$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -4.63 \text{ KN. m}$$

**III.6.8) Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELS :**

**Figure III.6.3 :** Diagrammes des moments et des efforts internes à l'ELS.

## III.6.9) Vérifications à l'ELS :

## A. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- **Aux appuis :**

**Avec :**

$$M_s = -4.63 \text{ kn.m}$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.627$$

$$D'où : \beta_1 = 0.883 ; \alpha_1 = 0.351 ; K = 27.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4.63 \times 10^3}{0.883 \times 27 \times 3.39} = 57.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.73} \times 57.3 = 2.066 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.066 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

**Avec :**

$$M_s = 13.13 \text{ kn.m}$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.627$$

$$D'où : \beta_1 = 0.883 ; \alpha_1 = 0.351 ; K = 27.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.13 \times 10^3}{0.883 \times 27 \times 3.39} = 162.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.73} \times 162.46 = 5.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.B.6.3 BAEL99)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

**C. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5, 1 BAEL99)**

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{394} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow 0.076 < \frac{13.13}{10 \times 15.45} = 0.0849 \quad \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.0062 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Une de ces conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s x L^2}{10x E_V x I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500}$$

Avec :

f : flèche admissible.

$E_V$  : Module de la déformation différée.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_V \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de g section

$$I_0 = \frac{b(v_1^3 + v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} \rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{x'x}$  : moment statique par rapport à l'axe x'x

$$S_{x'x} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{20 \times 30^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 27) = 10372.95 \text{ cm}^3$$

$B_0$ : la section homogène.

$$B_0 = bh + n \times A_t$$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 3.39 = 650.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{10372.95}{650.85} = 15.94 \text{ cm}$$

$$V_2 = 30 - 15.94 = 14.06 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{20(15.94^3 + 14.06^3)}{3} + 15 \times 3.39 \times (14.06 - 3)^2$$

$$I_0 = 51750.32 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$\rho$  = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.00627 ; \beta = 0.883$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{20}{20}) 0.00627} = 1.34$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{13.13 \times 10^6}{0.883 \times 270 \times 339} = 162.45 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00627 \times 162.45 + 2.1} = 0.40$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 51750.32}{1 + (1.34 \times 0.40)} = 37060.78 \text{ cm}^4$$

**Au final :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{13.13 \times 10^6 \times 3940^2}{10 \times 10818.86 \times 37060.78 \times 10^4} = 5.08 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3940}{500} = 7.88 \text{ mm}$$

$$f = 5.08 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.88 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- **En travée :** 3HA 12 = 3.39cm<sup>2</sup>
- **Aux appuis :** 3HA 12 = 3.39cm<sup>2</sup>
- **Armatures transversales :** 4HA 8 Avec un espacement :

Zone nodale : St = 7 cm

Zone courante : St = 12 cm

### III.7) L'escalier :

#### III.7.1) Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins en béton armé coulé sur place, qui permet l'accès vertical entre deux niveaux différents de la structure, il est composé par :

-La marche : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

-La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

-Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm. jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

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

-Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives ; il y a une valeur constante de 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h+g = 59$  à  $66$ .

-La ligne de foulée : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si  $E \geq 1m$ .

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

-Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est  $L_1$ .

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

-La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d'épaisseur  $ep$ .

**H** : hauteur de la volée.

**h** : hauteur des contres marches.

**L1** : longueur de palier de départ.

**L2** : longueur projetée de la volée.

**L3** : longueur du palier d'arrivée.

**ep** : épaisseur de la paillasse et du palier.

**E** : Embranchement.

**g** : largeur des marches (giron).

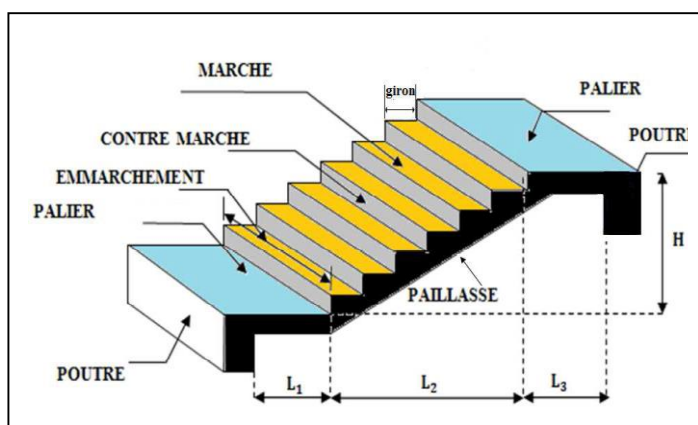


Figure III.7.1 : schéma d'escalier.

### III.7.2) Pré dimensionnement de l'escalier :

Notre projet contient des escaliers droits à quatre et trois volées de trois et deux paliers intermédiaires.

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de BLONDEL, qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$ .

Avec :

$h$  : hauteur de la contre marche, avec :  $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ .

$g$  : largeur de la marche, avec :  $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ .

Nous adoptons :  $h=17\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$ .

$59\text{cm} \leq 2h+g=34+30=64 \leq 66\text{cm}$  La relation est vérifiée.

➤ **Détermination du nombre de marches et contre marches :(pour le RDC) :**

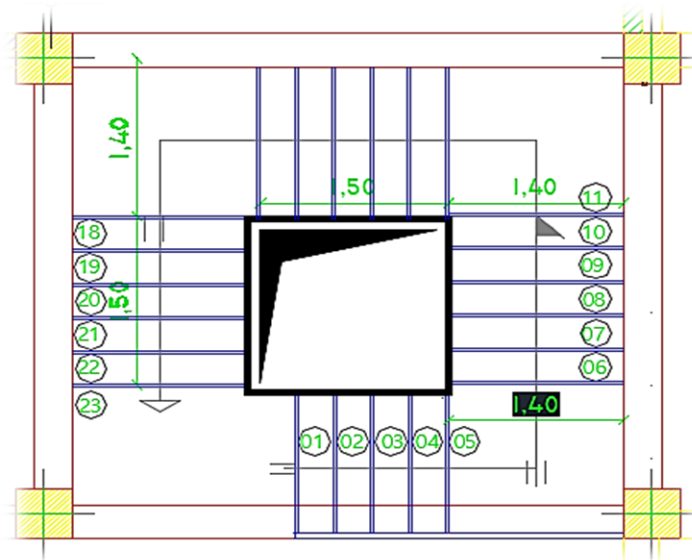


Figure III.7.2 : Coupe horizontale d'escalier.

Soit  $n$  le nombre de contre marche et  $m$  le nombre de marche.

- **Le nombre de contre marches est :**

$$n = \frac{HRDC}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marches.}$$

- **Le nombre de marche est :**

$$m = n - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marches.}$$

- **Les marches et les contre marches seront repartis de la manière suivante :**

Pour la 1ere volée :  $n=5$  contre marches.

Pour la 2em volée :  $n= 6$  contre marches.

Pour la 3em volée :  $n=6$  contre marches.

Pour la 4<sup>em</sup> volée : n=6 contre marches

➤ **Étude 1<sup>er</sup> volée :**

**H** : hauteur de la volée :  $H = h \times n = 17 \times 5 = 85 \text{ cm}$ .

**L2** : longueur projetée de la volée :  $L2 = m \times g = 4 \times 30 = 120 \text{ cm}$

• **La pente de l'escalier :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{85}{120} = 0.708 \quad \implies \alpha = 35.31^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L' = (L2^2 + H^2)^{1/2} = (120^2 + 85^2)^{1/2} = 147.06 \text{ cm}$$

$$L' = \frac{L2}{\cos \alpha} = \frac{120}{0.816} = 147.05 \text{ cm}$$

• **L'épaisseur de la paillasse :** est calculée suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 147.05 + 140 = 287.05 \text{ cm}$$

$$9.57 < e < 14.35$$

On adopte **e=14cm**

➤ **Étude 2<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> volées :**

**H** : hauteur de la volée :  $H = h \times n = 17 \times 6 = 102 \text{ cm}$ .

**L2** : longueur projetée de la volée :  $L2 = m \times g = 5 \times 30 = 150 \text{ cm}$

• **La pente de l'escalier :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{102}{150} = 0.68 \quad \implies \alpha = 34.22^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L' = (L2^2 + H^2)^{1/2} = (150^2 + 102^2)^{1/2} = 181.39 \text{ cm}$$

$$L' = \frac{L2}{\cos \alpha} = \frac{150}{0.8268} = 181.4 \text{ cm}$$

• **L'épaisseur de la paillasse :** est calculée suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 181.4 + 140 + 135 = 456.40 \text{ cm}$$

$$15.21 < e < 22.82$$

On adopte **e=20cm**

➤ **Étude 3<sup>eme</sup> volées :**

**H** : hauteur de la volée :  $H = h \times n = 17 \times 6 = 102 \text{ cm}$ .

**L2** : longueur projetée de la volée :  $L2 = m \times g = 5 \times 30 = 150 \text{ cm}$

- **La pente de l'escalier :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0.68 \quad \implies \alpha = 34.22^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L' = (L_2^2 + H^2)^{1/2} = (150^2 + 102^2)^{1/2} = 181.39 \text{ cm}$$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{150}{0.8268} = 181.4 \text{ cm}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :** est calculée suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 181.4 + 140 + 140 = 461.40 \text{ cm}$$

$$15.38 < e < 23.07$$

On adopte **e=20cm**

### III.7.3) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et pour une bande de 1ml d'embranchement considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### ➤ Les charges permanentes :

- La volée (La paillasse) :

$$\text{-poids propre de la paillasse: } \frac{25 \times 1 \times 0.2}{\cos 34.22} = \frac{5}{0.8268} = 6.05 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{-poids de la marche : } \frac{25 \times 1 \times 0.17}{2} = 2.125 \text{ Kn/ml}$$

-poids des revêtements : carrelage scellé, mortier de pose, couche de sable, garde-corps

$$Gr = (0.44 + 0.4 + 0.36 + 0.2) \times 1 = 1.4 \text{ Kn/ml}$$

-La charge totale de la paillasse :  $6.05 + 2.125 + 1.4 = 9.575 \text{ Kn/ml}$

$$Gt_v = 9.575 \text{ Kn/ml}$$

- Le palier :

-poids propre du palier :  $25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ kn/ml}$

-poids des revêtements : carrelage, mortier de pose, couche de sable, enduit ciment

$$Gr = (0.44 + 0.4 + 0.36 + 0.44) \times 1 = 1.64 \text{ Kn/ml}$$

-La charge totale du palier :  $5 + 1.64 = 6.64 \text{ Kn/ml}$

$$Gt_p = 6.64 \text{ Kn/ml}$$

#### ➤ Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR BC.2.2** est :

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

III.7.4) Calcul des efforts internes :

➤ Combinaisons de charges :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $q_s = G + Q$

Tableau III.7.1 : Les combinaisons de charges a L'ELU et a L'ELS.

	ELU	ELS
Volée	$1.35 \times 9.575 + 1.5 \times 2.5 = 16.68$ Kn/ml	$9.5 + 2.5 = 12,075$ Kn/ml
Palier	$1.35 \times 6.64 + 1.5 \times 2.5 = 12,714$ Kn/ml	$6.64 + 2.5 = 9,14$ Kn/ml

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.

➤ Etude de pailasse :

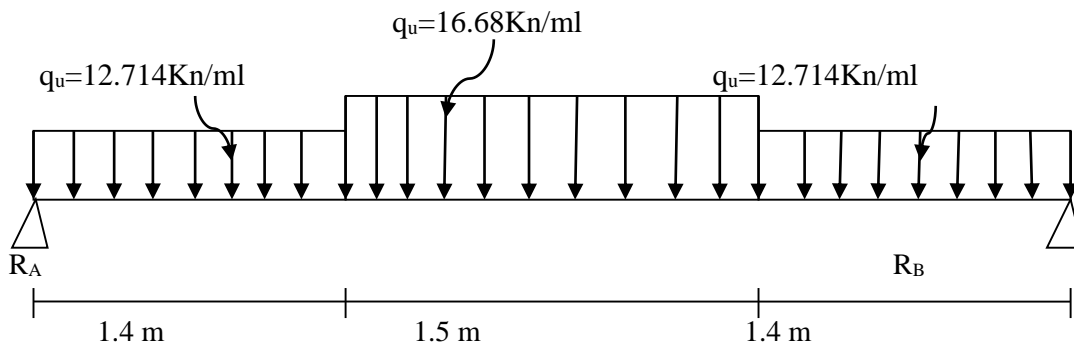


Figure III.7.3: schéma statique de calcul a L'ELU

• Réactions d'appuis :

D'après la RDM :

$\Sigma F_{/yy'} = 0$

$\Sigma F_{/yy'} = R_A - 12.714 \times 1.4 - 16.68 \times 1.5 - 12.714 \times 1.4 + R_B = 0$

$= R_A - 17.80 - 2.5 - 17.80 + R_B = 0$

$= R_A + R_B = 60.608 \text{ KN}$

$\Sigma M_A = 0$

$\Sigma M_A = 12.71 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 16.68 \times 1.5 \times (\frac{1.5}{2} + 1.4) + 12.71 \times 1.4 \times (\frac{1.4}{2} + 1.4 + 1.5) - R_B \times (4.3) = 0$

$= 130.30 - 4.3 \times R_B = 0$



$$R_B = \frac{130.30}{4.3} = 30.30 \text{KN}$$

$$\implies R_B = 30.30 \text{KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 ; \implies R_A = 30.30 \text{KN}$$

Vérification :

$$\text{On a : } R_A + R_B = 60.608 \text{KN}$$

$$30.30 + 30.3 = 60.60 \text{KN Ok}$$

$$\text{Donc : } R_A = R_B = 30.30 \text{KN}$$

- Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- Effort tranchant :

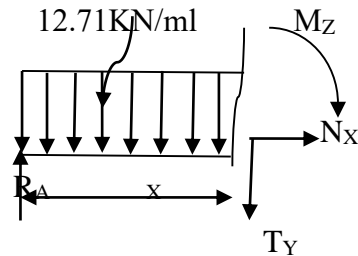
$$\Sigma F/y = 0$$

$$30.30 - 12.71X - T_Y = 0$$

$$T_Y = -12.71X + 30.30$$

$$T_Y(x=0) = 30.30 \text{KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = 12.506 \text{KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/A = 0$$

$$30.30X - 12.71 \frac{X^2}{2} - M_Z = 0$$

$$M_Z = -6.355 X^2 + 30.30X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M_Z(x=1.4) = 29.96 \text{Kn.m}$$

**2<sup>eme</sup> Tronçon :**  $1.4 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

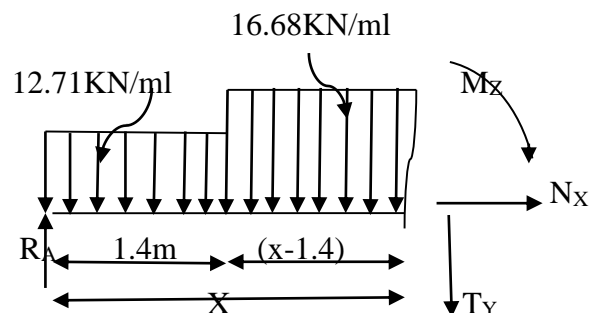
- Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$30.30 - 12.71 \times 1.4 - 16.68(x-1.4) - T_Y = 0$$

$$T_Y = -17.79 - 16.68X + 23.35 + 30.30$$

$$T_Y = -16.68X + 35.858$$



$$T_Y(x=1.4) = 12.506 \text{KN}$$

$$T_Y(x=2.9) = -12.514 \text{KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$30.30X - 12.71 \times 1.4x \left( \frac{1.4}{2} + X - 1.4 \right) - 16.68 \frac{(x-1.4)^2}{2} - M_Z = 0$$

$$M_Z = 30.30X - 17.794X + 12.46 - 8.34X^2 - 16.35 + 23.35 X$$

$$M_Z = -8.34X^2 + 35.856 X + 3.89$$

$$M_Z(x=1.4) = 29.962 \text{ Kn .m}$$

$$M_Z(x=2.9) = 29.953 \text{ Kn .m}$$

**3<sup>eme</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$-30.30 - 12.71X + T_Y = 0$$

$$T_Y = -12.71X - 30.30$$

$$T_Y(x=0) = -30.30 \text{KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = -12.506 \text{KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-30.30X + 12.71 \frac{X^2}{2} + M_Z = 0$$

$$M_Z = -6.355 X^2 + 30.30X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn .m}$$

$$M_Z(x=1.4) = 29.96 \text{ Kn .m}$$

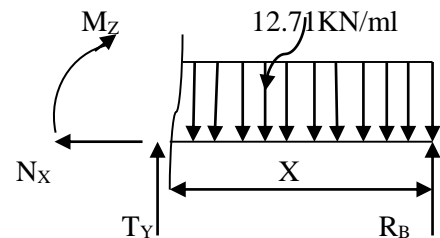
**-La section dangereuse est dans la travée 2 ( $M_{MAX}$ ) :**

$$T_Y = -16.68X + 35.858 = 0 \implies X = \frac{35.858}{16.68} = 2.15 \text{ m}$$

On remplace  $X = 2.15 \text{ m}$  dans  $M_Z$  :

$$M_Z = -8.34X^2 + 35.856 X + 3.89$$

$$M_{MAX} = -8.34 (2.15)^2 + 35.856 (2.15) + 3.89$$



$M_{MAX} = 34.66 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment.  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement.

**En appui (A) et (B) :**  $M_A = M_B = - 0,3M_{max} = - 0,3 (34.66) = -10.4 \text{ KN.m}$ .

**En travées :**  $M_t = 0,85M_{umax} = 0,85 (34.66) = 29.46 \text{ KN.m}$ .

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELU

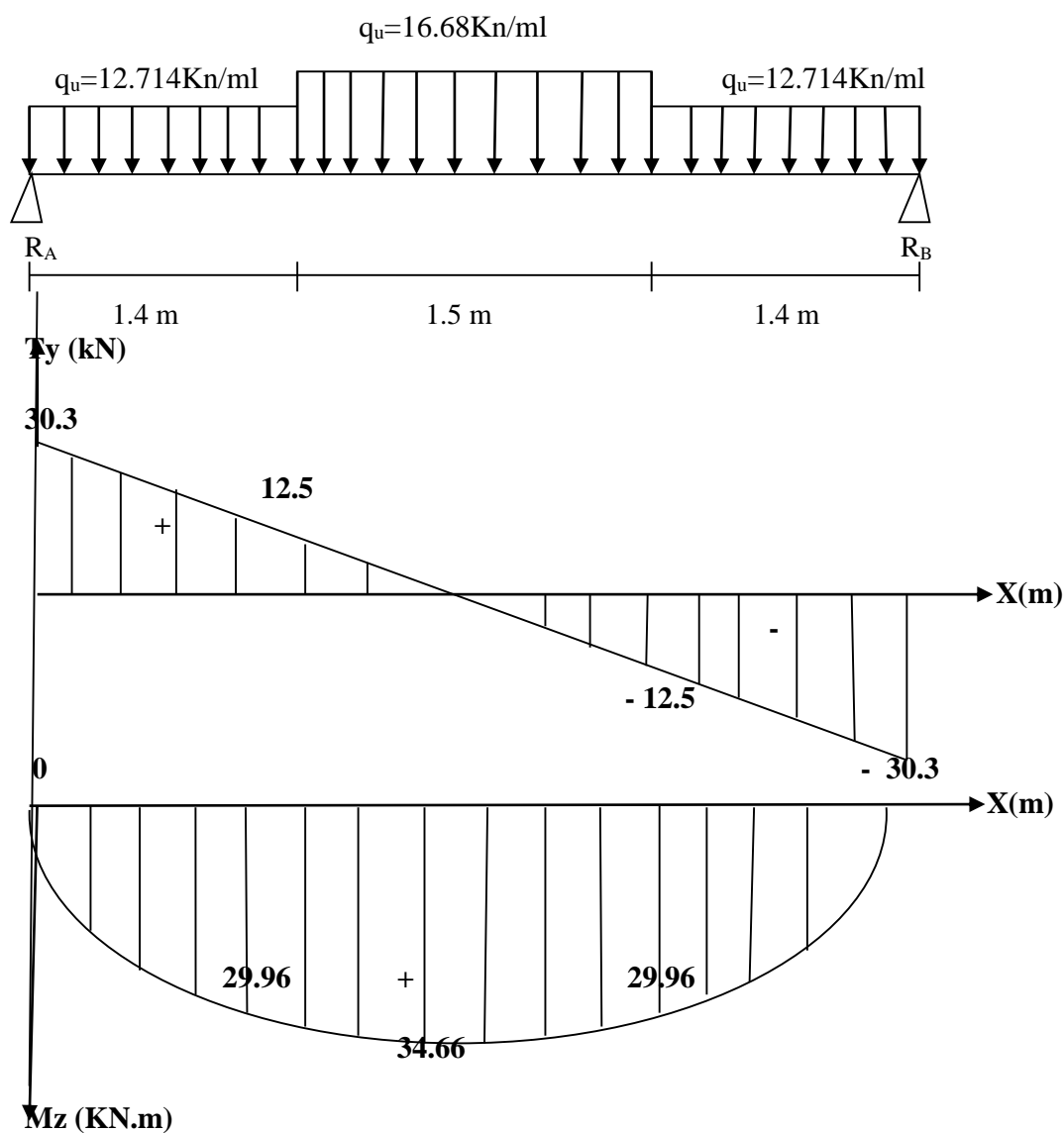


Figure III.7.4 : Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELU

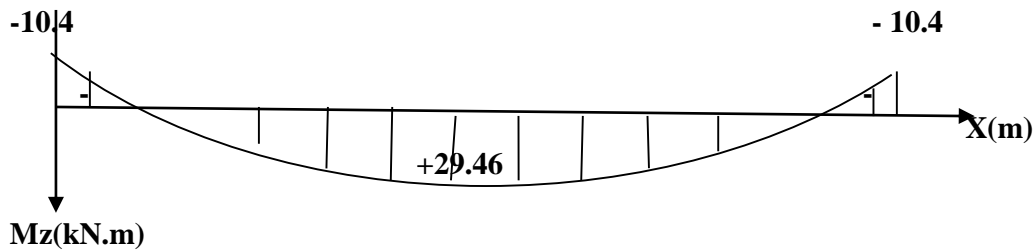


Figure III.7.5. : Diagrammes des moments fléchissant après la correction à l'ELU.

### III.7.5) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$h=20\text{cm}$ ,  $c=3\text{cm}$ ,  $d=h-c=17\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} , f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} , \text{Fe } 400$$

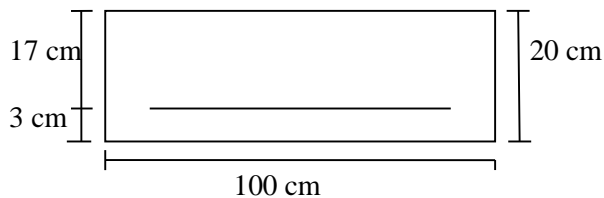


Fig III.7.6: Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU.

✓ **Aux appuis :** ( $M_a=10.4 \text{ kn.m}$ )

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.4 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.025$$

$\mu_b = 0.025 < \mu_l = 0.392 \implies$  Section Simplement Armée

(SAA les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc}=0$ )

$\mu_b = 0.025 \longrightarrow$  tableau  $\beta=0.987$

• **Armature Principale :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.4 \times 1000}{0.988 \times 17 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}12=4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t=25\text{cm}$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t=25\text{cm}$

✓ **En travées : (Mt=28.29KN.m)**

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.46 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.072$$

$\mu_b = 0.072 < \mu_l = 0.392$  =====> Section Simplement Armée

$\mu_b = 0.072$  —————> tableau  $\beta = 0.963$

• **Armateur Principale :**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.46 \times 1000}{0.963 \times 17 \times 348} = 5.17 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

• **Armature de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25\text{cm}$

**III.7.6) Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :  $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.05 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

-En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2.05 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

• **Armatures principale :**  $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

- Aux appuis :  $St = 25 < \min \{3h=60\text{cm} ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$  .....Condition vérifiée.

- En travée :  $St = 25 < \min \{3h=60\text{cm} ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$  ..... Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**  $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

- Aux appuis :  $St = 20\text{cm} < \min \{4h=80\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$  .....Condition vérifiée.

- En travée :  $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h=80\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$  .....Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91Art61.3) :**

On vérifie que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau$ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$\psi_s =$  Coefficient de scellement,  $\psi_s=1.5$  (pour les aciers HA)

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u$$

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

✓ **Appuis :** 4HA10

$$\sum U_i = n\pi\phi, \quad n = \text{nombre de barres}$$

$$\sum U_i = 4\pi \cdot 12 = 150.52 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{30.30 \cdot 1000}{0.9 \cdot 170 \cdot 150.52} = 1.313 \text{ MPa}$$

====>  $\tau_{se} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

✓ **Travée :** 5HA12

$$\sum U_i = n\pi\phi, \quad n = \text{nombre de barres}$$

$$\sum U_i = 5\pi \cdot 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{30.30 \cdot 1000}{0.9 \cdot 170 \cdot 188.4} = 1.05 \text{ MPa}$$

====>  $\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A5.1.21/BAEL91)

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\psi_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{30.3 \cdot 1000}{1000 \cdot 170} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$
.....Condition vérifiée.

D'où le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, Donc les armaturées transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ancrage des armatures :** (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23)

• **Longueur du scellement droit :**

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

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

Pour  $\phi = 1 \text{ cm}$  et  $\tau_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$ .

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$L_s = 35.27 \text{ cm.}$

D'après (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4Ls).

$L_c=0.4 \times 35.27=14.108\text{cm.}$

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : A5.1.3.21/BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2\bar{V}_u}{b \cdot 0.9 d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times 0.9 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$V_u=30.3\text{KN} < \bar{V}_u=0.4 \times 100 \times 17 \times 0.9 \times \frac{2.5}{1.5}$

$V_u=30.3\text{KN} < \bar{V}_u= 1020\text{KN}.....\text{Condition vérifiée.}$

III.7.7) Calcul des moments et les efforts tranchants à L'ELS :

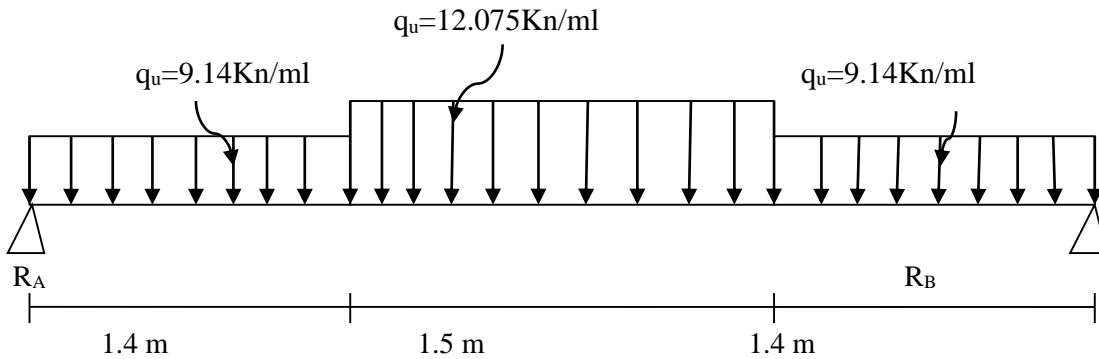
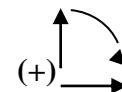


Figure III.7.7: schéma statique de calcul a L'ELS.

• Réactions d'appuis :

D'après la RDM :



$\Sigma F_{/yy'} = 0$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{/yy'} &= R_A - 9.14 \times 1.4 - 12.075 \times 1.5 - 9.14 \times 1.4 + R_B = 0 \\ &= R_A - 43.70 + R_B = 0 \\ &= \mathbf{R_A + R_B = 43.70KN} \end{aligned}$$

$\Sigma M_A = 0$

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= 9.14 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 12.075 \times 1.5 \times \left( \frac{1.5}{2} + 1.4 \right) + 9.14 \times 1.4 \times \left( \frac{1.4}{2} + 1.4 + 1.5 \right) - R_B \times (4.3) = 0 \\ &= 93.96 - 4.3R_B = 0 \end{aligned}$$

$R_B = \frac{93.96}{4.3} = 21.85\text{KN} \quad \implies R_B = 21.85\text{KN}$

$\Sigma M/B = 0 ; \implies R_A = 21.85 \text{KN}$

Vérification :

On a :  $R_A + R_B = 43.7 \text{KN}$

$21.85 + 21.85 = 43.7 \text{KN}$  Ok

Donc :  $R_A = R_B = 21.85 \text{KN}$

- Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- Effort tranchant :

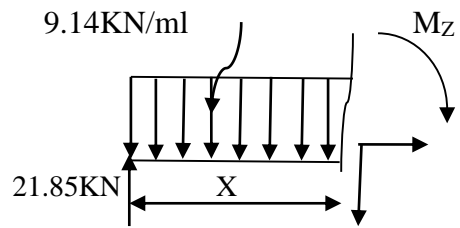
$\Sigma F/y = 0$

$21.85 - 9.14X - T_Y = 0$

$T_Y = -9.14X + 21.85$

$T_Y(x=0) = 21.85 \text{ KN}$

$T_Y(x=1.4) = 9.054 \text{KN}$



- Moment fléchissant :

$\Sigma M/A = 0$

$21.85X - 9.14 \frac{X^2}{2} - M_Z = 0$

$M_Z = -4.57 X^2 + 21.85X$

$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn.m}$

$M_Z(x=1.4) = 21.63 \text{Kn.m}$

**2<sup>eme</sup> Tronçon :**  $1.4 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

- Effort tranchant :

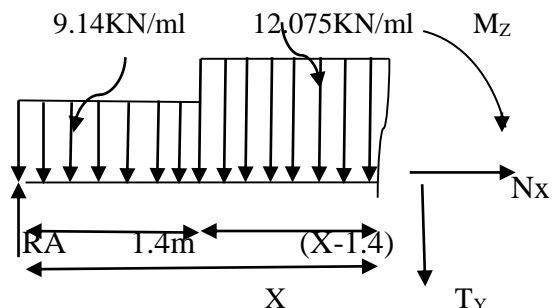
$\Sigma F/y = 0$

$21.85 - 9.14x - 12.075(x-1.4) - T_Y = 0$

$T_Y = -12.075X + 25.96$

$T_Y(x=1.4) = 9.054 \text{KN}$

$T_Y(x=2.9) = -9.058 \text{KN}$



- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$21.85X - 9.14 \times 1.4x \left( \frac{1.4}{2} + X - 1.4 \right) - 12.075 \frac{(x-1.4)^2}{2} - M_Z = 0$$

$$M_Z = 21.85X - 12.796X + 8.96 - 6.0375X^2 - 11.83 + 16.90 X$$

$$M_Z = -6.0375X^2 + 25.96 X - 2.87$$

$$M_Z(x=1.4) = 21.64 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_Z(x=2.9) = 21.64 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

**3<sup>ème</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

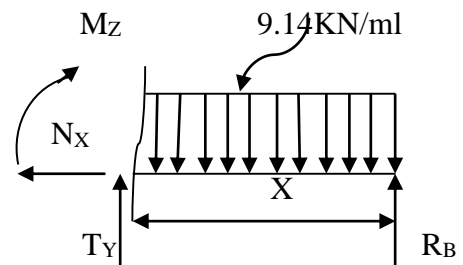
$$\Sigma F/y = 0$$

$$-21.85 - 9.14X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 9.14X - 21.85$$

$$T_Y(x=0) = -21.85 \text{ KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = -9.054 \text{ KN}$$



- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-21.85X + 9.14 \frac{X^2}{2} + M_Z = 0$$

$$M_Z = -4.57 X^2 + 21.85X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_Z(x=1.4) = 21.63 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

**La section dangereuse est dans la travée 2 (M<sub>MAX</sub>):**

$$T_Y = -12.075X + 25.96 = 0 \implies X = \frac{25.96}{12.075} = 2.15 \text{ m}$$

On remplace  $X = 2.15 \text{ m}$  dans  $M_Z$ :

$$M_Z = -6.0375X^2 + 25.96 X - 2.87$$

$$M_{\text{MAX}} = -6.0375 (2.15)^2 + 25.96 (2.15) - 2.87$$

$$M_{\text{MAX}} = 25.0356 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

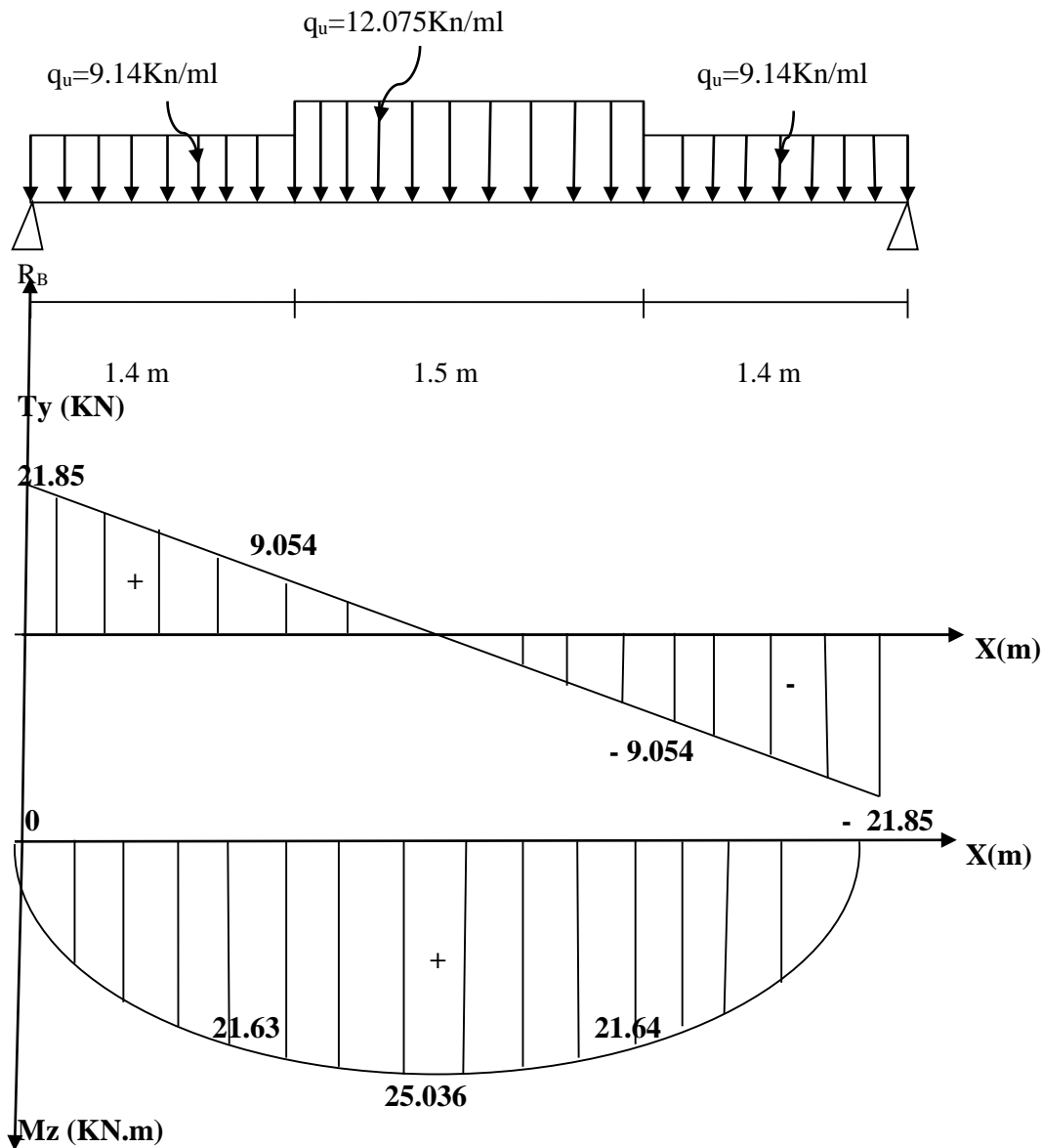
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment.  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement.

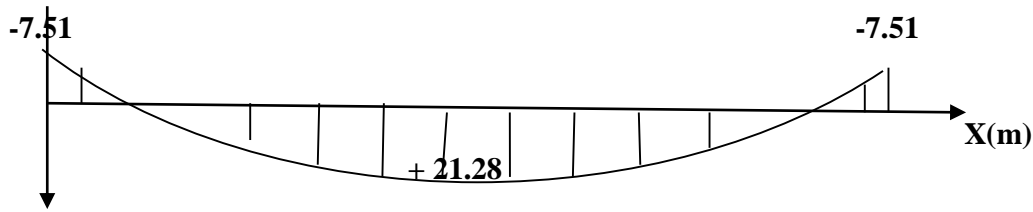
**En appui (A) et (B) :**  $M_A = M_B = - 0,3M_{max} = - 0,3 (25.0356) = -7.51 \text{ KN.m}$ .

**En travées :**  $M_t = 0,85M_{umax} = 0,85 (25.0356) = 21.28 \text{ KN.m}$ .

➤ **Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELS.**



**Figure III.7.8:** Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELS.



Mz (KN.m)

Figure III.7.9 : Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELS.

III.7.8) Vérification à l'ELS :

➤ État limite à la résistance à la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

✓ En travée :

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.332 \text{ donc } \beta_1 = 0.910 \text{ (tableaux)} ; K_1 = 34.50 \text{ (tableaux)}$$

➤ Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{21.28 \times 10^6}{0.910 \times 170 \times 5.65 \times 10^2} = 243.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.46}{40.56} = 6 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0.27 \text{ donc } \beta_1 = 0.917 \text{ (tableaux)} ; K_1 = 45.24 \text{ (tableaux) .}$$

➤ Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.5 \times 10^6}{0.917 \times 170 \times 4.52 \times 10^2} = 106.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106.44}{45.24} = 2.35 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Etat limite de déformation :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{430} = 0.0465 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \implies \frac{20}{430} = 0.0465 < \frac{21.28}{10 \times 25.036} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.0033 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

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

Avec :

f : flèche admissible.

E<sub>v</sub> : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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

Avec :

$$S_{xx} : \text{Moment statique. tel que : } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

**B<sub>0</sub>** : Aire de la section homogénéisée ; **B<sub>0</sub>** = b.h + 15A<sub>t</sub>

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{b \cdot h + 15 A_t}$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \cdot 20 + 15 \times 5.65}$$

$$V_1 = 10.28 \text{ cm}$$

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

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65 (9.72 - 3)^2$$

$$I_0 = 66823.47 + 3827.17 = 70650.64 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_{St}}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 17} = 0.00265$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) 0.00265} = 3.16$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\text{AN : } \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00265 \times 243.46 + 2.1} = 0.046$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\text{AN : } I_{fv} = \frac{1.1 \times 70650.64}{1 + 0.046 \times 3.16} = 67852.64 \text{ m}^4$$

On remplace :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{21.28 \times 4.30^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 67852.64} = 0.535 \text{ cm} = 5.68 \text{ mm}$$

$$f = 5.35 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures :** (Art. B.6.3/BAEL91 modifiées 99)

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

### III.7.9) Conclusion :

Après toutes les vérifications, l'escalier sera ferrailé comme suit :

#### Aux appuis :

-Armatures Principale : 4HA12=4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement St= 25cm

-Armatures de répartition : 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St= 25cm

#### En travées :

-Armatures Principale : 5HA12=5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement St= 20cm

-Armatures de répartition : 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St= 25cm

### III.8) La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b x h). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encadrée à ses extrémités. Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encadrée dans les poteaux.

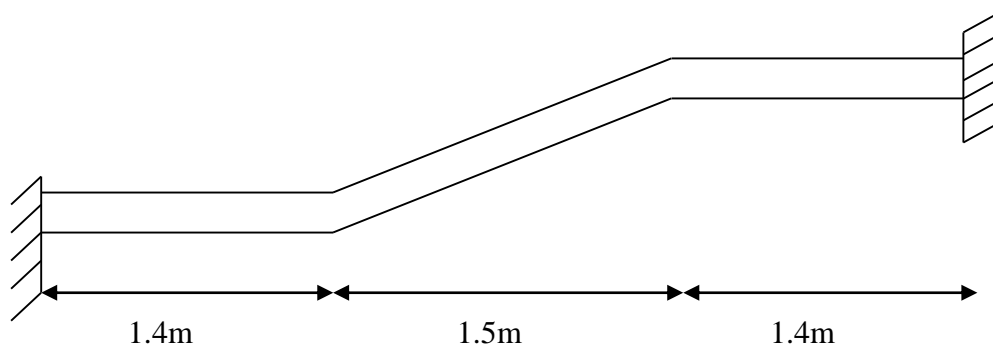


Figure III.8.1: schéma statique de la poutre palière

#### III.8.1) Pré dimensionnement Poutre palière :

$$\frac{L_{MAX}}{15} \leq h \leq \frac{L_{MAX}}{10}$$

$$0.4h < b < 0.7h$$

Avec :

L: longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre

On a :  $L_{MAX}=440\text{cm}$

Donc :

- $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$
- $29.33 \leq h \leq 44$

On prend :  $h=35\text{cm}$

$$0.4h < b < 0.7h$$

$$\text{AN : } 0.4(35) < b < 0.7(35) \Rightarrow 14 < b < 24.5$$

On prend :  $b=25\text{cm}$

#### Vérifications :

##### R.P.A 99 version2003 :

✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.4 < 4$ .....condition vérifiée.

-Donc prend la section de la poutre palière :  $(h \times b) = (35 \times 25) \text{ cm}^2$

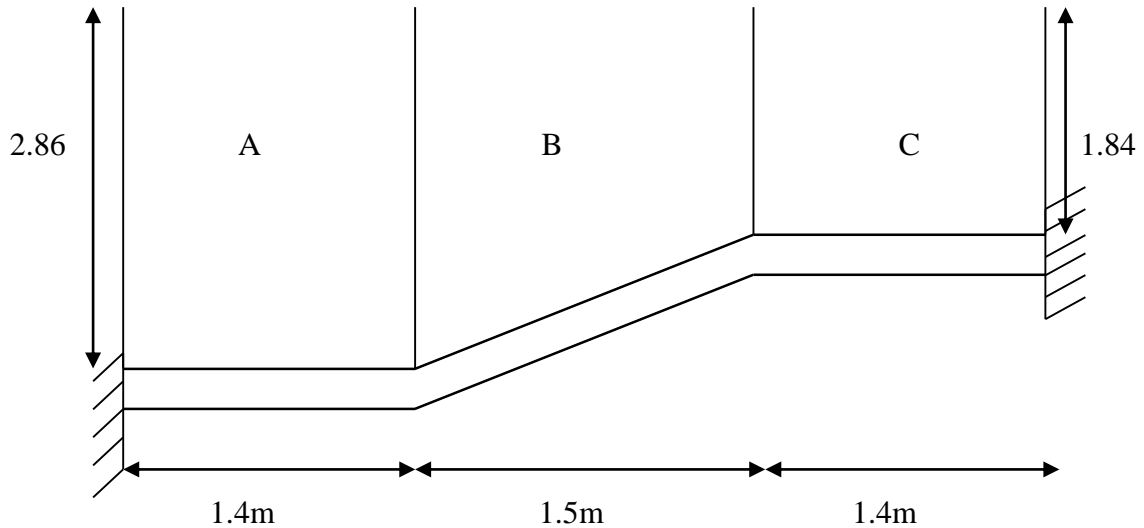


Figure III.8.2 : les dimensions et chargement de la poutre brisée.

III.8.2) Evaluation des charges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ( $G=2.36 \text{ KN/m}^2$ ).

• Poids propre de la poutre :

Parties A et C :  $\rho_{\text{béton}} \times b \times h = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$ .

Partie B :  $\rho_{\text{béton}} \times b \times h = 0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34.22} = 2.65 \text{ KN/ml}$ .

• Chargement du aux réactions du palier :

Réaction au point A à l'ELU :  $R_u = 30.3 \text{ KN}$ .

Réaction au point A à l'ELS :  $R_s = 21.85 \text{ KN}$ .

• Chargement du au poids du mur extérieur :

Partie A :  $2.36 \times 2.86 = 6.80 \text{ KN/ml}$ .

Partie C :  $2.36 \times 1.84 = 4.34 \text{ KN/ml}$ .

Partie B : On aura un chargement trapézoïdal

Point 1 :  $6.8 \text{ KN/ml}$  ; Point 2 :  $4.34 \text{ KN/ml}$ .

➤ Calcul les efforts internes :

**III.8.3) Combinaison de charges à L'ELU :**

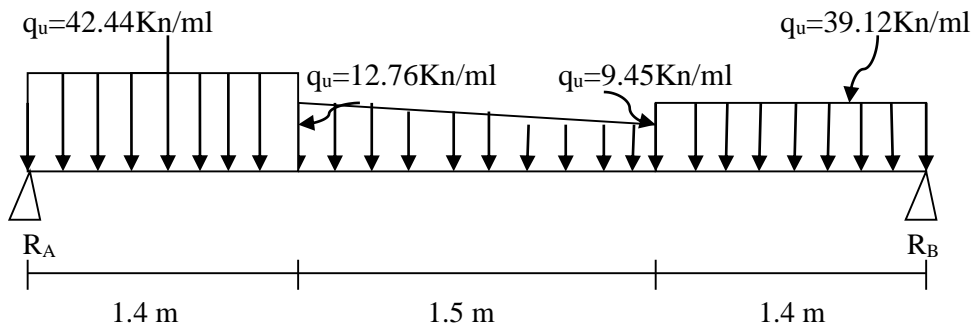
Partie A :  $q_u = 1.35 (2.19 + 6.8) + 30.3 = 42.44 \text{ KN/ml}$ .

Partie C :  $q_u = 1.35 (2.19 + 4.34) + 30.3 = 39.12 \text{ KN/ml}$ .

Partie B : - Point 1 :  $q_u = 1.35 (6.65 + 6.8) + 0 = 12.76 \text{ KN/ml}$ .

- Point 2 :  $q_u = 1.35 (4.34 + 2.65) + 0 = 9.45 \text{ KN/ml}$ .

**Schéma statique :**



**Figure III.8.3 :** Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/yy' = 0$$

$$\Sigma F/yy' = R_A - 42.44 \times 1.4 - 9.45 \times 1.5 - 39.12 \times 1.4 - \frac{(3.31 \times 1.5)}{2} + R_B = 0$$

$$= R_A + R_B = 130.84 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = 42.44 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 9.45 \times 1.5 \times \left( \frac{1.5}{2} + 1.4 \right) + \frac{(3.31 \times 1.5)}{2} \times \left( \frac{1.5}{3} + 1.4 \right) + 39.12 \times 1.4 \times \left( 4.3 - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$- R_B \times (4.3) = 0$$

$$= 273.95 - 4.3 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{273.95}{4.3} = 63.71 \text{ KN}$$

$$\implies R_B = 63.71 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 ; \implies R_A = 67.13 \text{ KN}$$

Vérification :

On a :  $R_A + R_B = 130.84 \text{ KN}$

$63.71 + 67.13 = 130.84 \text{ KN}$  Ok

Donc :  $R_A = 67.13 \text{ KN}$ ,  $R_B = 63.71 \text{ KN}$

- Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- Effort tranchant :

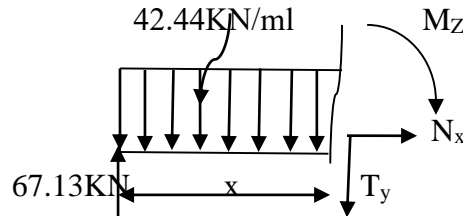
$$\Sigma F_y = 0$$

$$67.13 - 42.44X - T_Y = 0$$

$$T_Y = -42.44X + 67.13$$

$$T_Y(x=0) = 67.13 \text{ KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = 7.71 \text{ KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\Sigma M_A = 0$$

$$67.13X - 42.44 \frac{X^2}{2} - M_Z = 0$$

$$M_Z = -21.22 X^2 + 67.13X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn .m}$$

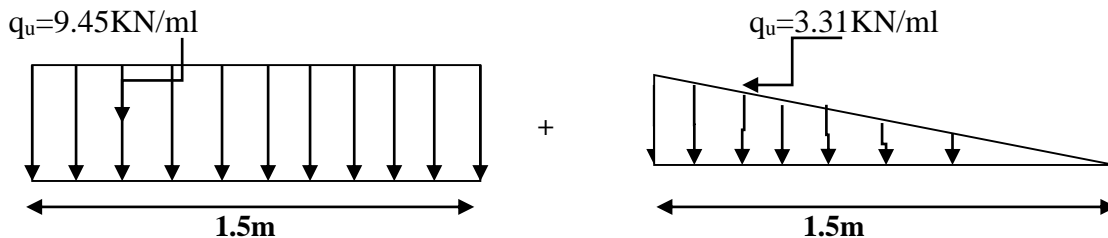
$$M_Z(x=1.4) = 52.39 \text{ Kn .m}$$

**2<sup>eme</sup> Tronçon :**  $1.4 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :  $\frac{x}{q_x} = \frac{1.5}{3.31} \longrightarrow q_x = 0.45x$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :



$$M(2.9) = 67.13 \times 2.9 - (42.44 \times 1.4 \times 2.2) - (9.45 \times 1.5 \times 0.75) - (3.31 \times 0.75 \times 2 \times \frac{1.5}{3}) = 50.85 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_Z(x) &= -39.12 \times 1.4 \times (\frac{1.4}{2} + x) + 63.71 (1.4+x) - 9.45 \frac{X^2}{2} - 0.45x^3 \\ &= -54.77 (0.7+x) + 89.19 + 63.71 \times -4.72x^2 - 0.45x^3 \\ &= -0.45x^3 - 4.72x^2 + 8.94x + 50.85 \end{aligned}$$

$$T(x) = -1.35x^2 - 9.44x + 8.94$$

**X=1.4m**

$$T(1.4) = 67.13 - 42.44 \times 1.4 - 0 = 7.71 \text{ KN}$$

$$M(1.4) = (67.13 \times 1.4) - (42.44 \times 1.4) \left(1.4 - \frac{1.4}{2}\right) - 0 = 52.39 \text{ KN.m}$$

**X=2.9m**

$$T(2.9) = 67.13 - (42.44 \times 1.4) - 9.45 \times 1.5 - 3.31 \times \frac{1.5}{2} = -8.94 \text{ KN}$$

$$M(2.9) = 67.13 \times 2.9 - (42.44 \times 1.4 \times 2.2) - (9.45 \times 1.5 \times 0.75) - (3.31 \times 0.75 \times 2 \times \frac{1.5}{3}) = 50.85 \text{ KNm}$$

**3<sup>eme</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

$$\Sigma F/y = 63.71 - 39.12X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 39.12X - 63.71$$

$$T_Y(x=0) = -63.71 \text{ KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = -8.94 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-63.71X + 39.12 \frac{X^2}{2} + M_Z = 0$$

$$M_Z = -19.56 X^2 + 63.71X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn .m}$$

$$M_Z(x=1.4) = 50.85 \text{ Kn .m}$$

Remarque :

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

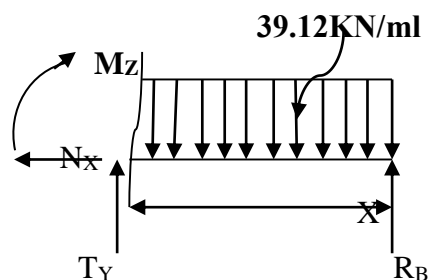
$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -1.35x^2 - 9.44x + 8.94 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \longrightarrow \Delta = (-9.44)^2 - 4(-1.35)(8.94) = 137.39$$

$$\sqrt{\Delta} = 11.72$$

$$X_1 = \frac{9.44 - 11.72}{2(-1.35)} = 0.85 \longrightarrow X = 0.85 \text{ m}$$



$$X_2 = \frac{9.44 + 11.72}{2(-1.35)} = -7.84 \longrightarrow \text{valeur refusée}$$

$$M_Z^{\max} = M(x) = 54.76 \text{ KN.m}$$

$$M_Z^{\max} = 54.76 \text{ KN.m}$$

En appui (A) et (B) :  $M_A = M_B = -0,3M_{\max} = -0,3(54.76) = -16.43 \text{ KN.m}$ .

En travées :  $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85(54.76) = 46.55 \text{ KN.m}$ .

➤ Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU :

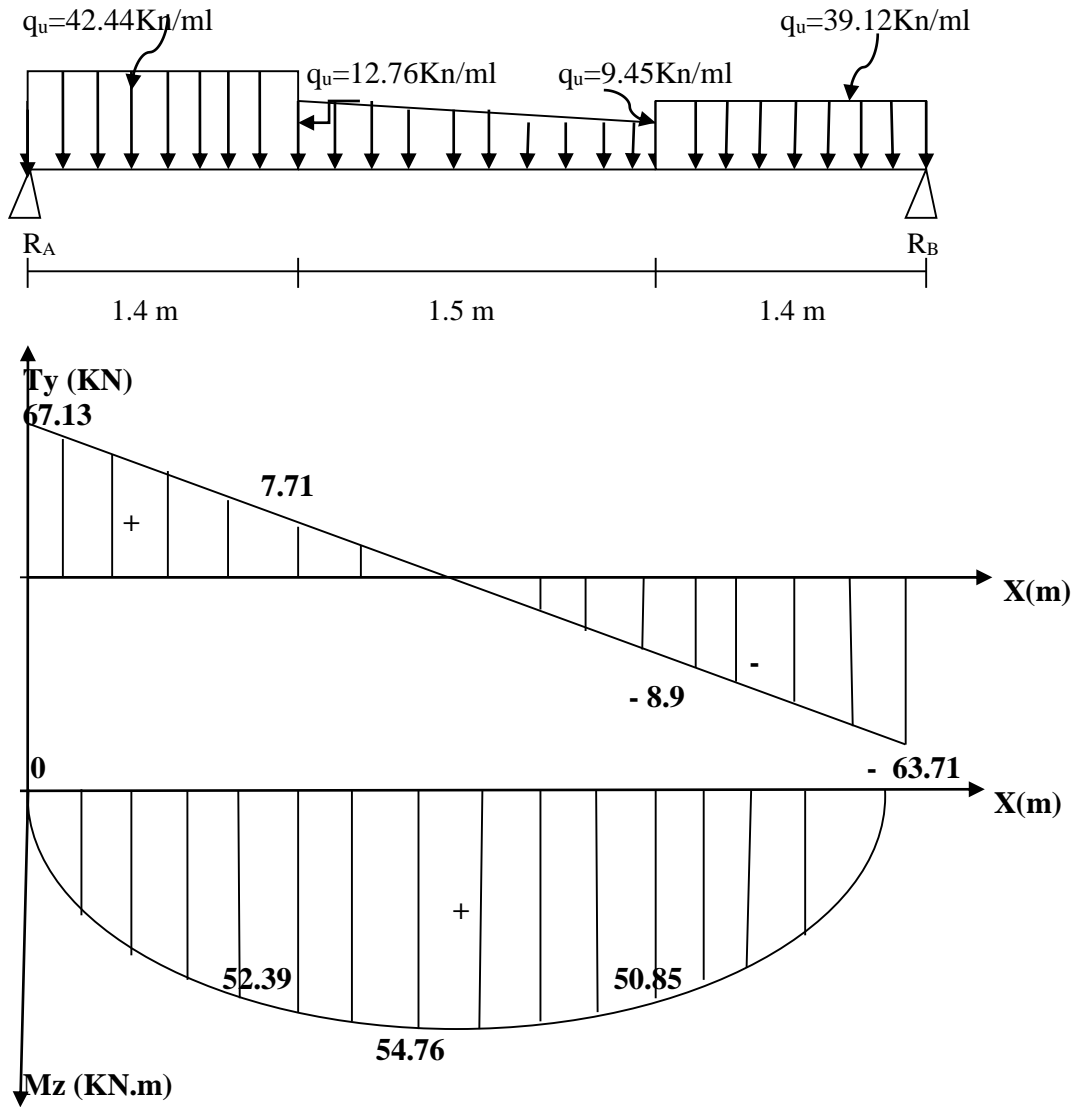


Figure III.8.4 : Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELU

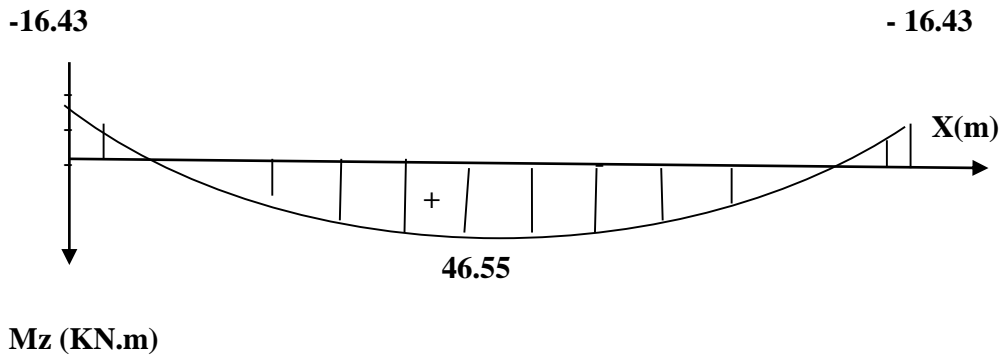


Figure III.8.5 : Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELU.

### III.8.4) Calcul des armatures :

$h=35\text{cm}$ ,  $c=3\text{cm}$ ,  $d=h-c=32\text{cm}$ ,  $b=25\text{cm}$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, \text{Fe 400}$$

✓ **Aux appuis :** ( $M_a=16.43 \text{ kN.m}$ )

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.43 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu_b = 0.045 < \mu_l = 0.392 \implies$  Section Simplement Armée

(SAA les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc}=0$ )

$\mu_b = 0.045 \longrightarrow$  tableau  $\beta=0.977$

• **Armature Principale :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.43 \times 1000}{0.977 \times 32 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.32 \text{ cm}^2$ .

✓ **En travées :** ( $M_t=46.55 \text{ kN.m}$ )

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46.55 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.128$$

$\mu_b = 0.128 < \mu_l = 0.392 \implies$  Section Simplement Armée

$\mu_b = 0.128 \longrightarrow$  tableau  $\beta=0.931$

• Armateur Principale :

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46.55 \times 1000}{0.931 \times 32 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.8.5) Vérification à l'ELU :

➤ Exigence du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1.RPA99/2003)

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

$$S_T = 3HA12 + 3HA14 = 3.32 + 4.62 = 7.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005bh = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$$

$S_T = 7.94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.38 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

➤ Condition de non fragilité : (Art.4.2.1 BAEL91)

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :  $A_a = 3.32 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

-En travée :  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A5.1.21/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{67.13 \times 1000}{250 \times 320} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, d'où le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot 0.9 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \bar{V}_u = 0.4 \times d \times 0.9 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 67.13 \text{ KN} < \bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 32 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$V_u = 67.13 \text{ KN} < \bar{V}_u = 480 \text{ KN}$ .....Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur l'acier :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_{u_{\max}}}{f_e} \gamma_s = \frac{67.13 \times 1000}{400} 1.15 \times 10^{-2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

**III.8.6) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91 Art61.3)**

On vérifie que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau$ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$\psi_s$ = Coefficient de scellement,  $\psi_s=1.5$  (pour les aciers HA)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\sum U_i = n\pi\phi, \quad n = \text{nombre de barres}$$

$$\sum U_i = 3\pi 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{67.13 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 1.767 \text{ MPa}$$

$$\implies \tau_{se} = 1.767 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul les armateurs transversal : (Art A.7.2.12 BAEL91)**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right]$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre des armateurs transversal.

$\phi_l$  : Diamètre des armateurs longitudinal.

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{35}{35}; 1.4; \frac{25}{10}\right] = \min[1; 1.4; 2.5] = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  ; en prend un cadre et un étrier de HA10

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement des armateurs transversale selon **RPA(Art7.5-2.2) :**

✓ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right]$$

$$S_t \leq \min\left[\frac{35}{4}; 12\phi_1; 30\right] = \min[8.75; 16.8; 30] = 8.75\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.8.7) Combinaison de charges à L'ELS :**

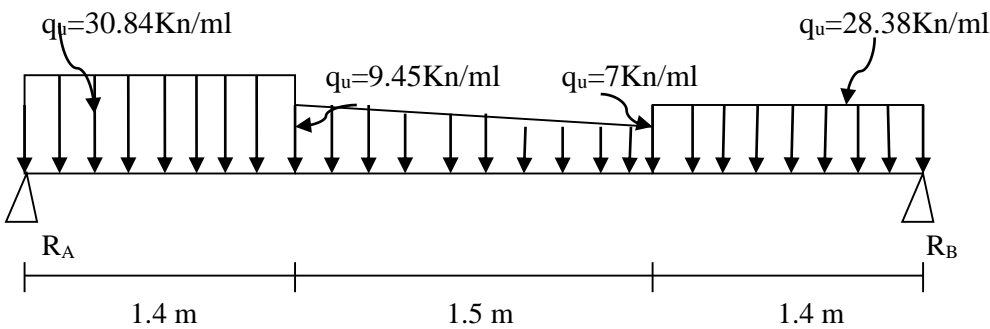
Partie A :  $q_u = (2.19 + 6.8) + 21.85 = 30.84\text{KN/ml}$ .

Partie C :  $q_u = (2.19 + 4.34) + 21.85 = 28.38\text{KN/ml}$ .

Partie B : - Point 1 :  $q_u = (2.65 + 6.8) + 0 = 9.45\text{KN/ml}$ .

- Point 2 :  $q_u = (2.65 + 4.34) + 0 = 7\text{KN/ml}$ .

**Schéma statique :**



**Figure III.8.6 :** Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_{/yy}' = 0$$

$$\Sigma F_{/yy}' = R_A - 30.84 \times 1.4 - 7 \times 1.5 - 28.38 \times 1.4 - \frac{(2.45 \times 1.5)}{2} + R_B = 0$$

$$= R_A + R_B = 95.26\text{KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0$$

$$\Sigma M_{/A} = 30.84 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 7 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.4\right) + \frac{(2.45)}{2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{3} + 1.4\right) + 28.38 \times 1.4 \times \left(4.3 - \frac{1.4}{2}\right)$$

$$- R_B \times (4.3) = 0$$

$$= 199.33 - 4.3R_B = 0$$

$$R_B = \frac{199.33}{4.3} = 46.35 \text{ KN}$$

$$\implies R_B = 46.35 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 ; \implies R_A = 48.91 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\text{On a : } R_A + R_B = 95.26 \text{ KN}$$

$$46.35 + 48.91 = 95.26 \text{ KN Ok}$$

$$\text{Donc : } R_A = 48.91 \text{ KN, } R_B = 46.35 \text{ KN}$$

**Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

- Effort tranchant :**

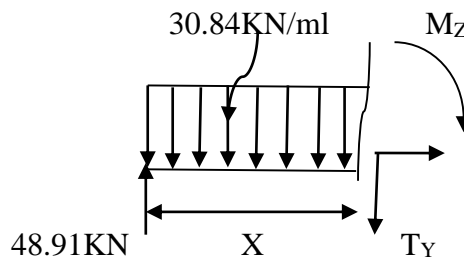
$$\Sigma F/y = 0$$

$$48.91 - 30.84X - T_Y = 0$$

$$T_Y = -30.84X + 48.91$$

$$T_Y(x=0) = 48.91 \text{ KN}$$

$$T_Y(x=1.4) = 5.73 \text{ KN}$$



- Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$48.91X - 30.84 \frac{X^2}{2} - M_Z = 0$$

$$M_Z = -15.42X^2 + 84.91X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn.m}$$

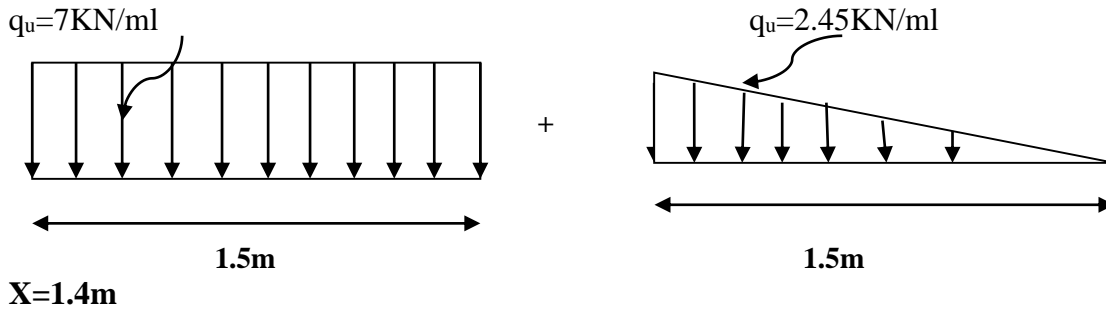
$$M_Z(x=1.4) = 38.25 \text{ Kn.m}$$

**2<sup>eme</sup> Tronçon :**  $1.4 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$

Détermination de la charge q en fonction de x :

$$\text{A partir des triangles semblables nous avons : } \frac{x}{q_x} = \frac{1.5}{2.45} \implies q_x = 1.6x$$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :



$$T(1.4) = 48.91 - 30.84 \times 1.4 - 0 = 5.73 \text{ KN.}$$

$$M(1.4) = (48.91 \times 1.4) - (30.84 \times 1.4) \left(1.4 - \frac{1.4}{2}\right) - 0 = 38.25 \text{ KN.m}$$

**X=2.9m**

$$T(2.9) = 48.91 - (30.84 \times 1.4) - 7 \times 1.5 - 2.45 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) = -6.6 \text{ KN}$$

$$M(2.9) = 48.91 \times 2.9 - (30.84 \times 1.4 \times 2.2) - (7 \times 1.5 \times 0.75) - \left(2.45 \times 0.75 \times 2 \times \frac{1.5}{3}\right) = 37.14 \text{ KNm}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$M_z = -28.38 \times 1.4 \left(\frac{1.4}{2} + x\right) + 46.35(1.4 + x) - 7 \frac{x^2}{2} - 0.612 \frac{x^2}{2} \times \frac{x}{3}$$

$$M_z = -27.81 - 39.73x + 64.89 + 46.35x - 3.5x^2 - 0.1x^3$$

$$M_z = -0.1x^3 - 3.5x^2 + 6.62x + 37.08.$$

**Effort tranchant :**

$$T_y = T(x) = -0.3x^2 - 7x + 6.62$$

**3<sup>eme</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

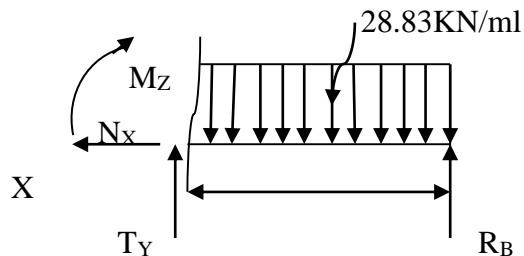
• **Effort tranchant :**

$$\Sigma F/y = 46.35 - 28.38X + T_y = 0$$

$$T_y = 28.38X - 46.35$$

$$T_y(x=0) = -46.35 \text{ KN}$$

$$T_y(x=1.4) = -6.62 \text{ KN}$$



- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-46.35X + 28.33 \frac{X^2}{2} + M_Z = 0$$

$$M_Z = -14.17 X^2 + 46.35X$$

$$M_Z(x=0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M_Z(x=1.4) = 37.13 \text{ Kn.m}$$

Remarque :

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

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -0.3x^2 - 7x + 6.62 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \longrightarrow \Delta = (-7)^2 - 4(-0.3)(6.62) = 56.94$$

$$\sqrt{\Delta} = 7.54$$

$$X_1 = \frac{7 - 7.54}{2(-0.3)} = 0.9 \longrightarrow X = 0.9 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{7 + 7.54}{2(-0.3)} = -24.1 \longrightarrow \text{Valeur refusée}$$

$$M_Z^{\max} = M(x) = 40.13 \text{ KN.m}$$

$$M_Z^{\max} = 40.13 \text{ KN.m}$$

**En appui (A) et (B) :**  $M_A = M_B = -0.3M_{\max} = -0.3(40.13) = -12.04 \text{ KN.m}$ .

**En travées :**  $M_t = 0.85M_{\max} = 0.85(40.13) = 34.11 \text{ KN.m}$ .

➤ Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissant à L'ELS :

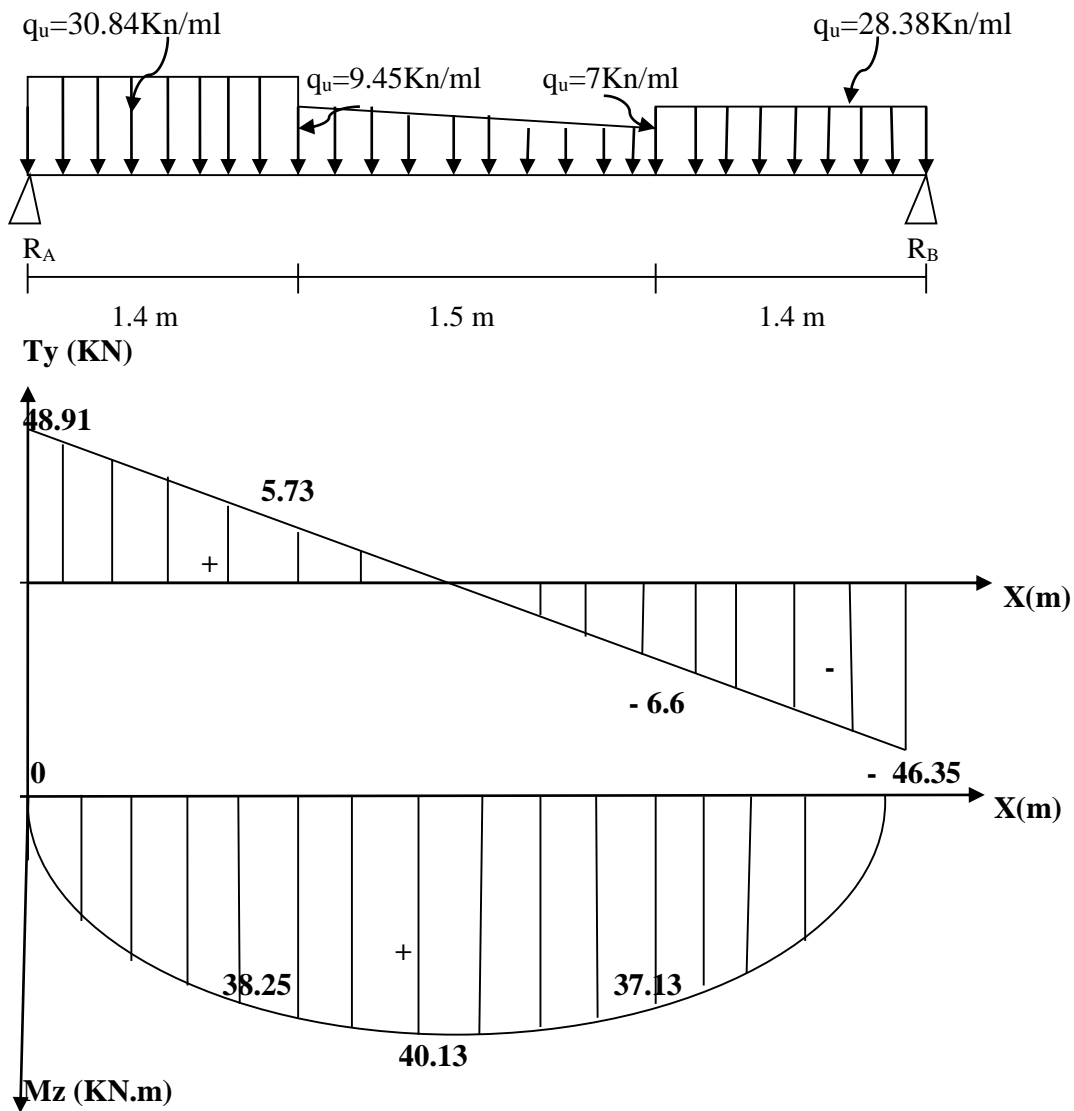


Figure III.8.7: Diagrammes des efforts tranchants et moment fléchissant à L'ELS.

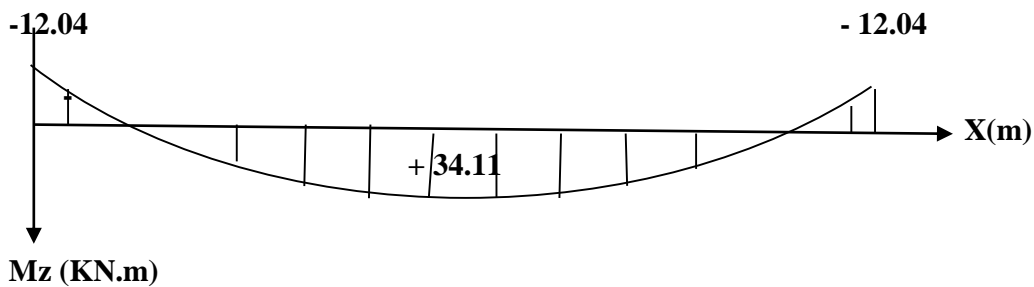


Figure III.8.8: Diagrammes des moments fléchissant après la correction à L'ELS.

**III.8.8) Vérification à L'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art. B.6.3/BAEL91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **État limite à la résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.577 \text{ donc } \beta_1 = 0.959 \text{ (tableaux) ; } K_1 = 107 \text{ (tableaux)}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{34.11 \times 10^6}{0.959 \times 320 \times 4.62 \times 10^2} = 240.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{240.59}{107} = 2.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Aux Appuis :**

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.32}{25 \times 32} = 0.415 \text{ donc } \beta_1 = 0.901 \text{ (tableaux) ; } K_1 = 35.5 \text{ (tableaux)}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{12.04 \times 10^6}{0.901 \times 320 \times 3.32 \times 10^2} = 125.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{125.78}{35.5} = 3.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

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

:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \iff \frac{35}{430} = 0.0814 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \iff \frac{35}{430} = 0.0814 = \frac{34.11}{10 \times 40.13} = 0.08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \iff \frac{4.62}{25 \times 32} = 0.0058 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**III.8.9) Conclusion :**

Après toutes les vérifications, la poutre brisée sera ferrillée comme suit :

**Armatures longitudinales :**

-Aux appuis :  $3HA12=3.32 \text{ cm}^2$

-En travées :  $3HA14=4.62 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales : 1cadre et 1 étrier en HA10 avec un espacement de :  $S_t=15\text{cm}$**

**Rapproché au niveau des appuis :  $S_t=8\text{cm}$**



## **CHAPITRE IV**

### **Modélisation de la structure**

### IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels de calcul (ETABS, SAP2000...etc), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile.

### IV.2) Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures.

Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

Dans notre travail on utilisera la version **ETABS v 9..**

### IV.3) Les différentes méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismiques dont les conditions d'application diffèrent 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.

➤ **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.4) Modélisation :**

**Logiciel utilisé : Etabs**

**Rappel (terminologie) :**

- ✓ Grid line : ligne de grille
- ✓ Joints : noeuds
- ✓ Frame : portique (cadre)
- ✓ Shell : voile
- ✓ Élément : élément
- ✓ Restreints : degrés de liberté (D.D.L)
- ✓ Loads : charge
- ✓ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ✓ Define : définir
- ✓ Materials : matériaux
- ✓ Concrete : béton
- ✓ Steel : acier
- ✓ Frame section : coffrage
- ✓ Column : poteau
- ✓ Beam : poutre

#### **IV.5) Etapes de modélisation :**

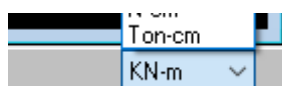
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

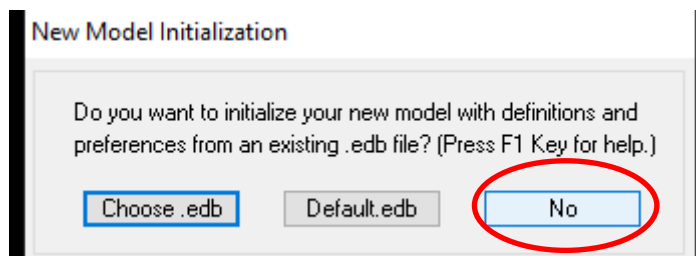
**Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement du logiciel ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



#### Géométrie de base :

On clique sur :

**File → new model → No**



Cette opération permet d'introduire :

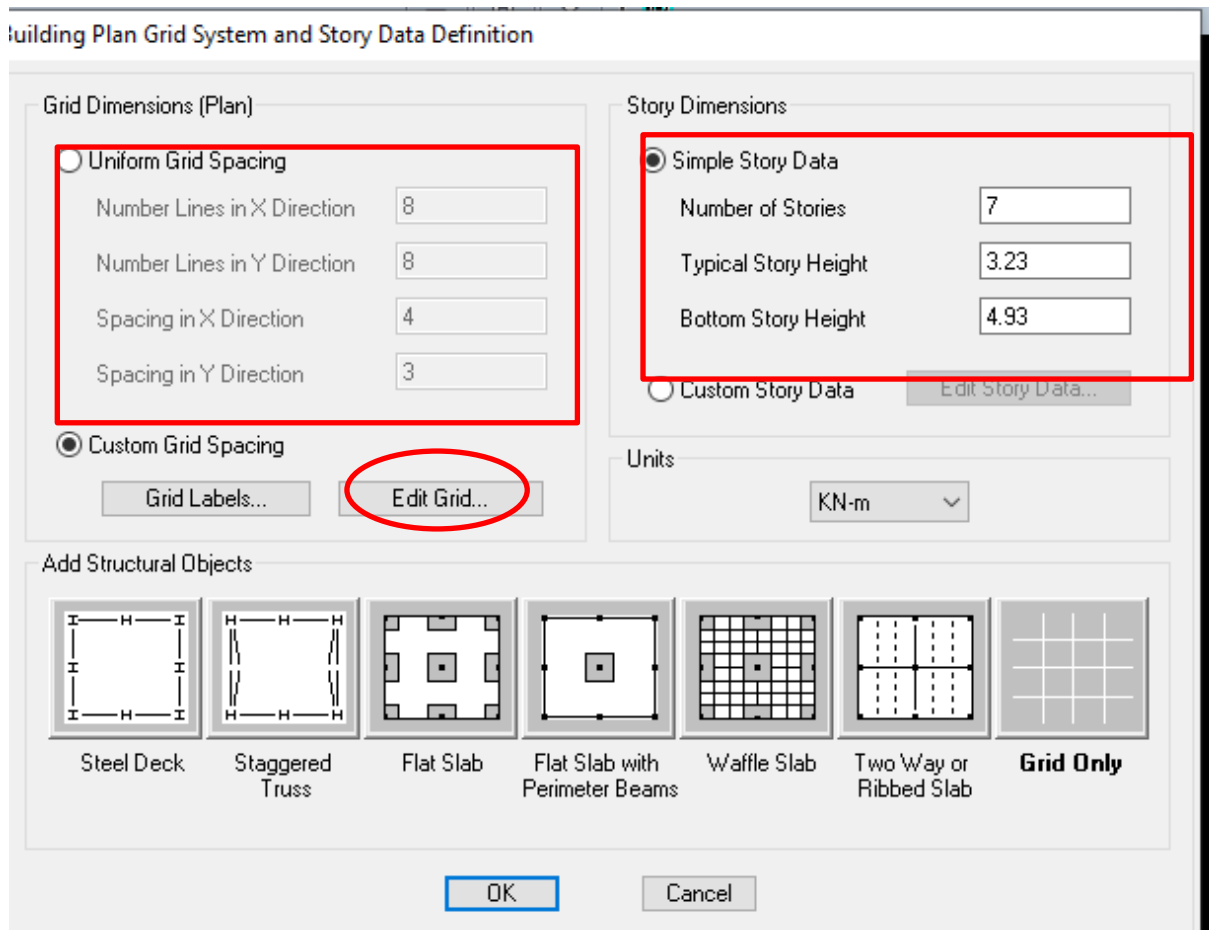
Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.

Les hauteurs des différents étages.

Les longueurs des travées.

#### **NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



### - Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

Nous cliquons sur **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**

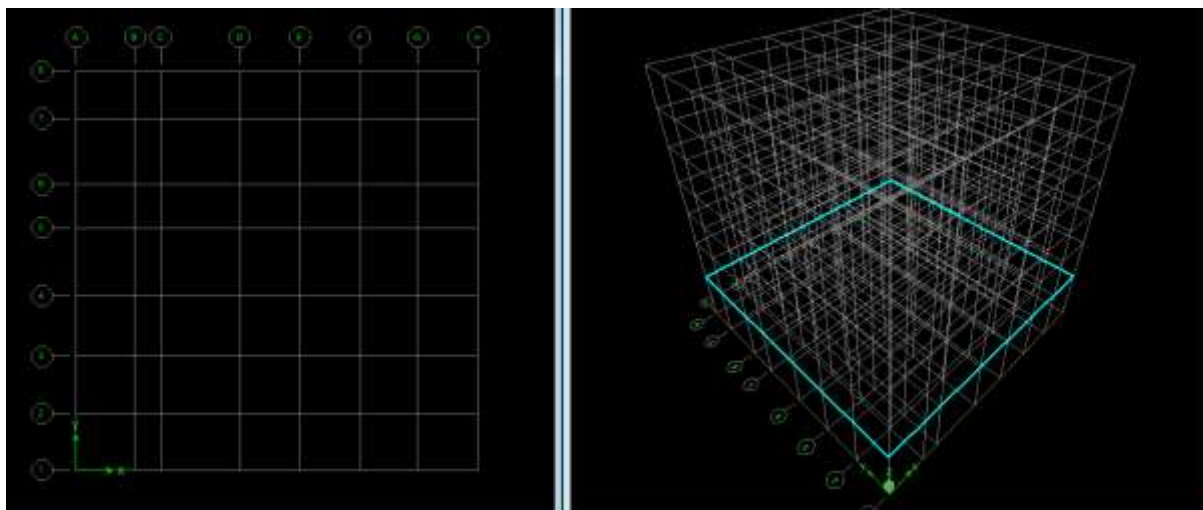
Nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

Par la suite en cliquons sur **ok** .



Par la suite en cliquons sur **ok** .

Après validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



#### b) 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 → Add New Material**

Après on apporte les modifications suivantes :

Le béton 25 :

- Masse volumique béton :2.5 KN/m<sup>3</sup>
- Poids volumique béton :25 KN/m<sup>3</sup>
- Module de Young :32164200 KN/m<sup>2</sup>
- Contrainte max du béton à la compression :25000KN/m<sup>2</sup>
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000KN/m<sup>2</sup>
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000KN/m<sup>2</sup>

Le matériau neutre (autre) :

- Masse volumique béton :0 KN/m<sup>3</sup>
- Poids volumique béton :0 KN/m<sup>3</sup>

**c) Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

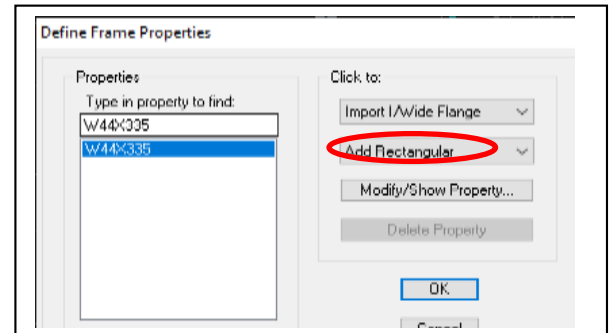
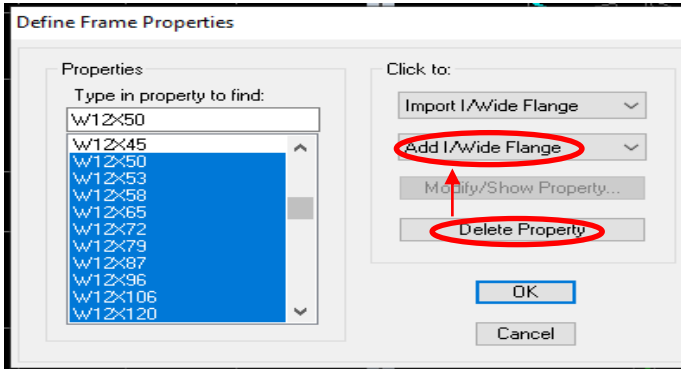
La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments.

Les différents poteaux, les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière, suivante :

**Define → Frame Sections.**

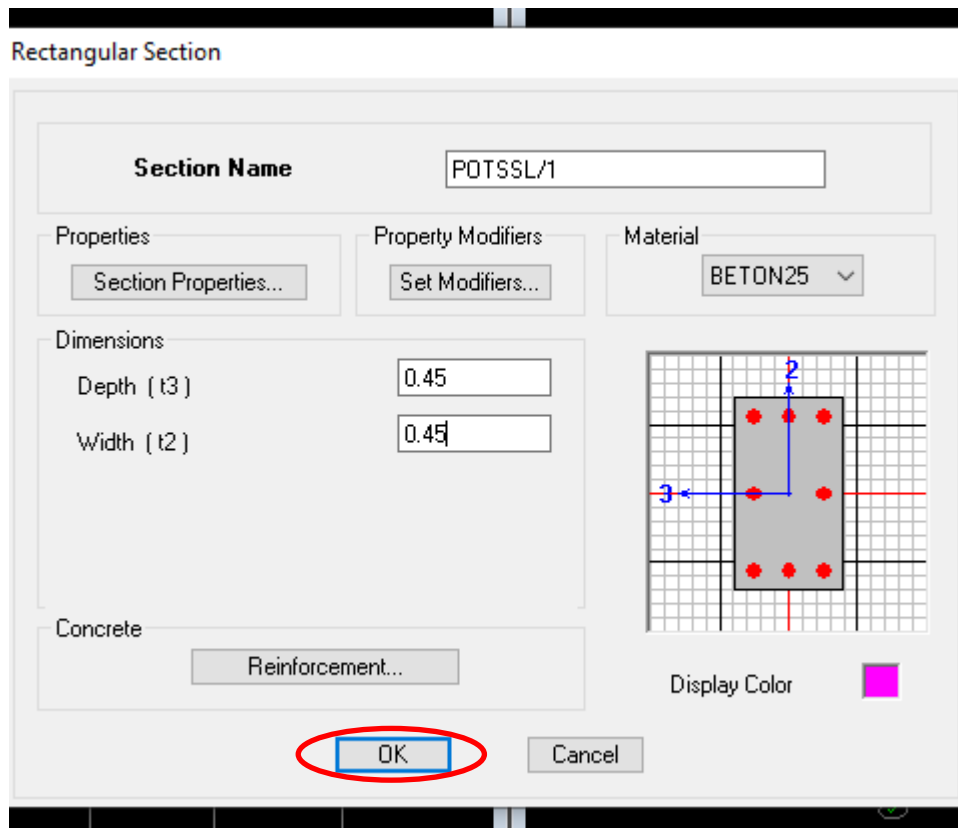
Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne, puis nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur **Add1/ Wide Flange** → **Add Rectangular**.

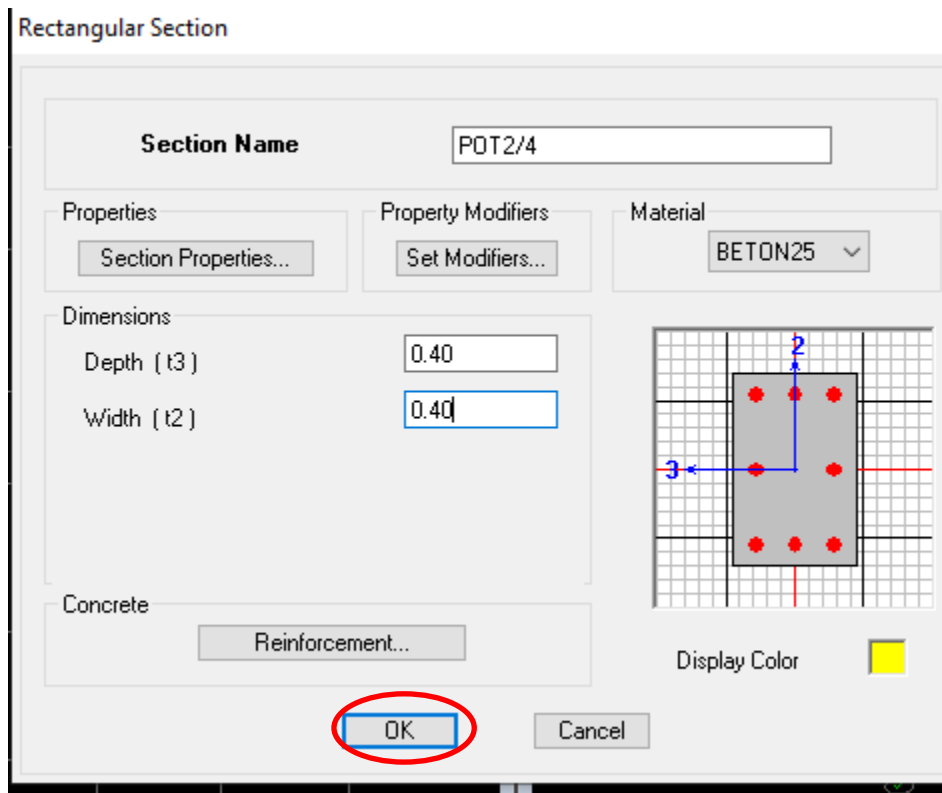


Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions des éléments :

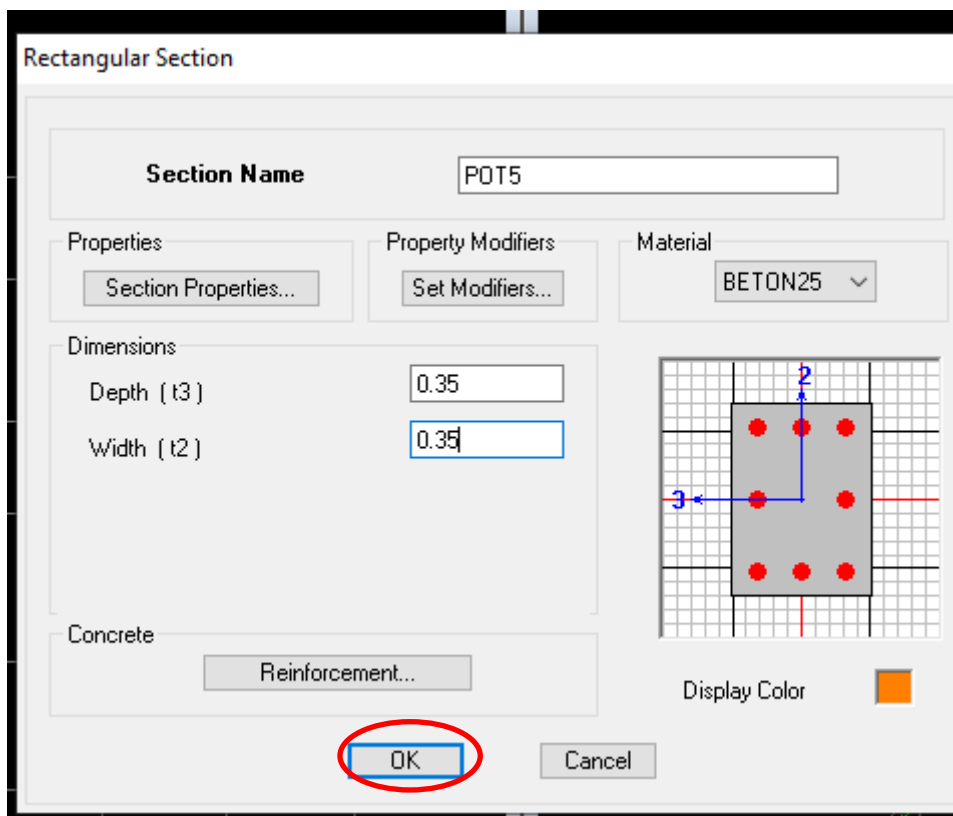
Poteaux (45 x 45) : SSL,RDC,1<sup>ère</sup> étage .



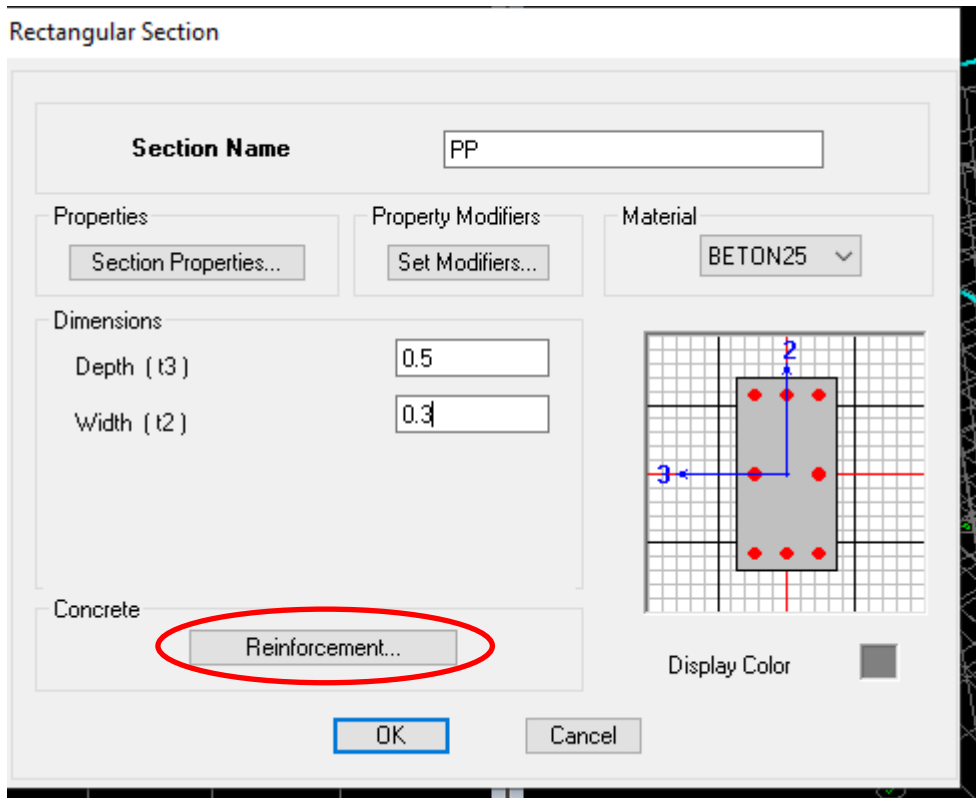
Poteaux (40 x 40) : 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage, 4<sup>ème</sup> étage



Poteau (35 x 35) : 5<sup>ème</sup> étage.

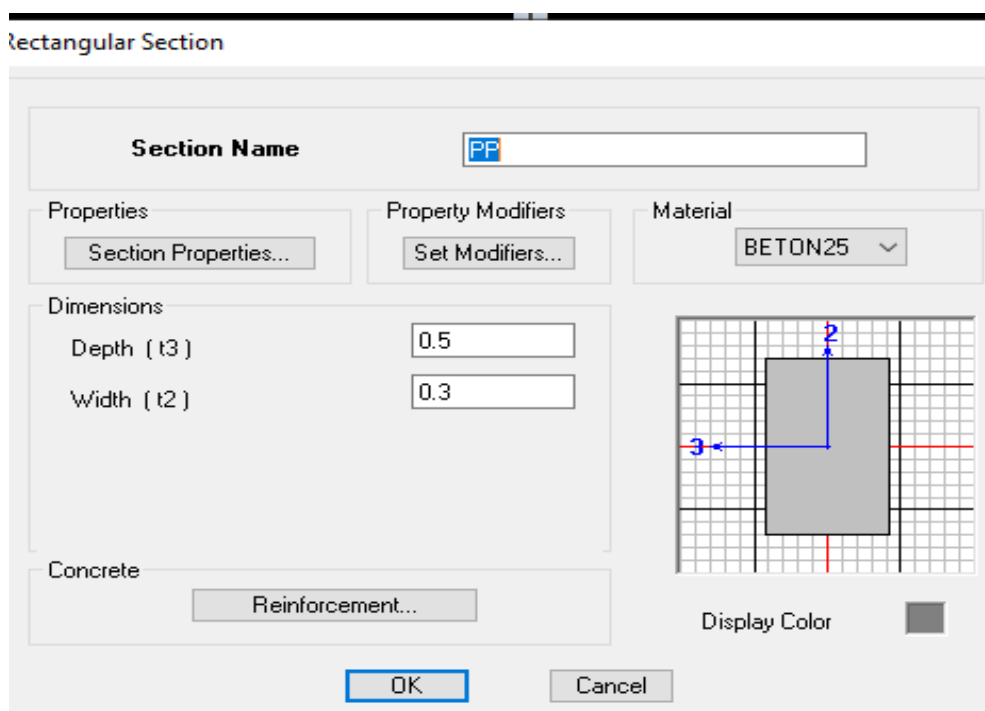


Poutre principale (50 x30)

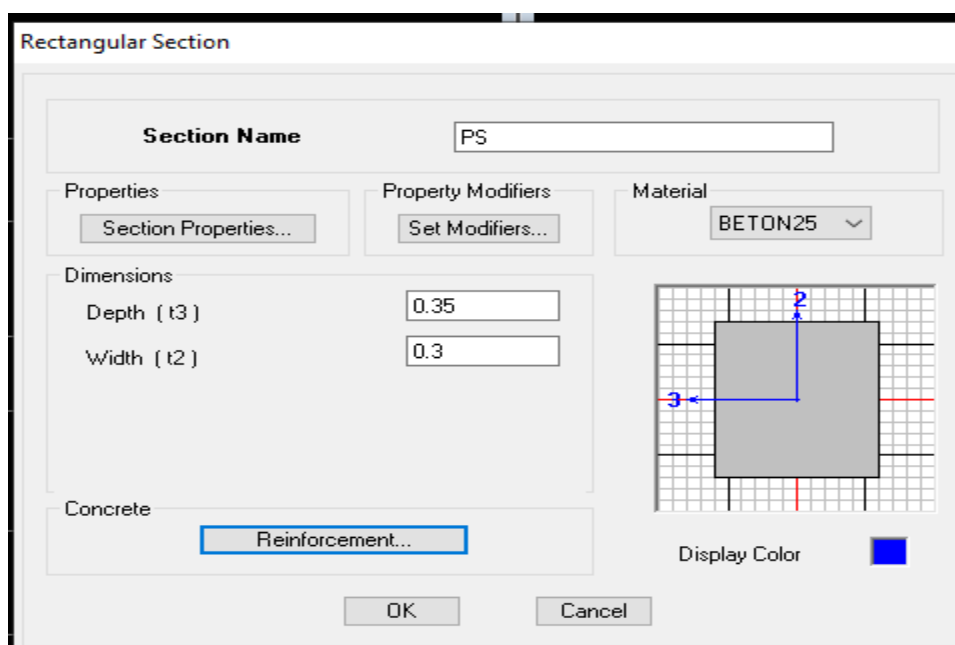


Puis sur : **Reinforcement** → **Beam**.





Même chose pour la poutre secondaires PS (35 x30)

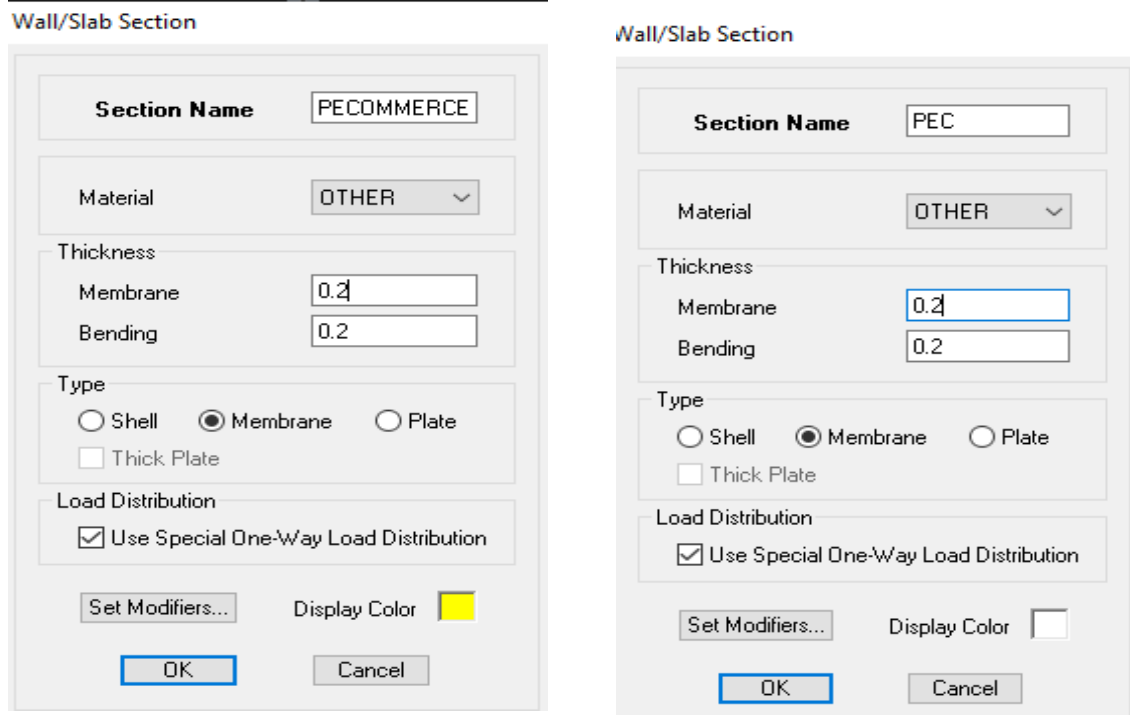


Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres, ), on passe aux planchers et aux voiles.

**Plancher :**

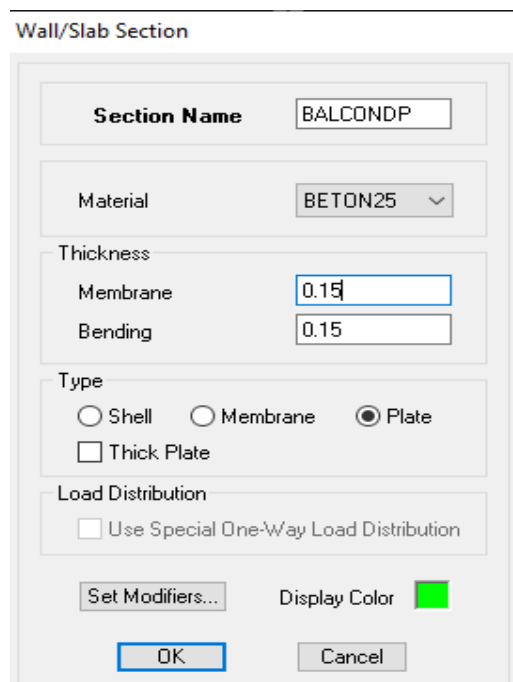
**Define → Wall/Slab/Deck Section → Add New Slab**

- Corps creux :



Même chose pour plancher terrasse et balcon corps creux.

**Balcon dalle pleine :**



Même chose pour les portes à faux.

**Define → Wall/Slab/Deck Section → Add New Wall**

Voile 25cm (SSL)

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE25

Material: BETON25

Thickness

Membrane: 0.25

Bending: 0.25

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

Voile20 pour les autres niveaux

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE20

Material: BETON25

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

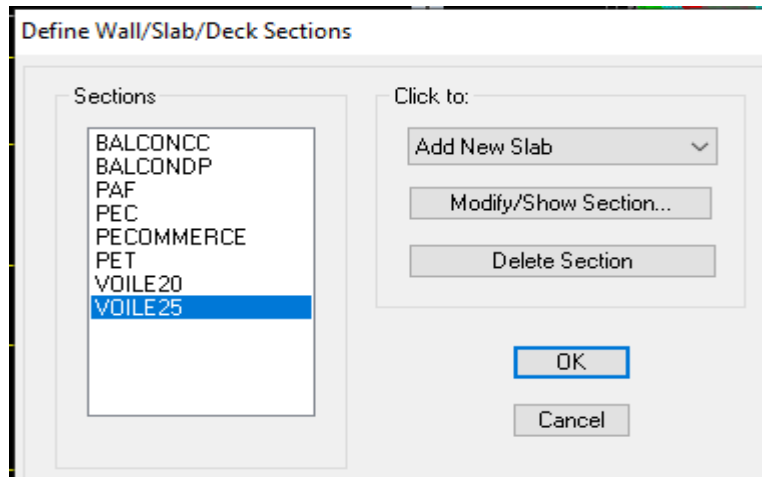
Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

A la fin on aura :



**d) Définition des charges statiques (Q, G) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitation (Q) pour définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases**.

- **Charges permanentes** : Load Name (nom de la charges) : G

**Type** → **DEAD**(permanente).

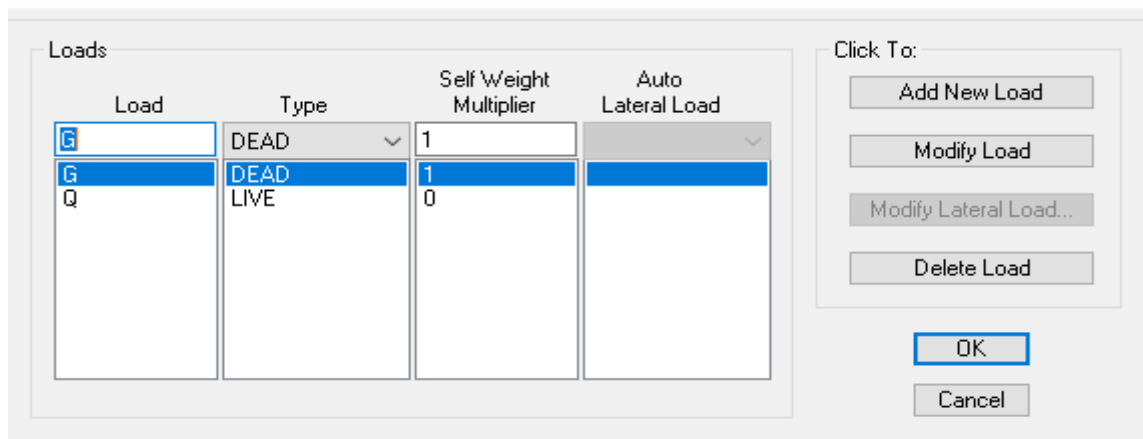
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) → **1**.

- **Surcharges d’exploitation** : Load Name :Q

**Type** → **LIVE**(exploitatiion).

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) → **0**.

Define Static Load Case Names



On chargera les éléments secondaires (plancher, les dalles pleines...)

D'abord on sélectionne les éléments à charger en utilisons la méthode suivante :

**Select by** → **Wall/Slab/Deck/section** puis on choisit l'élément à charger et appliquer la charge correspondante.

Une fois la sélection est faite on choisit : **Assign** → **Assign uniform loads**

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

The image shows a software dialog box titled "Uniform Surface Loads". It contains several input fields and options:

- Load Case Name:** A dropdown menu with "G" selected.
- Units:** A dropdown menu with "KN-m" selected.
- Uniform Load:** A section containing:
  - Load:** A text input field with "0." entered.
  - Direction:** A dropdown menu with "Gravity" selected.
- Options:** A section with three radio buttons:
  - Add to Existing Loads
  - Replace Existing Loads
  - Delete Existing Loads
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

e) **Analyse modales :**

**Charge sismique :**

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 ( $S_a/g$ ) pour un système à un système à un degré de libertés ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre  $T$ .

Données à introduire dans le logiciel :

La zone : **IIa**

Le groupe d'usages : **2**

Le coefficient de comportement  $R$  : **contreventer par voiles porteurs**

Le coefficient  $A$

Site : **S3(site meuble)**

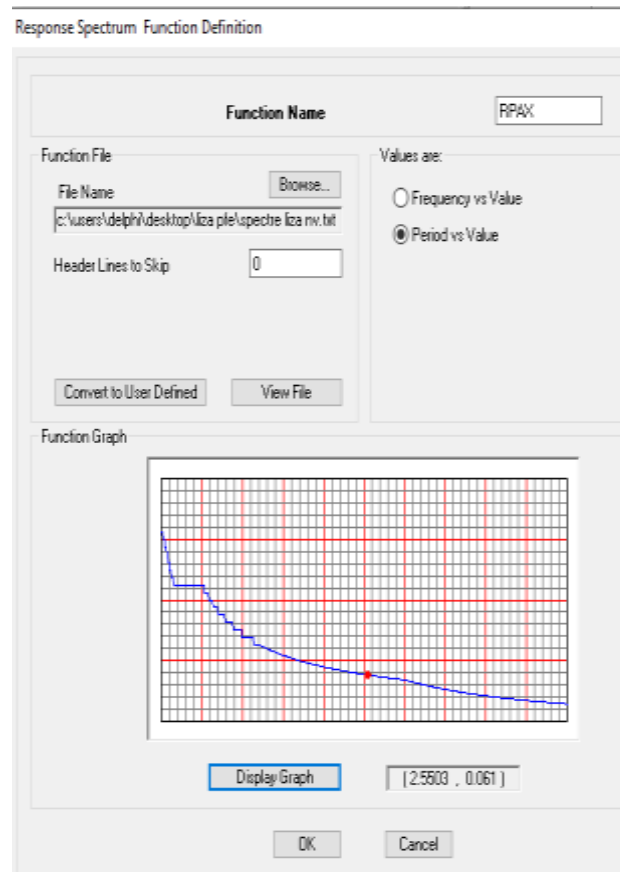
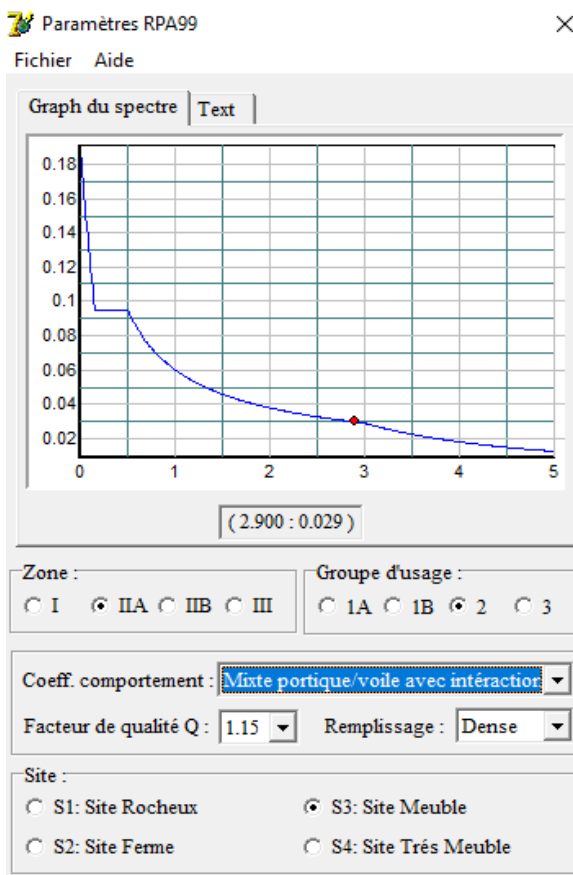
Facteur de qualité (Q) :

$$Q=1+\sum p_q = 1 +0.15 \rightarrow Q=1.15$$

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur enregistrer dans le même dossier que le modelé qu'on a introduit.

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

**Define → Reponse Spectrum function → Add Spectrum from file → Browse → Choisir le spectre qu'on a fait )**



**f) Définition les directions sismique EX et EY :**

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charges sismique Ecomme suit :

**Define → response spectrum cases → add New Spectrum.**

Response Spectrum Case Data

Define Response Spectra

**g) Introduction des combinaison d'action :**

Combinaisons courantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

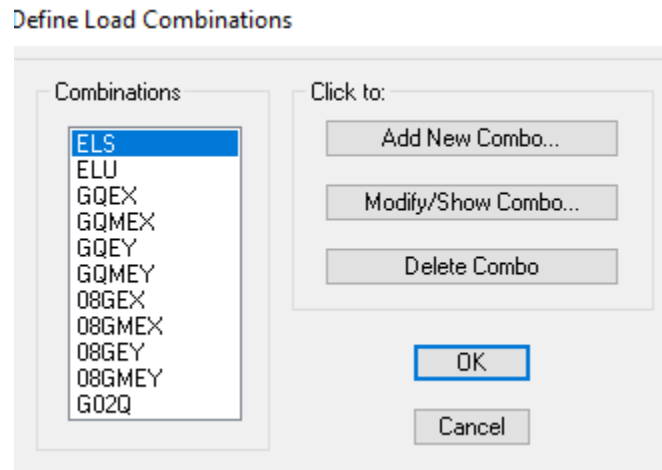
PODS : G+1.2Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q+E

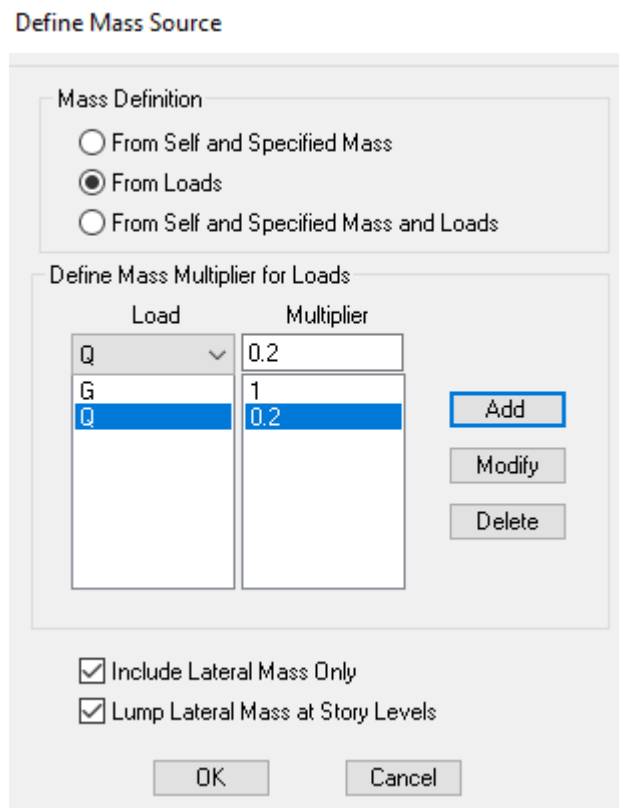
08GE : 0.8G±E

**Define → Load Combinations → Add New Combo**



**h) Définir la masse source :**

**Define** → masse source après on clique sur **From Loads**



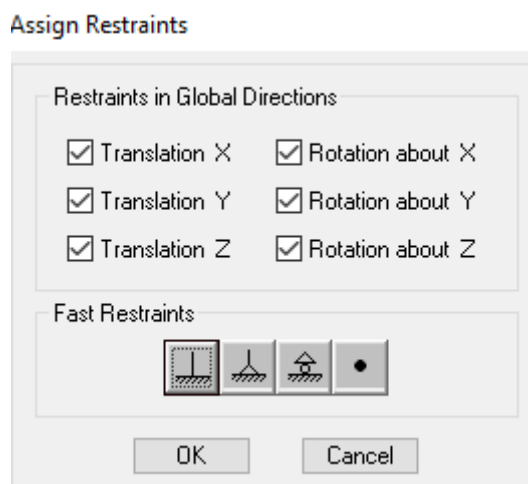
**i) Spécification des conditions aux limites :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

**-Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

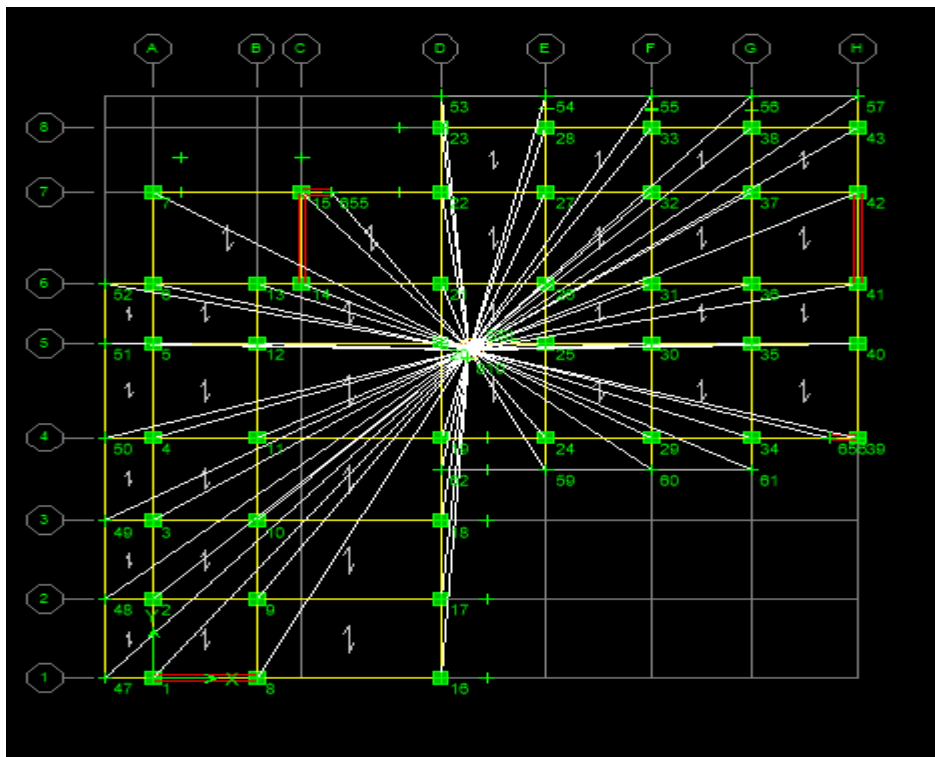
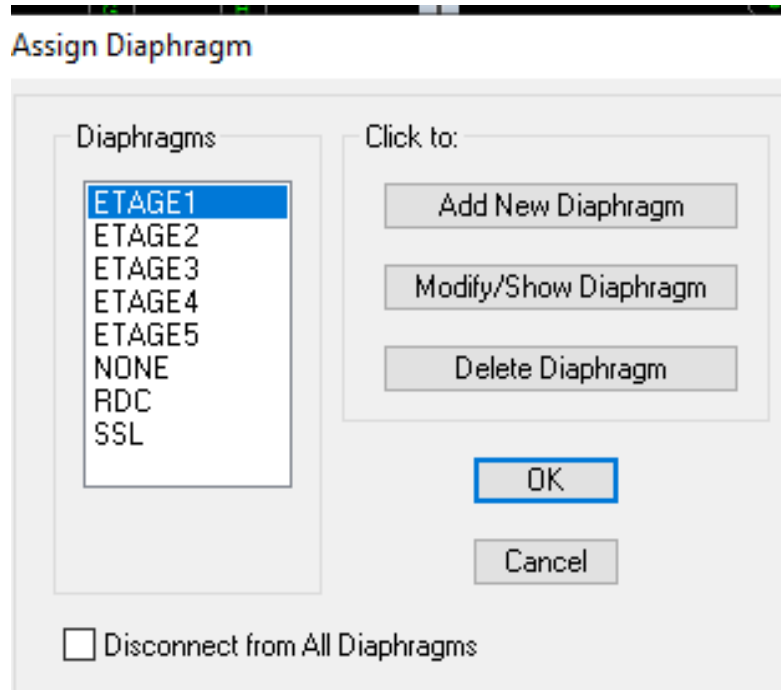
**Assign → Joint/point → Restraints.**

**-Diaphragme**

Les masses des plancher sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de Nœuds Maitres. Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Diaphragms → Add New Daiphram.**

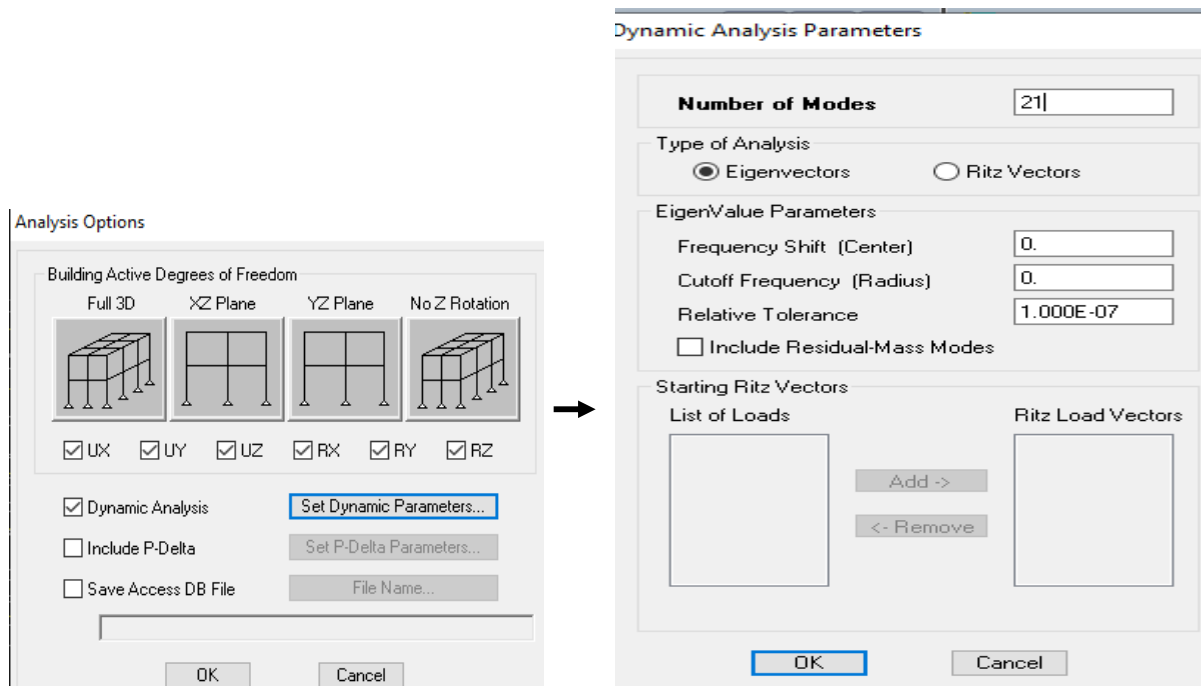


**j) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :**

**Analyze → Set analyz Options → Dynamic Analysis → Set Dynamic Parameter.**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit

Number of Modes → OK → Analysis option.



**-L'ancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure , on se positionne sur l'onget :

**Analyze → Run Analysis.**

**Remarque :**

- Après avoir utilisé en premiers les valeurs trouvées dans le chapitre pré dimensionnement pour la modélisation.on a constaté par la suite que quelque exigence du RPA ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduit a l'augmentation des sections.Les valeurs mentionnées dans les captures de la modélisation sont celle définitifs.
- La visualisation des résultat de l'analyse seront dans le chapitre suivant (chapitre vérification RPA).

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded ends on the top and right.

## **CHAPITRE V**

### **Vérification selon les exigences du RPA**

**V.1) Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**Remarque :**

-Après la modélisation, pour vérifier toutes les conditions, nous avons donc augmenté les sections des poteaux.

Les nouvelles sections :

Poteaux : SSL RDC 1<sup>ère</sup> étage (55x55) cm<sup>2</sup>

2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages (50x50) cm<sup>2</sup>

5<sup>ème</sup> étage (45x45) cm<sup>2</sup>

**V.2) Justification du système contreventement :**

Le choix de système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir le tableau 4.3.RPA).

**Sens X-X :**

**Tableau V.1 :** Pourcentage des forces horizontales dans le sens x-x.

Story	Fx totale	Pourcentage%	Fx voile	Pourcentage%
SSL	4108.41	100%	2691.30	65.5
RDC	3938.28	100%	1641.22	41.67
1 <sup>ère</sup> étage	3607.41	100%	879.62	24.38
2 <sup>ème</sup> étage	3171.21	100%	917.96	28.95
3 <sup>ème</sup> étage	2642.20	100%	579.91	21.95
4 <sup>ème</sup> étage	1995.68	100%	287.52	14.40
5 <sup>ème</sup> étage	1217.06	100%	248.06	20.38
			Totale	34.17

**Moyenne > 25%**

**Sens Y-Y:**

**Tableau V.2 :** Pourcentage des forces horizontales dans le sens y-y.

Story	Fy totale	Pourcentage%	Fy voile	Pourcentage%
SSL	3671.74	100%	3156.52	85.97
RDC	3533.41	100%	2714.83	76.83
1 <sup>ere</sup> étage	3261.69	100%	1978.68	60.66
2 <sup>eme</sup> étage	2900.73	100%	1756.81	60.56
3 <sup>eme</sup> étage	2471.67	100%	1287.78	52.10
4 <sup>eme</sup> étage	1930.01	100%	843.78	43.71
5 <sup>eme</sup> étage	1218.72	100%	372	30.52

**Moyenne > 25%**

**Sens Z-Z:**

**Tableau V.3 :** Pourcentage des forces horizontales dans le sens Z-Z.

Story	Fz totale	Pourcentage%	Fz voile	Pourcentage%
SSL	36244.8	100%	3860.98	10.65
RDC	30652.79	100%	2960.42	9.65
1 <sup>ere</sup> étage	25721.78	100%	2466.41	9.59
2 <sup>eme</sup> étage	20720.89	100%	2112.73	10.20
3 <sup>eme</sup> étage	15720	100%	1563.35	9.94
4 <sup>eme</sup> étage	10719.11	100%	999.08	9.32
5 <sup>eme</sup> étage	5883.15	100%	492.68	8.37

**Moyenne < 20%**

**Donc le Système est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques R=5** (les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.) **(Art 3.4 RPA99V2003)**

**V.3) Vérification des exigences de RPA99modifier2003**

**V.3.1) Nombre de modes à considérer :** **(Art 4.3.4 RPA99V2003)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

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

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

-Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Tableau V.4: Période et participation massique.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.736616	73.2617	6.332	73.2617	6.332	0.1681
2	0.722583	5.9476	60.5229	79.2093	66.855	10.0622
3	0.548422	1.2095	7.8932	80.4188	74.7482	64.5703
4	0.217602	10.3756	0.1906	90.7945	74.9388	0.73
5	0.173699	0.6587	14.6193	91.4531	89.5581	1.2309
6	0.126079	0.7769	1.8757	92.23	91.4339	14.6923

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 6.

**V.3.2) Vérification des déplacements :**

-D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3) ,Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : 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 égal à :  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Tableau V.5 :** Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
ETAGE5	ETAGE5	EX	0.0128	0.0013
ETAGE5	ETAGE5	EY	0.0023	0.0231
ETAGE4	ETAGE4	EX	0.0115	0.001
ETAGE4	ETAGE4	EY	0.0019	0.0197
ETAGE3	ETAGE3	EX	0.01	0.0008
ETAGE3	ETAGE3	EY	0.0015	0.0161
ETAGE2	ETAGE2	EX	0.0083	0.0006
ETAGE2	ETAGE2	EY	0.0011	0.0125
ETAGE1	ETAGE1	EX	0.0063	0.0004
ETAGE1	ETAGE1	EY	0.0008	0.0089
RDC	RDC	EX	0.0044	0.0003
RDC	RDC	EY	0.0006	0.0054
SSL	SSL	EX	0.0018	0.0001
SSL	SSL	EY	0.0003	0.002

**Tableau V.6 :** vérification de déplacement relative

Niveau	$\Delta ky$	$\Delta kx$	1%h(m)	vérification
et5	0.0034	0.0013	0.0323	CV
et4	0.0036	0.0015	0.0323	CV
et3	0.0036	0.0017	0.0323	CV
et2	0.0036	0.002	0.0323	CV
et1	0.0035	0.0019	0.0323	CV
RDC	0.0034	0.0026	0.0408	CV
SSL	0.002	0.0018	0.0493	CV

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{25.16}{500} = 0.05$$

$f$  : La flèche admissible

H: hauteur total

**Déplacement maximal dans le sens x-x :**

$$\delta_{\max} = 0.0026 < f = 0.05 \quad \text{CV}$$

**Déplacement maximal dans le sens Y-Y :**

$$\delta_{\max} = 0.0036 < f = 0.05 \quad \text{CV}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

**V.3.3) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure : D'après Art4.3.6RPA99V2003 il faut vérifier que :  $V_t > 0,80 V$  Avec :**

$V_t$  : Effort de tranchant a la base de la structure (les résultats à partir de l'ETABS).

$V$  : D'après (Art4.2.3 RPA99V2003) :

$$V_t = \frac{AQWD}{R}$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donnée par le **tableau 4.1 de RPA99V2003** suivant la zone séismique et le groupe d'usage du bâtiment. (Zone IIa, groupe 2)  $A=0.15$

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right\} \quad \text{Formule 4.2RPA99 (page 26)}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) (page34)

$$T_1(S3)=0,15\text{sec}$$

$$T_2(S3)=0,5\text{sec}$$

( $\eta$ ) Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{(Formule 4.3 RPA99v2003).}$$

$\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.3 RPA99V2003).

Pour notre cas : (portique BA)

$$\xi = 7\%$$

$$D'où : \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88 \geq 0,7 \quad \mathbf{CV}$$

-T : La période fondamentale donnée par ETABS  $T=0.73s$

$$-T_1 = C_T h_N^{2/3}$$

**Formule 4.6 RPA99 (page 31)**

$$C_T = 0.05 \quad (\text{Tableau 4.6 RPA99V2003}).$$

$$T_1 = 0.05 \times 25.16^{3/4} ; T_1 = 0.57s$$

$$D'où T_{RPA} = 0.57s$$

Après on compare :  $1.3 T_{RPA} > T_{analytique}$

$$1.3 T_{RPA} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s$$

$$1.3 T_{RPA} = 0.74s > T_{analytique} = 0.73s > \mathbf{CV}$$

On prend :  $T = 0.73s$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5s \leq T \leq 3s$$

Donc :

$$\begin{aligned} D &= 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \\ &= 2.5 \times 0.88 (0.5/0.73)^{2/3} \\ &= 1.70 \end{aligned}$$

**Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3 RPA 99/Version2003)** en fonction du système de contreventement : **R = 5**

**Facteur de qualité (Q) :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{Equation (4.4) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003})$$

Où  $P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

$$Q = 1,15$$

**W<sub>T</sub>** : Poids total de la structure, donné par ETABS

$$W_T = 38270.11KN$$

Tableau V.7 : Poids de chaque niveau et le poids totale.

Niveau	Poids(W <sub>i</sub> ) (KN)
SSL	6011.07
RDC	5265.64
ET1	5183.19
ET2	5000.89
ET3	5000.89
ET4	5000.89
ET5	6807.54
W <sub>T</sub>	38270.11

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_t = \frac{AQWD}{R}$$

$$= \frac{0.15 \times 1.15 \times 38270.11 \times 1.7}{5} = 2244.54 \text{ KN}$$

$$V_t = 2244.54 \text{ KN}$$

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :

Display → Show tables → building Output → Story Shears → Select Cases/combo  
Ex et Ey.

Tableau V.8 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale :

Story	Load	Loc	P	VX	VY
ETAGE5	EX	Bottom	0	638.9	78.42
ETAGE5	EY	Bottom	0	171.41	1218.5
ETAGE4	EX	Bottom	0	1047.18	110.75
ETAGE4	EY	Bottom	0	235.11	1929.75
ETAGE3	EX	Bottom	0	1385.9	123.39
ETAGE3	EY	Bottom	0	256.49	2471.44
ETAGE2	EX	Bottom	0	1663.12	132.4
ETAGE2	EY	Bottom	0	274.38	2900.53
ETAGE1	EX	Bottom	0	1891.99	151.12
ETAGE1	EY	Bottom	0	310.55	3261.48
RDC	EX	Bottom	0	2065.85	175.87
RDC	EY	Bottom	0	347.83	3533.16
SSL	EX	Bottom	0	2155.35	191.23
SSL	EY	Bottom	0	365.85	3671.45

**Vérification de l’effort tranchant (RPA 2003 Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V** (**V<sub>t</sub> > 0.80 V<sub>max</sub>**)

On a:  $V_t = 2244.54 \text{ KN}$

$0.80 V_t = 0.8 \times 2244.54 = 1795.63 \text{ KN}$

$V_x = 2155.35 \text{ KN} > 1795.63 \text{ KN} \quad \text{CV}$

$V_y = 3671.45 \text{ KN} > 1795.63 \text{ KN} \quad \text{CV}$

Donc l’effort tranchant à la base est vérifié.

**V.3.4) Justification Vis à Vis De l’effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l’effet de PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si le bâtiment condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1 \qquad \text{(Art 5.9 RPA99V2003).}$$

**P<sub>K</sub>** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K,

**V<sub>K</sub>** : effort tranchant d’étage au niveau « K ».

**Δ<sub>K</sub>** : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

**h<sub>K</sub>** : hauteur de l’étage « K ».

**Tableau V.9** : Tableau de l’effort tranchant à chaque niveau.

effort tranchant	V <sub>Kx</sub>	V <sub>Ky</sub>
ssl	89.5	138.29
RDC	173.86	271.68
ET1	228.87	360.95
ET2	277.22	429.09
ET3	338.72	541.69
ET4	408.28	711.25
ET5	638.9	1218.5

Exemple de calcul :

$$\theta_{xSSL} = \frac{6011.07 \times 0.0034}{170.18 \times 4.93} = 0.024 \leq 0.1$$

Tableau V.10: Justification Vis à Vis De l'effet P

niveaux	$\theta_{Kx}$	$\theta_{Ky}$	Vérification
ssl	0.0246	0.0176	CV
RDC	0.0113	0.016	CV
ET1	0.013	0.0155	CV
ET2	0.0111	0.011	CV
ET3	0.00159	0.01	CV
ET4	0.0056	0.0078	CV
ET5	0.0042	0.0056	CV

Donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour le cas de notre structure.

### V.3.5) Les efforts normaux aux niveaux des poteaux sont vérifiés.

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (**Art**

#### 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \text{ (Art 7.4.3.1 RPA99V2003)}$$

Tableau V.11: Tableau effort normal à l'état limite de service

Story	Column	Load	Loc	P	V2
SSL	C19	GQEX MIN	0	-1622.85	-7.65
SSL	C19	GQMEX MIN	0	-1622.85	-7.65
SSL	C19	GQEX MIN	2.215	-1606.1	-7.65
SSL	C19	GQMEX MIN	2.215	-1606.1	-7.65
SSL	C19	GQEY MIN	0	-1594.87	7.39
SSL	C19	GQMEY MIN	0	-1594.87	7.39
SSL	C19	GQEX MIN	4.43	-1589.35	-7.65

$$\underline{AN}: V = \frac{1622.85 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.2 < 0.3 \quad CV$$

**V.4) Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée ;
- Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- L'effet du 2° ordre est vérifié ;
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.



## **CHAPITRE VI**

### **Ferrailage des éléments structuraux**

**Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

**VI .1) Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$  à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.

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.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

**Tableau VI .1.1** : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\Theta$	$F_{c28}$	$f_{bu}$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation Durable</b>	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
<b>Situation Accidentelle</b>	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

**VI .1.1 Recommandation du RPA :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi L$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal:**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

- Sous-sol ; RDC et 1<sup>er</sup> étage : (poteau 55×55) ;  $A_{\min} = 55 \times 55 \times 0.008 = 24.2 \text{ cm}^2$
- 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> : (poteau 50×50) ;  $A_{\min} = 50 \times 50 \times 0.008 = 20 \text{ cm}^2$
- 5<sup>ème</sup> : (poteau 45×45) ;  $A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.008 = 16.2 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

**Zone courante :**

- Sous-sol ; RDC et 1<sup>er</sup> étage : (poteau 55×55) ;  $A_{\max} = 55 \times 55 \times 0.04 = 121 \text{ cm}^2$
- 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> : (poteau 50×50) ;  $A_{\max} = 50 \times 50 \times 0.04 = 100 \text{ cm}^2$
- 5<sup>ème</sup> : (poteau 45×45) ;  $A_{\max} = 45 \times 45 \times 0.04 = 81 \text{ cm}^2$

**Zone de recouvrement :**

- Sous-sol ; RDC et 1<sup>er</sup> étage : (poteau 55×55) ;  $A_{\max} = 55 \times 55 \times 0.06 = 181.5 \text{ cm}^2$
- 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> : (poteau 50×50) ;  $A_{\max} = 50 \times 50 \times 0.06 = 150 \text{ cm}^2$
- 5<sup>ème</sup> : (poteau 45×45) ;  $A_{\max} = 45 \times 45 \times 0.06 = 121.5 \text{ cm}^2$

**-Calcul des armatures à L'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et

le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

### 1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment relatif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

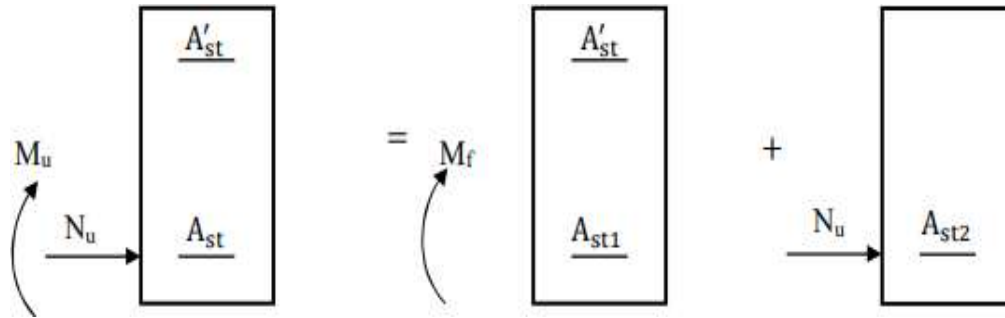


Figure VI .1.1 : Section partiellement comprimée (SPC)

-Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

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

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu = 0.392$  ; la section est simplement armée  $A' = 0$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

**2<sup>me</sup> cas :**

Si :  $\mu \geq \mu = 0.392$  ; la section est doublement armée  $A' \neq 0$

On calcul :  $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

**2. Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$  la section est doublement armé

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$  la section simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**3. Section entièrement tendue (SET) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$As_i = \frac{N_u \cdot g}{(d-c')\sigma_{10}} \qquad As_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - As_i$$

Avec :  $\sigma_{10} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

**B** : aire de la section du béton seul.

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier.

**VI.1.2 Calcul du ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveau.

- **Zone I** : Sous-sol ; RDC et 1<sup>er</sup> étage ; Section (55x55) cm<sup>2</sup>
- **Zone II** : 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> ; (section 50x50) cm<sup>2</sup>
- **Zone III** : 5<sup>ème</sup> ; (section 45x45) cm<sup>2</sup>

**Exemple de calcul manuel :**

**Calcul pour le Poteau (55x55) cm<sup>2</sup> à L'ELU :**

$N_u = -2077.42 \text{ kn}$

$M_{cor} = 21.19 \text{ kn.m}$

✓ **Calcul de l'excentricité:**

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21.19}{2077.42} = 0.01 < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.55}{2} - 0.03 = 0.245 \rightarrow$  **Donc section entièrement comprimée (SEC).**

✓ **Calcul du moment fictif :**

$N_u(d-c') - M_f$  avec :  $M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$

$d = h - c = 0.55 - 0.03 = 0.52$

$M_f = 21.19 + 2077.42\left(\frac{0.55}{2} - 0.03\right) = 530.15 \text{ kn.m}$

$$N_u(d - c') - M_f = 2077.42(0.52 - 0.03) - 530.15 = \mathbf{487.78 \text{ kn.m}}$$

$$(0.5h - c')b h f_{bu} = (0.5 \times 0.55 - 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{1052.39 \text{ kn.m}}$$

Donc :  $N_u(d - c') - M_f = \mathbf{487.78 \text{ kn.m}} < (0.5h - c')b \times h \times f_{bu} = \mathbf{1052.39 \text{ kn.m}}$

→ Section simplement armée (S.S.A).

✓ Calcul des armatures :

$$A'_{sb} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} ; A'_{st} = 0 \text{ Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{2077.42(0.52 - 0.03) - 530.15}{0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.55}} = \mathbf{0.58}$$

Donc :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} = \frac{2077.42 - (0.58 \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3)}{348 \times 10^3} = -0.007 = 0$$

D'où :

$$A'_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

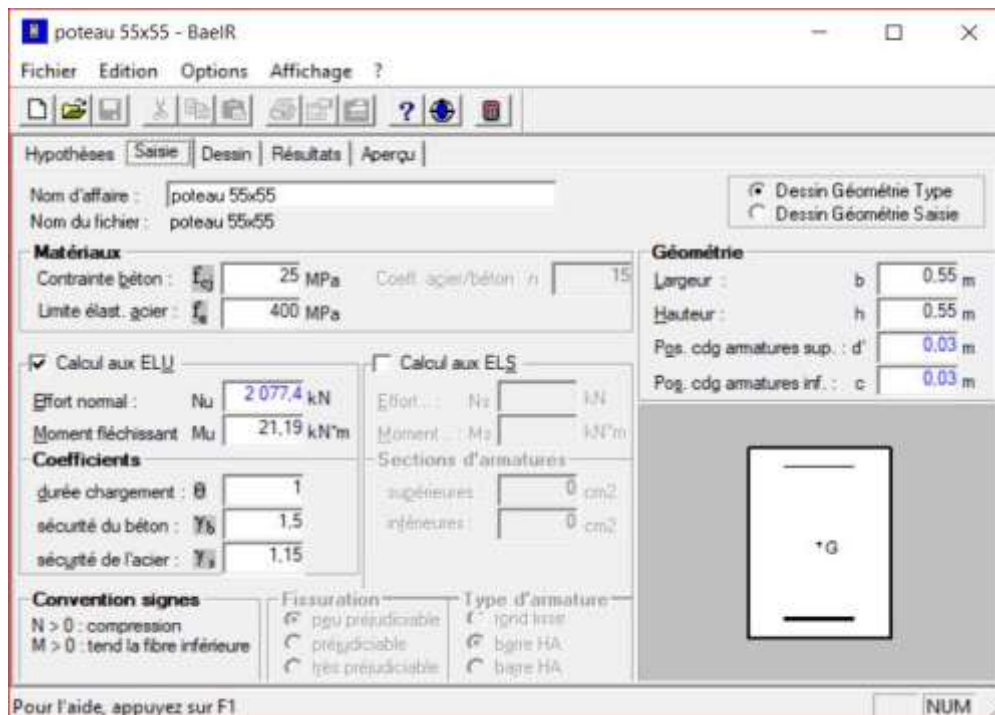


Figure VI .1.2 : caractéristique et sollicitation de la section.

→ cliquons sur l'icône « **Résultat** » pour extraire nos résultats.

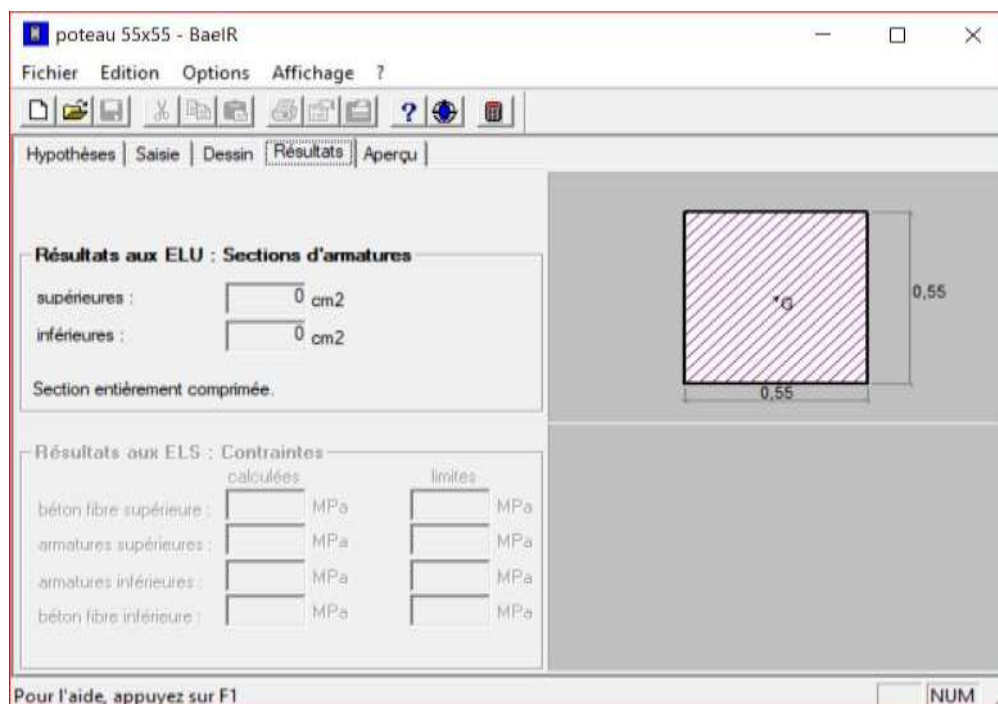


Figure VI .1.3 : Affichage des résultats.

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

**Tableau VI .1.2** : Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau.

	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	Choix A (cm <sup>2</sup> )	
									A <sub>adopté</sub>	
<b>ZONE I</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	ELU	<b>-2077.42</b>	21.19	<b>SEC</b>	0	0	<b>24.2</b>	<b>4HA20+ 8HA14</b>	<b>24.89</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0.8GEX	515.24	41.663	<b>SET</b>	4.36	8.52			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	GQEY	182.38	148.55	<b>SPC</b>	0	9.24			
<b>ZONE II</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	ELU	-1195.44	38.56	<b>SEC</b>	0	0	<b>20</b>	<b>4HA16 + 8HA14</b>	<b>20.36</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0.8GEX	202.22	67.38	<b>SPC</b>	0	6.21			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	GQEY	17.01	124.25	<b>SPC</b>	0	6.93			
<b>ZONE III</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	ELU	-385.16	55.51	<b>SEC</b>	0	0	<b>16.2</b>	<b>4HA16 + 8HA12</b>	<b>17.09</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0.8GEX	14.4	48.58	<b>SPC</b>	0	3.08			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	GQEY	-113.71	93.913	<b>SPC</b>	0	4.27			

VI .1.3) Vérification à L'ELU :

A. Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003) :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\phi$  en zone II.
  - ✓ Poteau (55×55) :  $l_r=40\times 2=80\text{cm}$ .
  - ✓ Poteau (50×50) :  $l_r=40\times 1.6=64\text{cm}$ .
  - ✓ Poteau (45×45) :  $l_r=40\times 1.6=64\text{cm}$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25\text{cm}$ .

➤ Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Tableau VI .1.3: délimitation des zones nodales:

Poteaux	$h_e$	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$
ZONE I (55×55)	493	$h' = \max \left\{ \frac{493}{6}; 55; 55; 60\text{cm} \right\} = 82.16\text{cm}$
	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 55; 55; 60\text{cm} \right\} = 68\text{cm}$
	323	$h' = \max \left\{ \frac{323}{6}; 55; 55; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
ZONE II (50×50)	323	$h' = \max \left\{ \frac{323}{6}; 50; 50; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
ZONE III (45×45)	323	$h' = \max \left\{ \frac{323}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$

**B. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Espacement des armatures transversales :

Selon l'article **7.4.2.2 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

**-En zone nodale :**  $S_t \leq \min (10\phi_l^{min}, 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2, 15) = 12\text{cm}$

Nous adoptons :  **$S_t = 10\text{ cm}$**

**-En zone courante :**  $S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$

Nous adoptons :  **$S_t = 15\text{ cm}$**

$\phi_l^{min}$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

- En zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante :  $S_t = 15\text{cm}$

**1. La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

**$A_t$** : armatures transversales

**$V_u$**  : effort tranchant de calcul

**$h_e$** : hauteur totale de la section brute

**$S_t$** : espacement des armatures transversales

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- Coefficient correcteur «  $\rho$  » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant :  $\rho = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

**-Calcul d'élançement géométrique :**

**Tableau VI .1.4:** valeurs de l'élançements géométrique  $\lambda_g$

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	H <sub>e</sub> (cm)	Lf = 0.7 H <sub>e</sub> (cm)	$\lambda_g = Lf/a$	Coefficient correcteur $\rho$
<b>ZONE I</b> <b>(55×55)</b>	493	345.1	6.27	2.5
	408	285.6	5.19	2.5
	323	226.1	4.11	3.75
<b>ZONE II</b> <b>(50×50)</b>	323	226.1	4.52	3.75
<b>ZONE III</b> <b>(45×45)</b>	323	226.1	5.02	2.5

- **ZONE I (55×55) :**

**Entre sol et RDC :**

V<sub>u</sub> : l'effort tranchant max.

V<sub>u</sub> = 35.35 KN

$\lambda_g = 6.27 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$

En zone nodale : St = 10 cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 35.35}{550 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 40.17 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

En zone courante : St = 15 cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 35.35}{550 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 60.25 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.60 \text{ cm}^2}$$

**1<sup>er</sup> étage :**

$V_u$  : l'effort tranchant max.

$$V_u = 35.35 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = 4.11 < 5 \quad \therefore \rho = 3.75$$

En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 35.35}{550 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 60.25 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.60 \text{ cm}^2}$$

En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 35.35}{550 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 90.38 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

- **ZONE II (50×50) :**

$V_u$  : l'effort tranchant max.

$$V_u = 36.18 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = 4.52 < 5 \quad \longrightarrow \quad \rho = 3.75$$

En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 36.18}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 67.83 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.67 \text{ cm}^2}$$

En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 36.18}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 101.75 \text{ mm}^2 = \mathbf{1.01 \text{ cm}^2}$$

- **ZONE III (45×45) :**

$V_u$  : l'effort tranchant max.

$$V_u = 54.88 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = 5.02 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho = 2.5$$

En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 54.88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 76.22 \text{mm}^2 = \mathbf{0.76 \text{cm}^2}$$

En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 54.88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 114.33 \text{mm}^2 = \mathbf{1.14 \text{cm}^2}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :**

$A_t = b \cdot S_t$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si  $\lambda_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si  $3 \leq \lambda_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

**Tableau VI .1.5:** : quantité minimale d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur (cm)	Lf	$\lambda_g$	$A_{tmin} \text{ (cm}^2\text{)}$		Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Obs
				Zone courante St=15cm	Zone nodale St= 10cm		
<b>ZONE I (55×55)</b>	493	345.1	6.27	2.47	1.65	6HA10=4.71	<b>CV</b>
	408	285.6	5.19	2.47	1.65		
	323	226.1	4.11	4.12	2.75		
<b>ZONE II (50×50)</b>	323	226.1	4.52	3	2	4HA10=3.14	<b>CV</b>
<b>ZONE III (45×45)</b>	323	226.1	5.02	2.02	1.35	4HA10=3.14	<b>CV</b>

**Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{\min} < A_{\text{chois}}$  :

- **ZONE I (55×55) cm<sup>2</sup>**: sera encadrée avec un cadre de **HA10** de section transversal **6HA10=4.71cm<sup>2</sup>**.
- **ZONE II (50×50) cm<sup>2</sup>** : sera encadrée avec un cadre de **HA10** de section transversal **4HA10=3.14cm<sup>2</sup>**.
- **ZONE III (45×45) cm<sup>2</sup>** : sera encadrée avec un cadre de **HA10** de section transversal **4HA10=3.14cm<sup>2</sup>**.

**B. Longueurs d'ancrage (BAEL91 Article A.6.1.221) :**

Longueur de scellement :

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

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour HA12 :  $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } L_s = \mathbf{45 \text{ cm}^2}$
- Pour HA14 :  $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}^2}$
- Pour HA16 :  $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } L_s = \mathbf{60 \text{ cm}^2}$
- Pour HA20 :  $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } L_s = \mathbf{75 \text{ cm}^2}$

**C. Vérification au cisaillement (art.7.4.3.2/RPA99 version 2003) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$T_u^{\max}$  : effort tranchant max à l'ELU.

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

Tableau VI .1.6: Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteaux	$T_u^{\max}$ (kn)	b (cm)	d (cm)	$\lambda g$	$\rho d$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
(55×55) sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	35.35	55	52	6.27	0.075	0.12	1.875	CV
	35.35	55	52	5.19	0.075	0.12	1.875	CV
	35.35	55	52	4.11	0.04	0.12	1	CV
(50×50) 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	36.18	50	47	4.52	0.04	0.15	1	CV
(45×45) 5 <sup>ème</sup> étage	54.88	45	42	5.02	0.075	0.29	1.875	CV

## VI .1.4.) Vérification à L'ELS :

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

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

$N_s$  et  $M_s$  : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1.7: Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS

	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (m)	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée Cm <sup>2</sup>	OBS
<b>ZONE I</b> <b>(55×55)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	-1512.44	15.182	0.010	9.07	<b>24.89</b>	<b>CV</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-250.59	-9.08	0.036	11.5		<b>CV</b>
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	-1256.24	54.772	0.043	12.56		<b>CV</b>
<b>ZONE II</b> <b>(50×50)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	-871.72	28.025	0.032	9.39	<b>20.36</b>	<b>CV</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-93.09	-6.01	0.064	18.52		<b>CV</b>
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	-635.39	-37.35	0.058	15.27		<b>CV</b>
<b>ZONE III</b> <b>(45×45)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	-282.52	40.649	0.143	-1.68	<b>17.09</b>	<b>CV</b>
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-43.26	-15.775	0.364	1.37		<b>CV</b>
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	-265.37	58.674	0.221	0.47		<b>CV</b>

**B. Etat limite de compression du béton (BAEL91 modifié 99/ Art A.4.5, 2) :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous allons vérifions que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa}$ .

- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .

Tableau VI .1.8: Vérification des contraintes.

Niveau	solicitations	Effort Normal (KN)	Moment (kn.m)	État des contrainte	$\sigma_s$ béton	$\sigma_i$ béton	$\sigma^{ad}$ béton	$\sigma_s$ acier	$\sigma_i$ acier	$\sigma^{ad}$ Acier	Observation
S-sol ; RDC et 1 <sup>er</sup> (55x55)	N max – Mcor	-1512.44	15.182	SPC	0	12.4	15	-52.3	172.7	348	CV
	N min- M cor	-250.59	-9.08	SEC	0.49	1.02	15	7.75	14.8	348	CV
	N cor- M max	-1256.24	54.772	SEC	5.36	2.18	15	77.8	35.3	348	CV
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> (50x50)	N max – Mcor	-871.72	28.025	SEC	4.34	2.09	15	63	33.4	348	CV
	N min- M cor	-93.09	-6.01	SEC	0.1	0.58	15	1.97	8.33	348	CV
	N cor- M max	-635.39	-37.35	SEC	0.85	3.84	15	15.4	54.9	348	CV
5 <sup>ème</sup> (45x45)	N max – Mcor	-282.52	40.649	SPC	3.77	0	15	51	-19.9	348	CV
	N min- M cor	-43.26	-15.775	SPC	0	1.48	15	-35.3	18.1	348	CV
	N cor- M max	-265.37	58.674	SPC	5.45	0	15	70.6	-75.3	348	CV

**VI .1.8 Ferrailage des poutres :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- Puis faire les vérifications à l'ELS ( $G + Q$ )

**VI .2.1) Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**➤ **Armatures longitudinales :**

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

Poutres principales :  $A_{\min} = 0.5\% bh = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.5\% bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales :  $A_{\max} = 4\% bh = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$

$A_{\max} = 6\% bh = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

Poutres secondaire :  $A_{\max} = 4\% bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$A_{\max} = 6\% bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

Tableau VI .2.1 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

	A minimal (cm <sup>2</sup> )		A maximal (cm <sup>2</sup> )	
	0.5 bh	4 bh	4 bh	6 bh
Poutres principales (30X50)	7.5	60	60	90
Poutres secondaires (30X35)	5.25	42	42	63

➤ **Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **St max = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.
- Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

➤ **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

-Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits  $\mu \leq \mu_1$

On a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$  la section est simplement armée  $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

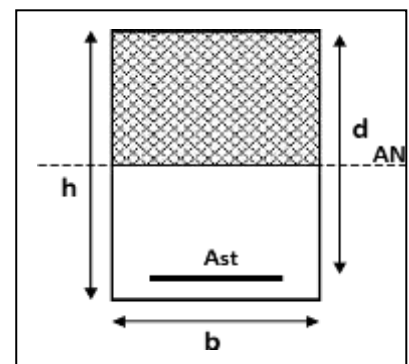


Figure VI .2.1: Section simplement armée

$A_{sc}$  : section d'acier comprimée

$A_{st}$  : section d'acier tendue.

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu = 0.392$   $\longrightarrow$  la section est doublement armée  $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

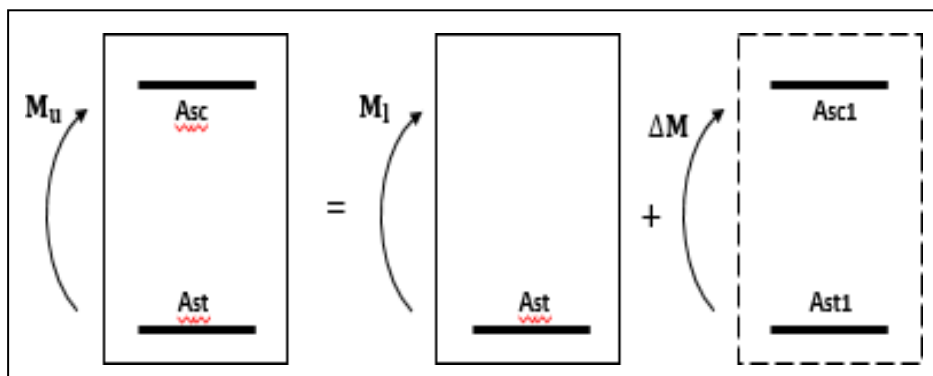
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$M_u$  : Moment sollicitant

$M_l$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues : 
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures comprimées : 
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$



**Figure VI .2.2** : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**VI .2.2 : Ferraillage des poutres :**

**Tableau VI .2.2 : Ferraillage des poutres principales.**

	localisation	combinaison	Moment (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
PP Liée aux voiles	appuis	GQEY	-156.56	8.85	3HA16+2HA14	9.11
	travée	0.8GMEX	109.041	6.05	3HA14+2HA14	7.7
PP non liée aux voiles	appuis	GQEY	-172.35	9.81	3HA16+2HA16	10.08
	travée	GQEY	145.79	8.21	3HA16+2HA12	8.29

**Tableau VI .2.3: Ferraillage des poutres secondaire.**

	localisation	combinaison	Moment (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
PS Liée aux voiles	appuis	GQEY	-4.45	0.35	3HA12+2HA12	5.65
	travée	ELU	2.41	0.22	3HA12+2HA12	5.65
PS non liée aux voiles	appuis	GQEY	-107.214	9.21	3HA16+2HA16	10.08
	travée	GQEY	102.90	8.8	3HA16+2HA14	9.11

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

**Tableau VI .2.4:** vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

Poutres	Localisation	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
PP Liée aux voiles	Appuis	9.11	7.5	CV
	travée	7.7		
PP non liée aux voiles	Appuis	10.08		
	travée	8.29		
PS Liée aux voiles	Appuis	5.65	5.25	CV
	travée	5.65		
PS non liée aux voiles	Appuis	10.08		
	travée	9.11		

**VI .2.3) Vérifications à l'ELU :**

➤ **Vérifications de la condition de non fragilité :**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Poutres principales :  $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.7 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI .2.5: Vérification au cisaillement.

Poutres	Tu max	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
PP Liée aux voiles	114.78	0.8	3.33	CV
PP non Liée aux voiles	317.3	2.25	3.33	CV
PS Liée aux voiles	6.48	0.068	3.33	CV
PS non Liée aux voiles	100.11	1.04	3.33	CV

Exemple de calcul :

-Poutres principales :

PP reliée aux voiles (Tmax=114.78 KN).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{114.78 \times 1000}{300 \times 470} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{ct28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section (30} \times \text{50) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.47 \times 0.3 \times 25 \times 10^8}{1.5} = 846 \text{ KN}$$

$$\text{Section (30} \times \text{35) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^8}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutre	Tu max (KN)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
PP Liée aux voiles	114.78	846	CV
PP non Liée aux voiles	270.64	846	CV
PS Liée aux voiles	6.48	576	CV
PS non Liée aux voiles	100.11	567	CV

➤ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

Poutres principales reliée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (2 \times \pi \times 14) = 238.64 \text{ mm}$$

Poutres principales non Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (2 \times \pi \times 12) = 226.08 \text{ mm}$$

Poutres secondaires Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) + (2 \times \pi \times 12) = 188.4 \text{ mm}$$

Poutres secondaires non Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (2 \times \pi \times 16) = 251.2 \text{ mm}$$

Tableau VI .2.7: l'adhérence et l'entraînement des barres

Poutre	Tu max (KN)	$\tau_{se}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	Observation
PP Liée aux voiles	114.78	1.137	3.15	CV
PP non Liée aux voiles	270.64	2.83	3.15	CV
PS Liée aux voiles	6.48	0.12	3.15	CV
PS non Liée aux voiles	100.11	1.38	3.15	CV

➤ Ancrage des barres :

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

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$  MPa

Pour le  $\emptyset_{12}$ :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25$  cm

Pour le  $\emptyset_{14}$ :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.3$  cm

Pour le  $\emptyset_{16}$ :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34$  cm

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

Pour le  $\emptyset_{12}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 17$  cm

Pour le  $\emptyset_{14}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.3 = 20$  cm

Pour le  $\emptyset_{16}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.34 = 22$  cm

➤ **Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1.4; 1.2; 3) = 1.2 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

(RPA 99 Art 7.5.22)

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing_t \right\}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

• **Poutre principale :**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{50}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = S_t \leq \min \{12.5; 9.6\} = 9.6 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Poutre secondaire :**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = S_t \leq \min \{8.75; 9.6\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Définition de la zone nodale et courante :**

- Zone nodale :  $L' = 2 \times h$

Poutre principale :  $L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$L \text{ courante} = L \text{ nue d'appuis} - 2L'$$

➤ **Armatures transversales minimales** :

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

**Tableau VI .2.8** : Armatures transversales minimales.

Poutres	At (cm <sup>2</sup> )		A (cm <sup>2</sup> )	Obs
	Zone courante St(cm)	Zone nodale St(cm)		
Poutres principales	1.8	0.72	2.01	CV
Poutres secondaires	1.35	0.72	2.01	CV

**VI .2.4: Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier** :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

**Poutres principales :**

**Tableau VI .2.9:** Vérification des contraintes à l’ELS pour les poutres principales Liée aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	13.869	7.7	0.5 46	0.890	30.45	43.025 9	1.41	15	348	CV
Aux appuis	-40.494	9.11	0.6 46	0.882	27.37	107.22 7	3.92	15	348	CV

**Tableau VI .2.10:** Vérification des contraintes à l’ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	101.289	8.29	0.5 88	0.887	29.25	293.08	10.019	15	348	CV
Aux appuis	-123.896	10.08	0.7 15	0.877	25.7	298.19	11.6	15	348	CV

**Poutres secondaires :**

**Tableau VI .2.11:** Vérification des contraintes à l’ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	1.789	5.65	0.5 88	0.887	29.25	11.155	0.38	15	348	CV
Aux appuis	-2.686	5.65	0.5 88	0.887	29.25	25.26	0.86	15	348	CV

**Tableau VI .2.12:** Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.

Positio n	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	17.2	9.11	0.9 48	0.863	21.6	68.37	3.165	15	348	CV
Aux appuis	-20.664	10.08	1.0 5	0.858	20.21	74.66	3.69	15	348	CV

### VI .3.: Ferrailage des voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et a des forces horizontales dues au séisme.

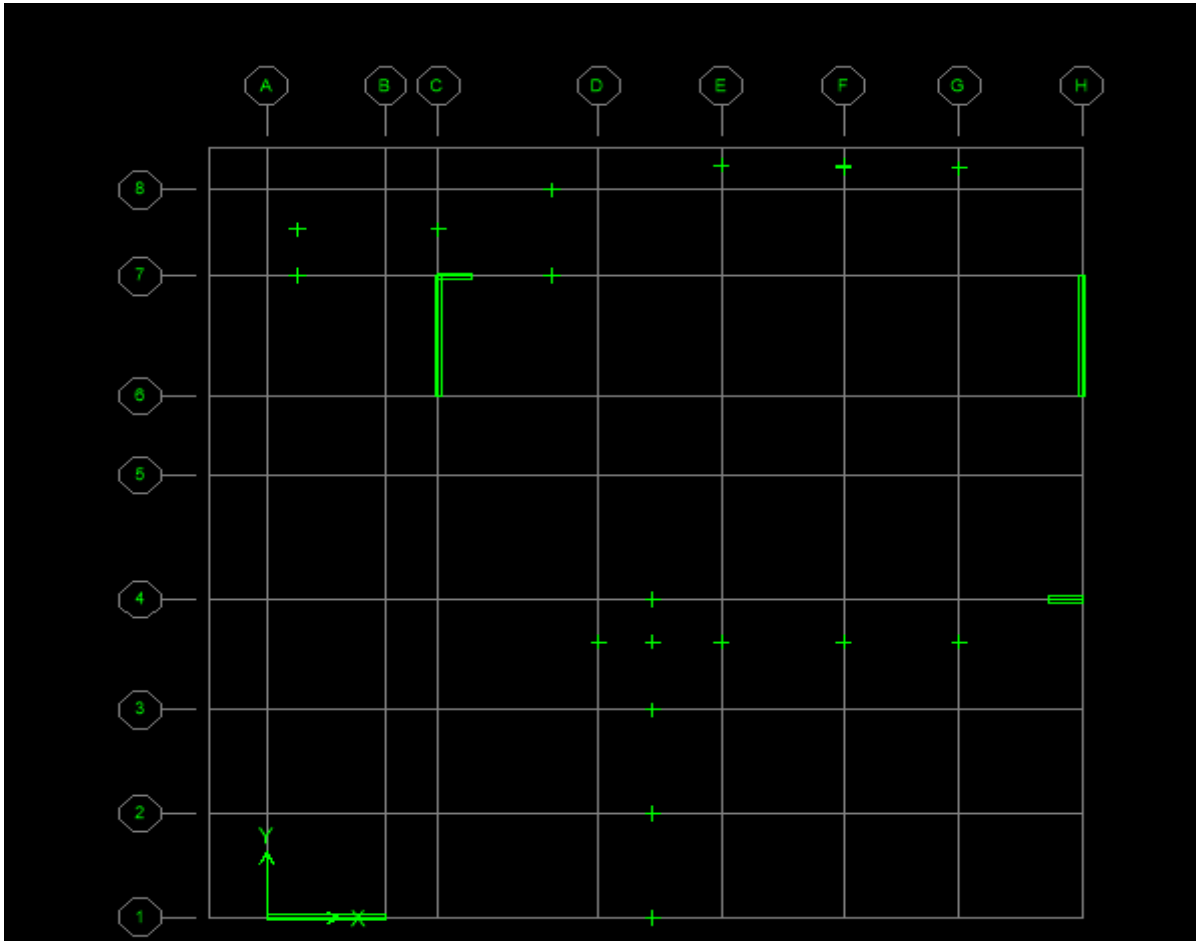
Le calcul du ferrailage des voiles se fera en réflexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armature transversales

Notre ouvrage comprend deux (02) types de voiles, voiles longitudinaux et voiles transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91
- Selon le RPA version 2003

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

**VI .3.1: Exposée de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**B** : Section du voile ;  $B = e \times L$

$L$  : La longueur de voile.

$e$  : Epaisseur de voile.

$I$  : Moment d'inertie du voile.

$V$  et  $V'$  : Bras de levier ( $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$ )

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur ( $d$ ) est donné par :

[Art7.7.4 RPA99/mod2003]

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planches du voile considéré.

$h_r$  : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Après on aura la longueur de la zone tendue  $L_t$  tel que :  $L_t = L - L_c$

Avec :  $L$  : longueur du voile.

$L_t$  : longueur tendue.

### VI .3.2: Détermination des armatures :

#### A. Armature verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .3.1: résumer de calcul des armatures verticales pour chaque section.

Section	Effort normale $N_i$	Effort normale $N_{i+1}$	Section d'armatures verticales ( $A_{vt}$ )	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vt} = \frac{N_i - B_1 \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vt} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_t}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vt} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_t}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Avec :

- e : épaisseur du voile.
- B : section du tronçon considéré.
- D : la longueur de la bonde sur laquelle se fera le ferrailage.
- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier .
- $f_{bc}$  : contrainte de calcul dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s=400\text{MPa ;} & f_{bc}=18.48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s=348\text{MPa ;} & f_{bc}=14.20\text{MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{max}$  : La contrainte la plus défavorable max.

$\sigma_{min}$  : La contrainte la plus défavorable min.

➤ **Armature minimale :**

• **Compression simple (Art.A.8.1, 2/BAEL91) :**

- $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesure perpendiculaire à ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$  avec : B : section du béton comprimée .

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec : } B : \text{ section du béton tendue.}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigence de RPA2003 [article 7.7.4.3/RPA99 version 2003] :**

Le pourcentage minimum d'armature verticales et horizontales des trumeaux, est donne comme suit :

-Globalement dans la section du voile 15%.

-En zone courante 0.10%.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135 ° ayant une longueur de 10  $\theta$ .

**[RPA99 VERSION 2003 / Art .7.7.4.2].**

✓ **D'après le BAEL 91 :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$  avec :  $A_v$  : la section des armatures verticales.

✓ **D'après le RPA2003 :**  $A_H \geq 0.15\%$ . B (globalement dans la section du voile).

$A_H \geq 0.10\%$ . B (en zone courante).

Avec : B : la section du béton

$A_H$  : la section des armatures horizontales.

-les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales : [RPA99version 2003/Art.7.7.4.3]**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carre

➤ **Armatures de coutures**

le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet arme par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ , avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Longueur de recouvrement**

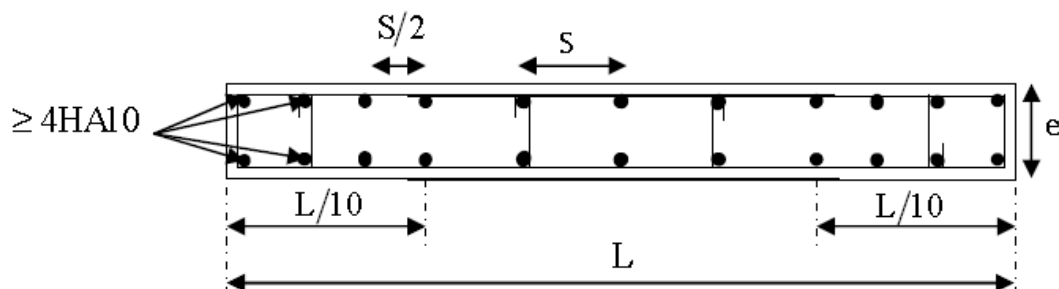
Elles doivent être égales a :

-50 $\theta$  pour les barres situés dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts possibles.

- 20 $\theta$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



➤ **Espacement : [RPA99 version 2003/Art.7.7.4.3]**

-l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e: \quad \text{avec : } (e=25 \text{ cm}, e=20 \text{ cm}) \\ S_t \leq (37.5, 30) \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être d'extrémité au plus égale à 15 cm.<<

**VI .3.3: Vérification a L'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : (G+L) L'effort normal appliqué.

**B** : section du béton.

**A** : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma_b}$  : contrainte admissible.

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

-D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte limite de cisaillement  $\overline{\tau_u} = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right)$

-D'après (Art7.7.2RPA99/2003) :

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28}$$

Avec : **V=1.4V<sub>u</sub>**

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant calculé au niveau considéré.

**e** : épaisseur de voile.

**d** : hauteur utile ( $d=0.9 h$ ).

**h** : hauteur totale de la section brute.

**-Exemple de calcul :**

**A. Ferrailage des armatures:**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal  $L=1$  m sur la zone 1 ( $e=25$ cm)

**1. Caractéristiques géométriques :**

$$L=1 \text{ m}$$

$$e=0.25 \text{ m}$$

$$B=0.25\text{m}^2$$

**2. Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étapes de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étapes de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 2104.87 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2518.39 \text{KN/m}^2$$

**3. Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2104.87}{2104.87 + 2518.39} \times 1 = 0.455 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.45 = 0.54 \text{m}$$

**4. Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.93 - 0.5 = 4.43 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{4.43}{2}; \frac{2}{3} \times 0.455 \right) = (2.22; 0.3) = 0.3 \text{ m}$$

$$d=0.3\text{m}$$

$$d_2 = L_t - d = 0.54 - 0.3 = 0.24$$

5. Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d_2}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{2518.39(0.54 - 0.3)}{0.54} = 1119.28 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2518.39 + 1119.28}{2} \times 0.3 \times 0.25 = 1136.41 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1119.28}{2} \times 0.3 \times 0.25 = 41.973 \text{ KN}$$

6. Calcul des armatures verticales :

✓ 1<sup>ère</sup> bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1136.41}{40} = 3.41 \text{ cm}^2$$

✓ 2<sup>ème</sup> bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{41.973}{40} = 1.05 \text{ cm}^2$$

7. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 244.81}{40} = 9.43 \text{ cm}^2$$

8. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

$$A_{\min} = \max \left( \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400}; 0.2\% \times 30 \times 25 \right) = \max (3.97; 1.5)$$

$$A_{\min} = 3.97 \text{ cm}^2$$

9. Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.41 + \frac{9.43}{4} = 5.77 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.05 + \frac{9.43}{4} = 3.4 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

**10. Ferraillage adopté :**

Le ferraillage adopté est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.2 : section de ferraillement adopté et l'espacement pour voile de 1m.

	Section total	Ferraillage adopté	Espacement
1 <sup>ère</sup> bande	$A_1 = 5.77 \text{ cm}^2$	4HA14 = 6.15 cm <sup>2</sup>	$S_t = 18 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2 = 3.4 \text{ cm}^2$	4HA12 = 4.52 cm <sup>2</sup>	$S_t = 18 \text{ cm}$

**11. Armatures horizontales :**

✓ D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$

✓ D'après le RPa2003 :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.0015 \times 25 \times 1 = 0.075 \text{ cm}^2$

On prend  $A_H = 1.54 \text{ cm}^2$

**12. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit avec (4HA8).

**B. Les vérifications :**

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(37.5 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 18 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiées}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_g}{B + 15 \times A} = \frac{364.35 \times 1000}{250000 + 15 \times 6.15 \times 100} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifié 99) :

$$\tau_{\mu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{244.81 \times 1000}{250 \times 0.9 \times 1000} = 1.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\mu} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\mu} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- D'après (Art 7.7.2 RPA99/2003) :

$$\tau_b = \frac{V}{s \times d} = \frac{1.4 \times 244.81 \times 1000}{250 \times 0.9 \times 1000} = 1.52 \text{ MPa}$$

avec:  $v = 1.4v_u$

$$\tau_b = 1.52 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI .3.3 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 1m .

Caractéristique	ZONE	I (25cm)	I (20cm)	II	III
	L(m)	1	1	1	1
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2
	B(m <sup>2</sup> )	0.25	0.2	0.2	0.2
	Hp(m)	0.5	0.5	0.5	0.5
Sollicitations	Ns(KN)	364.35	267.86	199.46	76.12
	T(KN)	244.81	129.29	98.44	72.9
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	2104.87	1177.99	286.02	201.28
	σmin ((KN/m <sup>2</sup> )	-2518.39	-1615.71	-336.65	-248.58
	Lc(m)	0.455	0.42	0.46	0.45
	Lt(m)	0.54	0.58	0.54	0.55
	d1(m)	0.3	0.28	0.3	0.3
	σ1(KN/m <sup>2</sup> )	1119.28	835.71	149.62	113
	N1(KN)	136.41	68.64	14.59	10.85
	N2(KN)	41.973	23.4	4.49	3.39
Ferrailage	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	3.14	1.716	0.36	0.27
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	1.05	0.59	0.11	0.08
	Amin/bande/nappe(cm <sup>2</sup> )	3.97	2.94	3.15	3.15
	Avj (cm <sup>2</sup> )	9.43	4.98	3.79	2.8
	A1/bande/(cm <sup>2</sup> )	5.77	2.961	1.15	0.97
	A2/bande (cm <sup>2</sup> )	3.4	1.835	0.9	0.78
	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )	6.15	4.52	4.52	4.52
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52	4.52

	choix par bande 1		2x2 HA14	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	choix par bande 2		2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	espacement	Bande1	18	18	18	18
		Bande 2	18	18	18	18
Armatures transversale			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérifications des contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$		1.52	1.008	0.77	0.56
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$		1.088	0.72	0.55	0.4
	$\tau_{bc}=15\text{MPa}$		1.17	10	7.44	2.82

**Tableau VI .3.4 :** Ferrailage des voiles longitudinaux de 3.5m

<b>Caractéristique</b>	<b>ZONE</b>	<b>I (25cm)</b>	<b>I (20cm)</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
	L(m)	3.5	3.5	3.5	3.5
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2
	B(m <sup>2</sup> )	0.875	0.7	0.7	0.7
	Hp(m)	0.5	0.5	0.5	0.5
<b>Sollicitations</b>	Ns(KN)	1255.8	943.3	694.89	211.44
	T(KN)	1077.07	785.94	436.85	259.17
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	961.38	575.88	303.57	313.62
	$\sigma_{min}$ ((KN/m <sup>2</sup> )	-1401.69	-1014.96	-609.22	-529
	Lc(m)	1.42	1.27	1.16	1.3
	Lt(m)	2.076	2.24	2.335	2.19
	d1(m)	0.95	0.85	0.77	0.87
	$\rho_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	760.26	631.33	407.45	318.85
	N1(KN)	256.73	139.93	78.28	73.76

	N2(KN)	90.28	53.66	31.37	27.74	
<b>Ferraillage</b>	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	6.42	3.5	1.96	1.84	
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.34	0.78	0.69	
	Amin/bande/nappe(cm <sup>2</sup> )	12.47	8.93	8.085	9.14	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	41.46	30.26	16.82	9.98	
	A1/bande/(cm <sup>2</sup> )	16.79	11.065	6.17	4.34	
	A2/bande (cm <sup>2</sup> )	12.63	8.905	4.99	3.19	
	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )	20.1	11.31	11.31	11.31	
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )	15.39	11.31	11.31	11.31	
	choix par bande 1	2x5 HA16	2x5HA12	2x5 HA12	2x5 HA12	
	choix par bande 2	2x5HA14	2x5HA12	2x5 HA12	2x5 HA12	
	espacement	Bande1	15	15	15	15
		Bande 2	23	23	23	23
	Armatures transversale		4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérifications des contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	1.91	1.74	0.97	058	
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	1.37	1.247	0.69	0.41	
	$\tau_{bc}=15\text{MPa}$	4.38	4.35	3.2	0.97	

**Tableau VI .3.5 :** Ferraillage des voiles transversales de 4.05m

<b>Caractéristique</b>	<b>ZONE</b>	<b>I (25cm)</b>	<b>I (20cm)</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
	L(m)	4.05	4.05	4.05	4.05
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2
	B(m <sup>2</sup> )	1.013	0.81	0.81	0.81
	Hp(m)	0.35	0.35	0.35	0.35

<b>Sollicitations</b>	Ns(KN)	1452.48	1096.73	788.57	241.17	
	T(KN)	2395.07	2018.97	1244.25	314.99	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1902.86	1165.3	466.13	362.32	
	$\sigma_{min}$ ((KN/m <sup>2</sup> )	-2472.34	-1698.79	-830.73	-554.87	
	Lc(m)	1.76	1.65	1.46	1.6	
	Lt(m)	2.29	2.4	2.59	2.45	
	d1(m)	1.17	1.1	0.97	1.07	
	$\rho_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1209.18	919.96	519.61	312.54	
	N1(KN)	538.42	288.01	130.98	92.81	
	N2(KN)	176.84	101.20	50.40	33.44	
<b>Ferrailage</b>	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	13.46	7.2	3.27	2.32	
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	4.421	2.53	1.26	0.84	
	Amin/bande/nappe(cm <sup>2</sup> )	15.36	11.55	10.19	11.24	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	92.21	77.73	47.9	12.13	
	A1/bande/(cm <sup>2</sup> )	36.51	26.63	15.25	5.35	
	A2/bande (cm <sup>2</sup> )	27.47	21.96	13.24	3.87	
	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )	40.2	26.62	26.62	22.62	
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )	28.14	28.14	15.84	15.84	
	choix par bande 1	2x10HA16	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12	
	choix par bande 2	2x7HA16	2x7HA16	2x7HA12	2x7HA12	
	espacement	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
	Armatures transversale		4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérifications</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	3.3	3.4	3.38	0.6	

<b>des contraintes</b>	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	2.36	2.49	1.7	0.43
	$\tau_{bc}=15\text{MPa}$	4.68	2.81	2.02	1.03



**CHAPITRE VII**

**Etude de l'infrastructure**

**VII.1) Introduction :**

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 extérieurs.

**➤ 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.2) Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 1.8$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII.3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

**VII.4) Dimensionnement :****A. Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{\text{ser}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entre-sol.

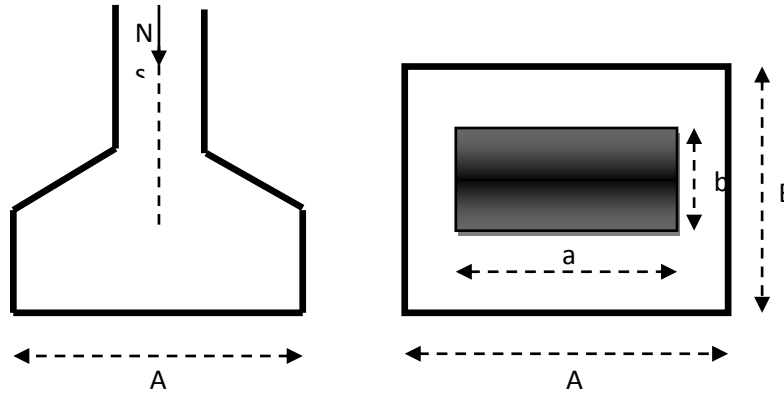
$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 1422.80 \text{ kn}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$



**Figure VII.1 :** dimensionnement d'une fondation

**D'où :**

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1422.8}{180}} = 2.81 \text{ m}$$

On aura donc :  $A=B= 3 \text{ m}$ .

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

**B. Semelles filantes :**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G+Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

**Avec :**

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

**Sens longitudinal :**

**Tableau VII.1 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

voiles	$N_s(Kn)$	L(m)	Nombre	B(m)	$S=B \times L \times N (m^2)$
VL <sub>1</sub>	364.35	1	2	2.02	4.02
VL <sub>2</sub>	1255.80	3.5	1	2	2
					<b>6.02</b>

**Sens transversal :**

**Tableau VII.2 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

voiles	$N_s(KN)$	L(m)	Nombre	B(m)	$S=B \times L \times N (m^2)$
VT <sub>1</sub>	1230.38	4.05	2	1.68	13.61

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :  $S_v = \sum S_i = 6.02 + 13.61 = 19.63 \text{ m}^2$

**$S_v = 19.63 \text{ m}^2$**

**2) Semelles filantes sous poteaux :**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N x e <sub>i</sub>
C13	634.45	0.96	8.77	5564.126
C12	1211.39	1.22	6.12	7413.706
C11	1422.80	-0.50	1.93	2746
C10	1337.51	-0.67	-1.77	-2367.39
C9	1250.85	-1.57	-5.27	-6591.97
C8	977.50	-2.28	-8.77	8572.67
<b>Somme</b>	<b>6834.5</b>	<b>-2.84</b>	<b>1.01</b>	<b>15337.14</b>

**Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est:  $R = \sum N_i = 6834.5 \text{ kN}$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{15337.14 - 2.84}{6834.5} = 2.24 \text{ m}$$

$$e = 2.24 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a :  $e = 2.24 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.55}{6} = 2.92 \text{ m} \Rightarrow$  **Répartition trapézoïdale**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6834.5}{17.55} \times \left( 1 - \frac{6 \times (2.24)}{17.55} \right) = 91.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6834.5}{17.55} \times \left( 1 + \frac{6 \times (2.24)}{17.55} \right) = 687.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6834.5}{17.55} \times \left( 1 + \frac{3 \times (2.24)}{17.55} \right) = 538.54 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{538.54}{180} = 2.99 \text{ m}$$

Donc on opte pour  $B = 3 \text{ m}$

On aura:  $S = 3 \times 17.55 = 52.65 \text{ m}^2$

$$S = 52.65 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = S \times n = 52.65 \times 7 = 368.55 \text{ m}^2.$$

$$S_p = 368.55 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 368.55 + 19.63 = 388.18 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 474.37 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{388.18}{474.37} \times 100 = 81 \%$$

Donc :  $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### **VII.5) 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.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

## VII.5.1) Pré dimensionnement du radier :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{645}{8} \leq h \leq \frac{645}{5} \Rightarrow 80.62 \text{ cm} \leq h \leq 129 \text{ cm}$$

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface  $k=40$  MPa pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximal entre nus des nervures. ( $L_{\max}=6.45$  m)

**D'où :**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6.45\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.46 \text{ m}$$

**Nous adopterons une épaisseur du radier de  $h_n = 150$  cm.**

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{645}{20} \quad , \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{645}{20} = 32.25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

- **Nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{645}{10} = 64.5 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Le largeur de la nervure :**

$$\text{Soit } h_n = 150 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 150 = 60 \leq b_n \leq 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 60 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 150 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 60 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

**VII.5.2) Calcul de la surface nécessaire au radier :**

Charge permanente de la structure :  $G = 37105.33 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 5823.87 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

**l'ELU:**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 37105.33 + 1.5 \times 5823.87 = 58828 \text{ KN}$$

$$N_U = 58828 \text{ kn}$$

**l'ELS :**

$$N_S = G + Q = 37105.33 + 5823.87 = 42929.2 \text{ KN}$$

$$N_S = 42929.2 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

**l'ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{58828}{1.33 \times 180} = 245.73 \text{ m}^2$$

**l'ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{42929.2}{180} = 238.49 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 474.37\text{m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 245.73\text{m}^2$$

**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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{150}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 75\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 80\text{cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 474.37 + (0.80 \times 104.52) = 557.98 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 557.98\text{m}^2$$

**VIII.5. 3) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

**A. Charges permanentes :**

**Poids du bâtiment :**  $G = 37105.33 \text{ KN}$

**Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

**Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 557.98 \times 0.40 \times 25 = 5579.8 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 5579.8 \text{ KN}$$

**Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n + Ly. m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.6 \times (1.5 - 0.4) \times 25 \times (22.05 \times 2 + 24.95 + 14.25 \times 4 + 10.5 \times 3 + 25.1 \times 4 + 15.05)$$

$$P_{\text{nerv}} = 4504.5\text{kn}$$

**Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum(Lx.n + Ly \times m) = 0.60 \times 273 = 163.8 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (557.98 - 163.8) \times 1.1 \times 17 = 7371.16\text{KN}$$

$$P_{TVO} = 7371.16 \text{ KN}$$

### Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = S_{\text{rad}} \cdot e_p \times \rho_b \quad (e_p = 15 \text{ cm}).$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 557.98 \times 0,15 \times 25 = 2092.42 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 2092.42 \text{ KN}$$

### Poids de radier :

$$G_{\text{rad}} = 5579.8 + 4504.5 + 7371.16 + 2092.42 = 19547.88 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{rad}} = 19547.88 \text{ KN.}$$

### **B. Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 5823.87 \text{ KN.}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2.5 \times 557.98 = 1394.95 \text{ KN}$$

### **C. Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 37105.33 + 19547.88 = 56653.21 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 5823.87 + 1394.95 = 7218.82 \text{ KN.}$$

### **D. Combinaison d'actions :**

#### L'ELU :

$$N_U = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 56653.21 + 1.5 \times 7218.82 = 87310.06 \text{ KN}$$

#### L'ELS:

$$N_S = G + Q = 56653.21 + 7218.82 = 63872.03 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } N_u = 87310.06 \text{ KN}$$

$$N_s = 63872.03 \text{ KN}$$

### **VII.5.4) Vérifications :**

#### **A. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$\tau_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{87310.06 \times 1}{557.98} \times \frac{6.45}{2} = 504.63 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{504.63 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.40 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**B. 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.

$$M = M_0 + V_0 \cdot h$$

**Avec :**

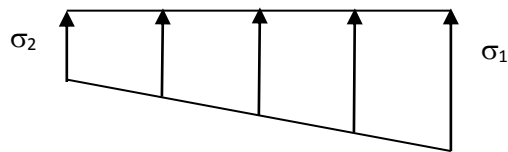
$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$V_0$ : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

**L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

**Avec :**  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

**Figure VII.2 :** Diagramme des contraintes

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.46\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 14.82\text{m}$$

✓ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = 19850.63\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 24159.91\text{m}^4$$

**1) Vérification Sens longitudinal :**

$$N_U = 87310.06 \text{ KN}$$

$$N_S = 63872.03 \text{ KN}$$

**Moment a la base:**

$$M_{0X} = 39825.043\text{KN.m}$$

$$V_{0X} = 2155.36 \text{ KN}$$

$$M_X = 39825.043 + 2155.36 \times 1.5 = 43058.08 \text{ KN.m}$$

$$M_X = 43058.08 \text{ KN.m}$$

**L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{87310.06}{557.98} + \frac{43058.08}{24159.91} \times 11.46 = 176.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{87310.06}{557.98} - \frac{43058.08}{24159.91} \times 11.46 = 136.05 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 176.89 + 136.05}{4} = 166.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 166.68 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 239.4 \text{ KN / m}^2 \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63872.03}{557.98} + \frac{43058.08}{24159.91} \times 11.46 = 134.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63872.03}{557.98} - \frac{43058.08}{24159.91} \times 11.46 = 94.04 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134.89 + 94.04}{4} = 124.67 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 124.67 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN / m}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**2) Vérification Sens transversal :**

$M_{0Y} = 68741.93 \text{ KN.m}$

$V_0 = 3671.53 \text{ KN}$

$M_Y = 68741.93 + 3671.53 \times 1.5 = 74249.22 \text{ KN.m}$

$M_Y = 74249.22 \text{ KN.m}$

**l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{87310.06}{557.98} + \frac{74249.22}{19850.63} \times 14.82 = 211.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{87310.06}{557.98} - \frac{74249.22}{19850.63} \times 14.82 = 101.04 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 211.90 + 101.04}{4} = \mathbf{184.18 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_m = 184.18 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 239.4 \text{ KN / m}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63872.03}{557.98} + \frac{74249.22}{19850.63} \times 14.82 = 169.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63872.03}{557.98} - \frac{74249.22}{19850.63} \times 14.82 = 59.03 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 169.90 + 59.03}{4} = \mathbf{142.18 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_m = 142.18 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN / m}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**VIII.6) Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

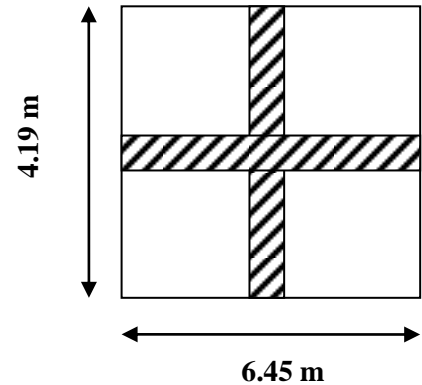
Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis

**VIII.6.1) 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 le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x = 6.45\text{m}$  et  $l_y = 4.19\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{419}{645} = 0.64$$



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 l'ELU :**

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(166.68; 184.18) = \mathbf{184.18 \text{ KN/m}^2}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(124.67; 142.18) = \mathbf{142.18 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

**E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(184.18 - \frac{19547.88}{557.98}\right) \times 1\text{m} = \mathbf{149.14 \text{ KN/ml}}$$

**E.L.S :**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(142.18 - \frac{19547.88}{557.98}\right) \times 1\text{m} = \mathbf{107.14 \text{ KN/ml}}$$

**VIII.6.2) Calcul des sollicitations :**

On a:  $\rho = 0.64$  et  $v = 0$

**L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0759 \\ \mu_y = 0.356 \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

**Suivant (x-x) :**  $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0759 \times 149.14 \times 4.19^2 = 198.73 \text{ KN.m}$

**Suivant (y-y) :**  $M_{0y} = \mu_y M_x = 0.356 \times 107.14 = 38.14 \text{ KN.m}$

**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 :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 198.73 = 149.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 38.14 = 28.60 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 198.73 = -99.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 38.14 = -19.07 \text{ KN.m}$$

**VIII.6.3) Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \implies \text{SSA} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$

Tableau VIII.4 : Ferrailage de la dalle.

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>μ</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
xx	Appuis	99.36	0.051	0.973	SSA	7.93	6HA14 = 9.24	15
	Travée	149.04	0.076	0.960	SSA	12.01	6HA16 = 12.06	15
yy	Appuis	19.07	0.009 8	0.995	SSA	1.48	5HA12 = 5.65	20
	Travée	28.60	0.014	0.993	SSA	2.23	5HA12 = 5.65	20

VII.6.4) Vérification à L'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : ω<sub>0</sub> = 0.0008 pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.64}{2} \times 100 \times 40 = 3.77 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens	zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
xx	Appuis	9.24	3.77	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
yy	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	travée	5.65		Condition vérifiée

B. 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 le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**C. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 149.14 \times 4.19 \times 6.45 = 4030.58 \text{KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4030.58}{3 \times 6.45} = 208.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{208.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4030.58}{2 \times 6.45 + 4.19} = 235.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{235.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

**VII.6.5) Calcul et vérification à l'E.L.S :**

On a :  $\rho = 0.64$  et  $v = 0.2$

$$\text{A l'E.L.S:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0813 \\ \mu_y = 0.519 \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

**Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0813 \times 107.14 \times 4.19^2 = 152.92 \text{ KN.m}$$

**Suivant (y-y) :**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.519 \times 152.92 = 79.36 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 152.92 = 114.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 79.36 = 59.52 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 152.92 = -76.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 79.36 = -39.68 \text{ KN.m}$$

**A. Vérification des contraintes :****Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
xx	Appuis	9.24	76.46	0.256	0.920	47.50	249.84	348	5.25	15	CV
	Travée	12.06	114.69	0.335	0.910	40.56	290.29	348	7.15	15	CV
yy	Appuis	5.65	39.68	0.156	0.935	61.92	208.64	348	3.36	15	CV
	travée	5.65	59.52	0.156	0.935	61.92	312.96	348	5.05	15	CV

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VII.7) 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.

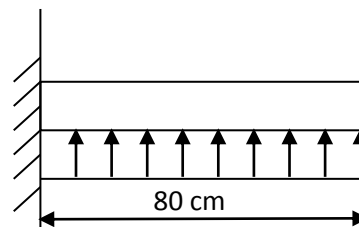


Figure VII.3: Schéma statique du débord

**VII.7.1) Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 149.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-149.14 \times 0.8^2}{2} = -47.72 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS:**

$$P_s = q_s = 107.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-107.14 \times 0.80^2}{2} = -34.28 \text{ KN.m}$$

**VII.7.2) Calcul des armatures :**  $b = 100 \text{ m}; d = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47.72 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{47.72 \times 10^3}{0.988 \times 370 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$

**VII.7.3) Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$

**VII.7.4) Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122$$

$$\rho_1 = 0.122 \rightarrow \beta_1 = 0.942 \rightarrow \alpha_1 = 0.174$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.174}{15(1-0.174)} = 0.014$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{34.28 \times 10^6}{0.942 \times 370 \times 452} = 217.59 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.014 \times 217.59 = 3.04 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 217.59\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**VII.8) 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.

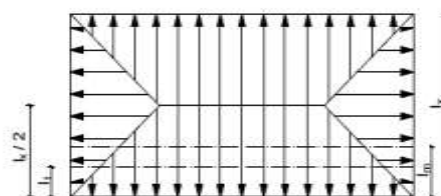
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

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.

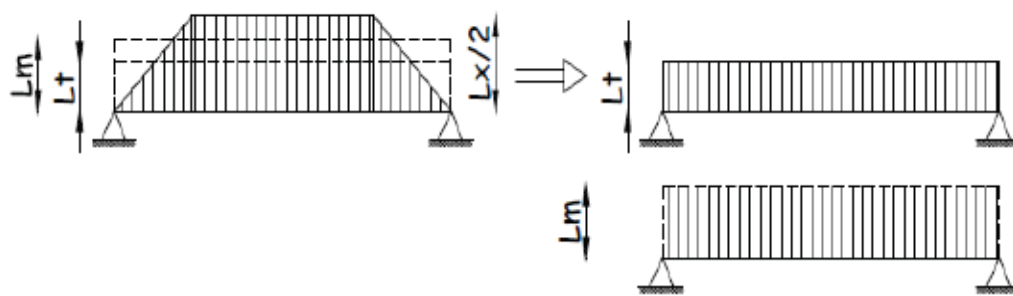
**Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$



**Figure VII.4:** Répartition trapézoïdale

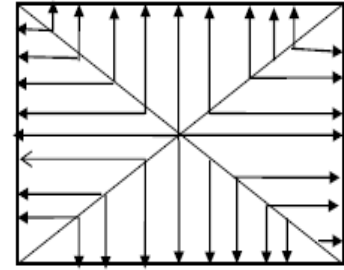


**Figure VII.5:** Présentation des chargements simplifiés

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25x l_x$



Figures VII.6 : Répartition triangulaire

VII.8.1) Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 184.18 - \frac{19547.88}{557.98} - \frac{4504.5}{163.8} \right) = 121.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 142.18 - \frac{19547.88}{557.98} - \frac{4504.5}{163.8} \right) = 79.64 \text{ KN/m}^2$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

**Remarque :** Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.6	4.19	0.85	triangulaire	1.19	0.9	121.64	79.64	144.75	277.6	94.77	181.57	109.47	211.64	71.67	138.56
	2	2.66	3.6	0.73	trapèze	1.09	0.84			132.58		86.80		102.17		66.89	
B - C	1	4.19	6.45	0.64	trapèze	1.80	1.42	121.64	79.64	218.95	371	143.35	242.9	172.72	300.44	113.08	196.7
	2	2.66	6.45	0.41	trapèze	1.25	1.05			152.05		99.55		127.72		83.62	
C - D	1	3.70	4.19	0.88	triangulaire	1.23	0.92	121.64	79.64	149.61	283.41	97.95	185.55	111.90	215.29	73.26	140.95
	2	2.66	3.70	0.71	trapèze	1.1	0.85			133.80		87.60		103.39		67.69	
D - E	1	3.70	4.19	0.88	triangulaire	1.23	0.92	121.64	79.64	149.61	283.41	97.95	185.55	111.90	215.29	73.26	140.95
	2	2.66	3.70	0.71	trapèze	1.1	0.85			133.80		87.60		103.39		67.69	
E - F	1	3.50	4.19	0.83	triangulaire	1.16	0.87	121.64	79.64	141.10	271.25	92.38	177.59	105.82	205.56	69.28	134.58
	2	2.66	3.50	0.76	trapèze	1.07	0.82			130.15		85.21		99.74		65.30	
F-G	1	3.70	4.19	0.88	triangulaire	1.23	0.92	121.64	79.64	149.61	283.41	97.95	185.55	111.90	215.29	73.26	140.95
	2	2.66	3.70	0.71	trapèze	1.1	0.85			133.80		87.60		103.39		67.69	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1 - 2	1	3.5	3.6	0.97	triangulaire	1.16	0.87	121.64	79.64	141.1	282.2	92.38	184.76	105.82	211.65	69.28	138.56
	2	3.5	6.45	0.54	triangulaire	1.16	0.87			141.1		92.38		105.82		69.28	
2 - 3	1	3.5	3.6	0.97	triangulaire	1.16	0.87	121.64	79.64	141.1	282.2	92.38	184.76	105.82	211.65	69.28	138.56
	2	3.5	6.45	0.54	triangulaire	1.16	0.87			141.1		92.38		105.82		69.28	
3- 4	1	3.6	3.7	0.97	trapèze	1.23	0.92	121.64	79.64	149.61	299.22	97.95	195.9	111.9	223.81	73.26	146.53
	2	3.7	6.45	0.57	triangulaire	1.23	0.92			149.61		97.95		111.9		73.26	
4 - 5	1	3.6	4.19	0.85	trapèze	1.36	1.03	121.64	79.64	165.43	334.52	108.31	219	125.28	251.78	82.02	164.84
	2	4.19	6.45	0.64	triangulaire	1.39	1.04			169.07		110.69		126.5		82.82	
5 -6	1	2.66	3.6	0.73	triangulaire	0.88	0.66	121.64	79.64	107.04	214.08	70.08	140.16	80.28	160.56	52.56	105.12
	2	2.66	6.45	0.41	triangulaire	0.88	0.66			107.04		70.08		80.28		52.56	

VII.8.2) Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- Sens longitudinal :

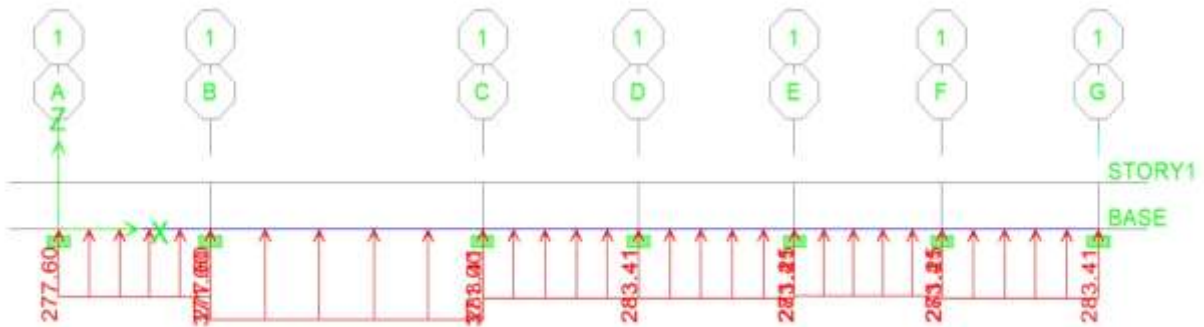


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)

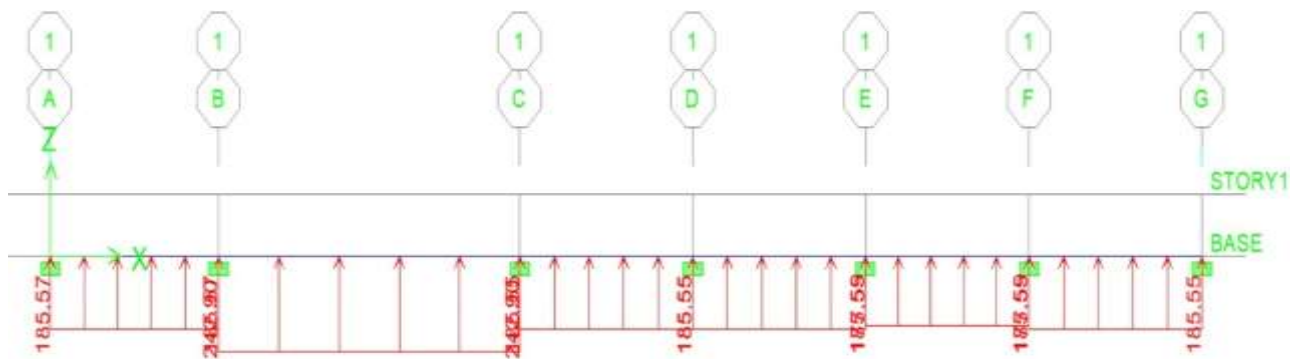


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal)

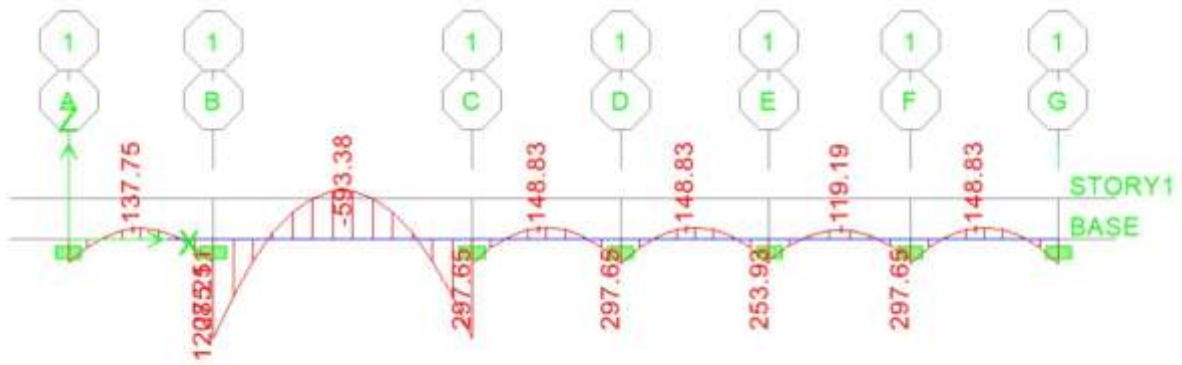


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

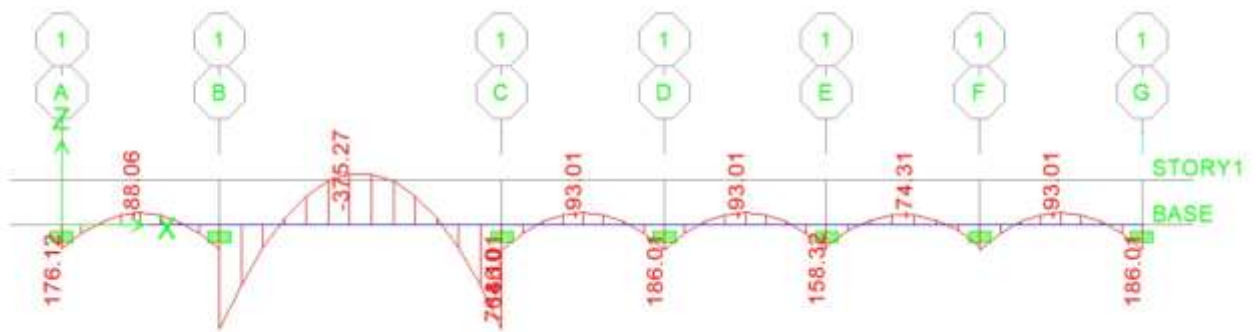


Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

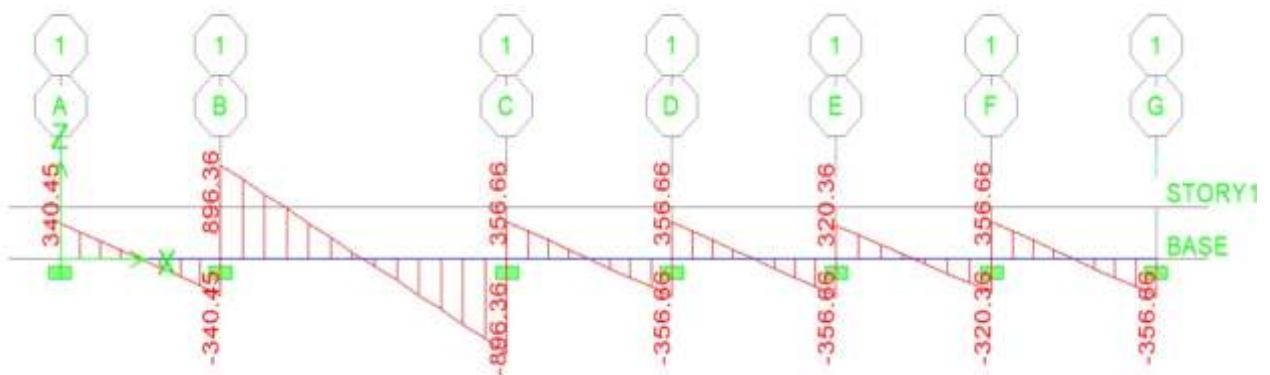


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

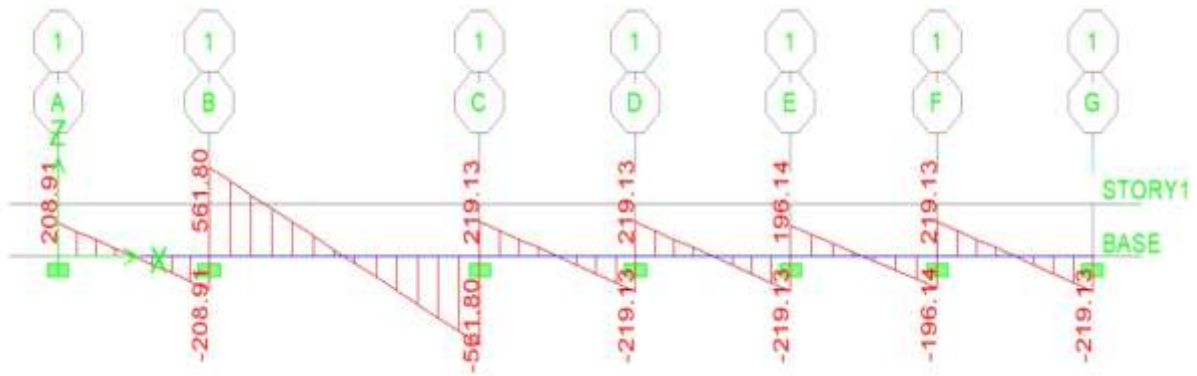


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Sens transversal :

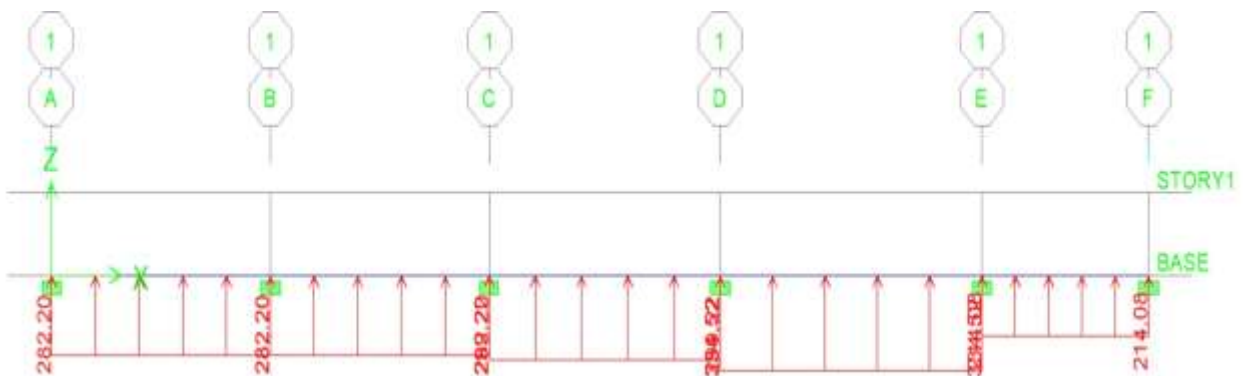


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)

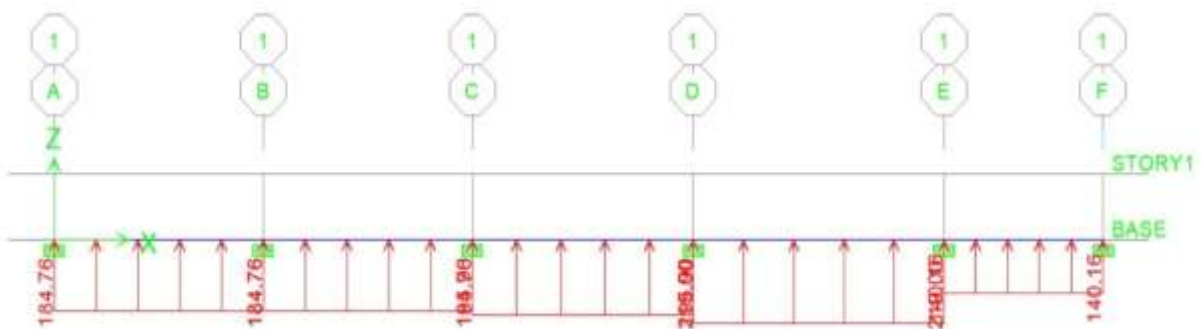


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal)

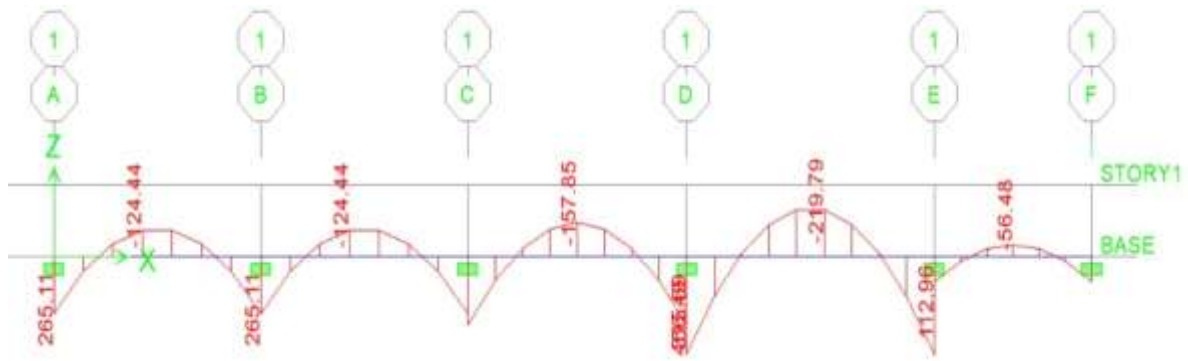


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

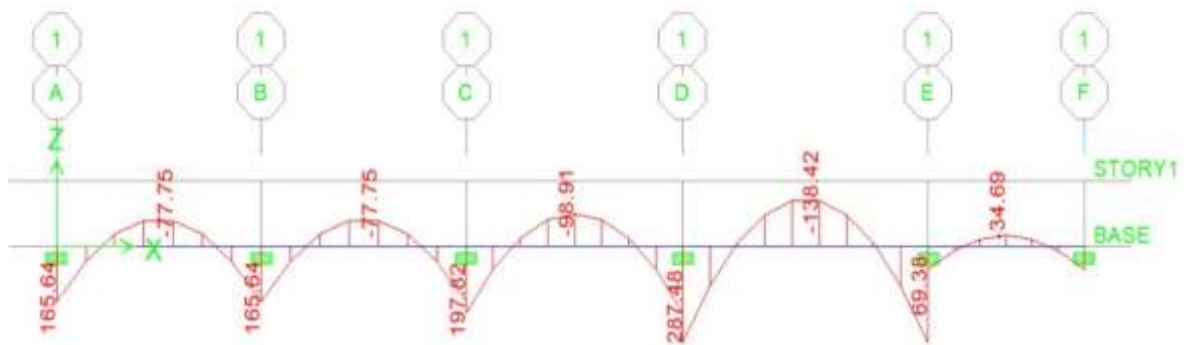


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

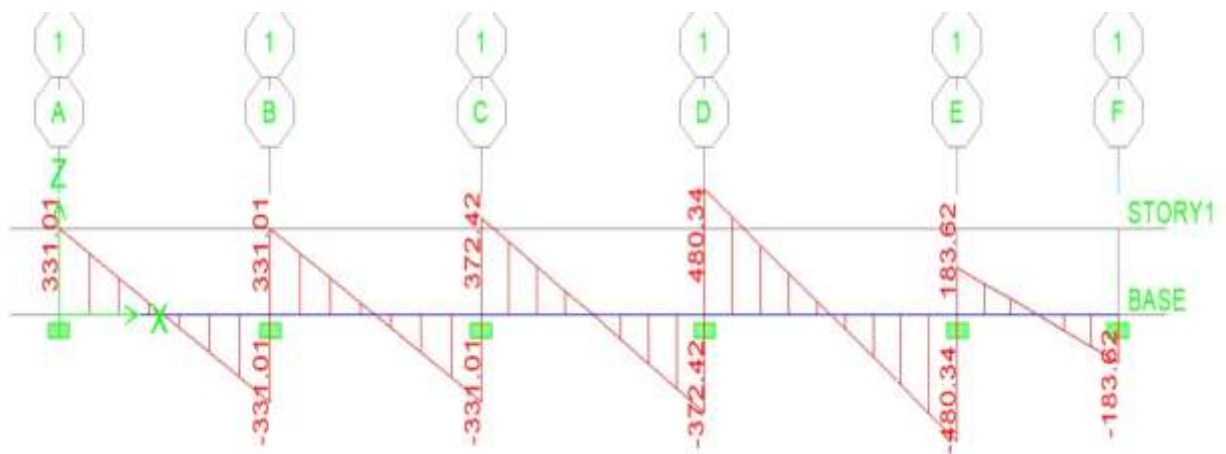


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

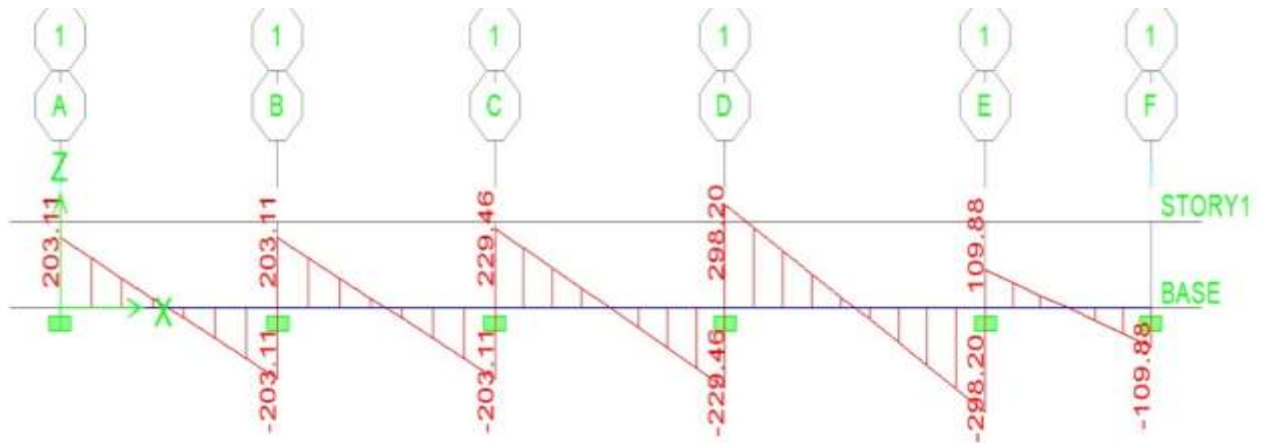


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	1208.2	764.09	456.48	287.48
$M_{tmax}$ (KN.m)	593.38	375.27	219.79	138.42
$T_{max}$ (KN)	896.36	561.80	480.34	298.20

VII.8.3) Calcul des Armatures :

A. Armatures longitudinales :  $b = 60 \text{ cm}$ ,  $h = 150 \text{ cm}$ ,  $C = 5 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	1208.2	0.067	0.965	SSA	24.81	5HA20+5HA16 (chap) =25.76cm <sup>2</sup>
	Travée	593.38	0.033	0.983	SSA	11.96	5HA20+5HA16 (chap) =25.76cm <sup>2</sup>
yy	Appuis	456.48	0.025	0.987	SSA	9.16	5HA20+5HA16 (chap) =25.76cm <sup>2</sup>
	Travée	219.79	0.012	0.994	SSA	4.38	5HA20+5HA16 (chap) =25.76cm <sup>2</sup>

**B. Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{150}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{37.5; 24\} = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$\text{Zone nodale } A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante } A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 + 2HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$  (2 cadre  $\Phi 8$  et un épingle)

### C. 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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 75cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.5 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**

### VII.8.4) Vérification à l'ELU :

#### A. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 145 \times \frac{2.1}{400} = 10.50 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées :**

$$A_t = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### B. Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le Pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton :  $0.5\% \times b \times h$

$$A_{min} = 0.005 \times 60 \times 150 = 45 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.11: Vérification des recommandations exigées par le RPA

		A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm)	observation
Sens XX	Appuis	10HA20+5HA16+4HA14=47.63	45	CV
	Travée	10HA20+5HA16+4HA14=47.63	45	CV
Sens YY	Appuis	10HA20+5HA16+4HA14=47.63	45	CV
	Appuis	10HA20+5HA16+4HA14=47.63	45	CV

**C. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2.5 Mpa$$

**Sens longitudinale :**  $T_u^{max} = 896.36 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{896.36 \times 10^3}{600 \times 1450} = 1.03 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{max} = 298.20 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{480.34 \times 10^3}{600 \times 1450} = 0.55 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.8.5) Vérification à l'ELS :**

**A. Vérification des contraintes :**

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

**Dans les aciers :**

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Tableau VII.12: Vérification des contraintes à l'ELS

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
xx	Appuis	25.76	764.09	0.296	0.914	43.14	197.52	201.6	4.57	15	CV
	Travée	25.76	375.27	0.296	0.914	43.14	109.92	201.6	2.54	15	CV
yy	Appuis	25.76	287.48	0.296	0.914	43.14	84.06	201.6	1.94	15	CV
	travée	25.76	138.42	0.296	0.914	43.14	40.54	201.6	0.93	15	CV



**CHAPITRE VIII**  
**Etude de mur plaque**

**VIII.1) Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

**VIII.2) Pré dimensionnement du voile périphérique :**

Le voile périphérique sert à reprendre les poussées des terres, il doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2 RPA 99/V2003** est telle que :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

➤ **Au niveau du sous-sol :**

$$h_e = h_{\text{sol}} - e_p = 493 - 20 = 473 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{\text{sol}}$  : hauteur du sous-sol

$e_p$  : épaisseur du plancher

**Cas 01 :**

$$\frac{h_e}{25} = \frac{473}{25} = 18.92 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

**Cas 02 :**

$$\frac{h_e}{22} = \frac{473}{22} = 21.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 25 \text{ cm}$$

**Cas 03 :**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{473}{20} = 23.65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 25 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour notre voile périphérique :

Épaisseur :  $e = 25 \text{ cm}$ .

Hauteur :  $h = 4.93 \text{ m}$ .

**VIII.3) Méthode de calcul :**➤ **Théorie de Rankine :**

C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée où en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

**Hypothèse :**

-Isotropie du sol.

-La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.

-Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol soit nul la contrainte est horizontale.

→ **la méthode de Rankine est applicable.**

**VIII.3.1) Détermination des sollicitations :**

Sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes (contrainte horizontale et contrainte verticale).

Avec :  $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

$\sigma_h$  : contrainte horizontale

$\sigma_v$  : contrainte verticale

$K_a$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

Avec :  $K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$

**VIII.3.2) Les caractéristiques mécanique et physique du sol :**

- ✓ Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .

- ✓ Cohésion :  $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible de sol :  $\sigma_{sol} = 1.8$  bars.

**VIII.4) Calcul des sollicitations :**

Dans notre cas on a un sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ ), notre voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \mathbf{0.333}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

pour ( $h = 0$  m)  $\rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = \mathbf{5 \text{ KN/m}^2}$

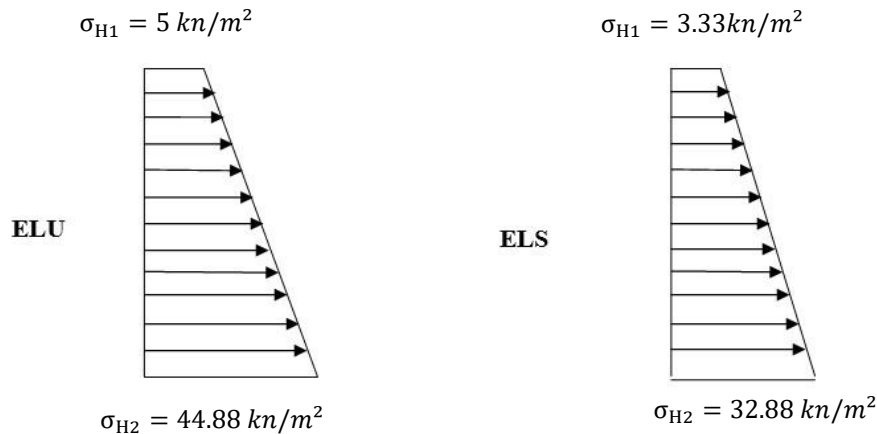
pour ( $h = 4.93$  m)  $\rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 4.93 + 1.5 \times 10) = \mathbf{44.88 \text{ KN/m}^2}$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

pour ( $h = 0$  m)  $\rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 0 + 10) = \mathbf{3.33 \text{ KN/m}^2}$

pour ( $h = 4.93$  m)  $\rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (18 \times 4.93 + 10) = \mathbf{32.88 \text{ KN/m}^2}$



**Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes**

▪ **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 44.88 + 5}{4} = \mathbf{34.91 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 32.88 + 3.33}{4} = 25.49 \text{ KN/ml}$$

### VIII.5) Ferrailage du voile périphérique :

#### VIII.5.1) Recommandations du RPA :

- Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

#### VIII.5.2) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

#### ➤ Identification des panneaux :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{493}{520} = 0.94 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

#### VIII.5.3) Calcul à l'ELU :

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

$$q_u = 34.91 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0419 \times 34.91 \times 4.93^2 \\ M_0^x = 35.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.864 \times 35.55 \\ M_0^y = 30.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 35.55 \Rightarrow M_t^x = 26.66 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 30.71 \Rightarrow M_t^y = 23.03 \text{ KN.m} \end{cases}$

**En appuis :**  $\begin{cases} M_a^x = 0.5 \times 35.55 = 17.77 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.5 \times 30.71 = 15.35 \text{ KN.m} \end{cases}$

#### VIII.5.4) Calcul des sections d'armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 25 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

**Sens X :**

$$M_t^x = 26.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.66 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26.66 \times 10^3}{0.981 \times 22 \times 348} = 3.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Sens Y :**

$$M_t^y = 23.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.03 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.03 \times 10^3}{0.983 \times 22 \times 348} = 3.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 5HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

**Sens X :**

$$M_a^x = 17.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.77 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.025 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.025 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.77 \times 10^3}{0.987 \times 22 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 5 HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Sens-Y :**

$$M_a^y = 15.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.35 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.35 \times 10^3}{0.989 \times 22 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 5HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**VIII.6) Vérification à l'ELU :**

**A. Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):**

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### B. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} :$$

#### Suivant lx:

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{34.91 \times 4.93 \times 5.2}{3 \times 5.2} \Rightarrow V^{max} = 57.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{57.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

#### Suivant ly :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{34.91 \times 4.93 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 4.93} \Rightarrow V^{max} = 58.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{58.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### C. Espacement des barres :

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

$$\text{Armatures principales : } S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$25\text{cm} < \min(75\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### D. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_s = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4 L<sub>s</sub>** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

→ Pour Ø12 : L<sub>a</sub> = 0.4 x 40 cm ⇒ L<sub>a</sub> = 16 cm.

**VIII.7) Vérification à l'ELS:**

**A. Calcul à l'ELS :**

**q<sub>s</sub> = 25.49KN/ml**

ρ = 0.94 → μ<sub>x</sub> = 0.0491 et μ<sub>y</sub> = 0.906

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0491 \times 25.49 \times 4.93^2 \\ \mathbf{M_0^x = 30.41 KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.906 \times 30.41 \\ \mathbf{M_0^y = 27.55 KN.m} \end{array} \right.$$

**En travée :**  $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 30.41 \Rightarrow \mathbf{M_t^x = 22.80KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 27.55 \Rightarrow \mathbf{M_t^y = 20.66KN.m} \end{array} \right.$

**En appuis :**  $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = 0.5 \times 30.41 = \mathbf{15.20KN.m} \\ M_a^y = 0.5 \times 27.55 = \mathbf{13.77 KN.m} \end{array} \right.$

**B. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

• **Dans les aciers :**

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

$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \mathbf{201.63 Mpa}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$

• **Dans le béton :**

Tableau VIII.1 : vérifications des contraintes

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

Sens	Zone	As(cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	OBS
X-X	Appuis	5.65	15.20	0.25	0.920	47.5	132.91	201.63	2.79	15	CV
	Travée	5.65	22.80	0.25	0.920	47.5	199.37	201.63	4.19	15	CV
Y-Y	Appuis	5.65	13.77	0.25	0.920	47.5	120.41	201.63	2.53	15	CV
	travée	5.65	20.66	0.25	0.920	47.5	180.66	201.63	3.80	15	CV

### Conclusion :

L'épaisseur du Mur plaque est de **25cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

- Sens x-x :  
 En travée : 5HA12 avec un espacement de 25 cm.  
 Aux appuis : 5HA12 avec un espacement de 25 cm.
- Sens y-y :  
 En travée : 5HA12 avec un espacement de 25cm.  
 Aux appuis : 5HA12 avec un espacement de 25 cm.

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux devers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie ; Et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA 99 version 2003.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# Bibliographie

## **Règlements :**

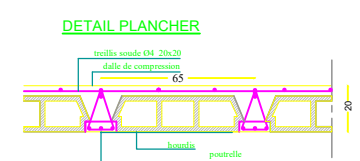
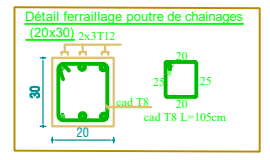
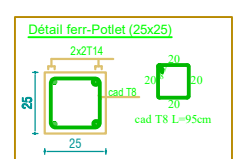
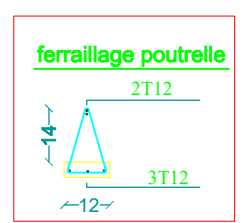
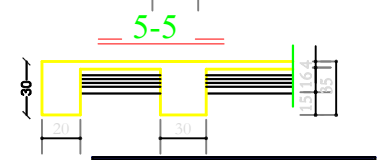
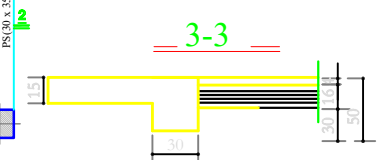
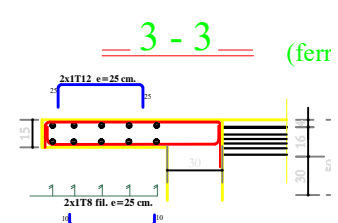
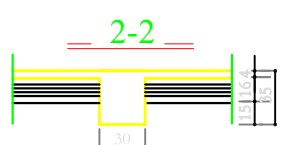
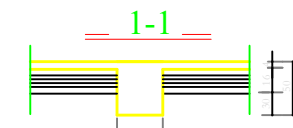
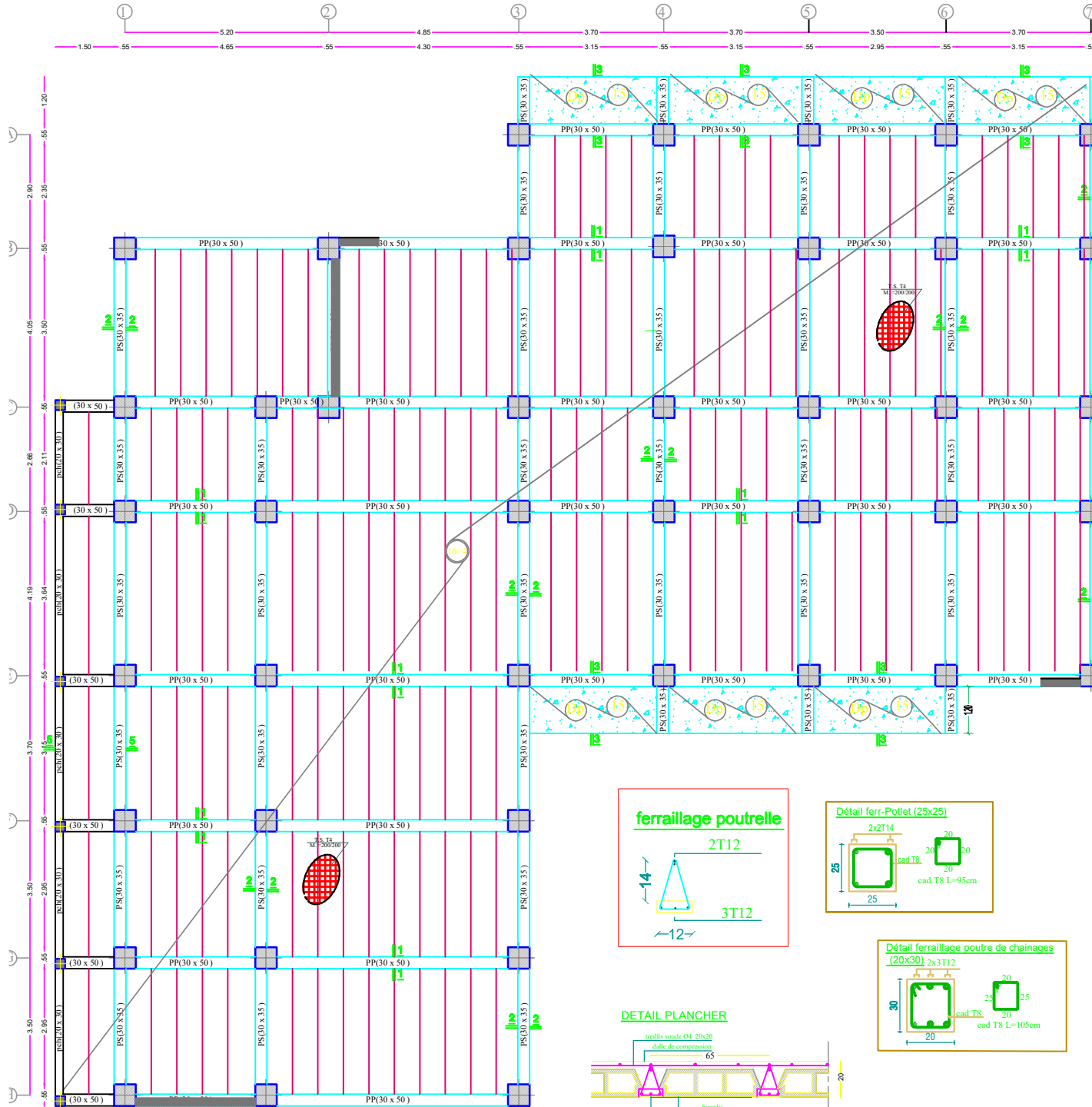
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

## **Logiciels :**

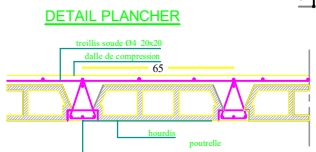
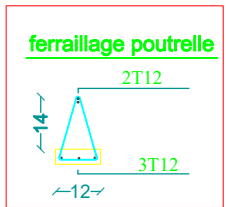
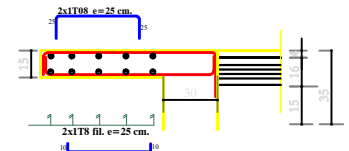
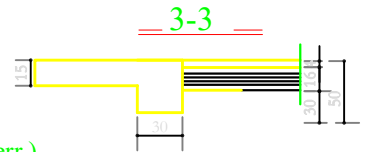
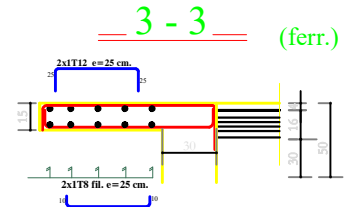
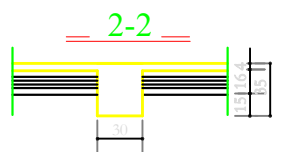
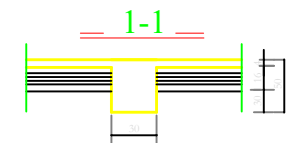
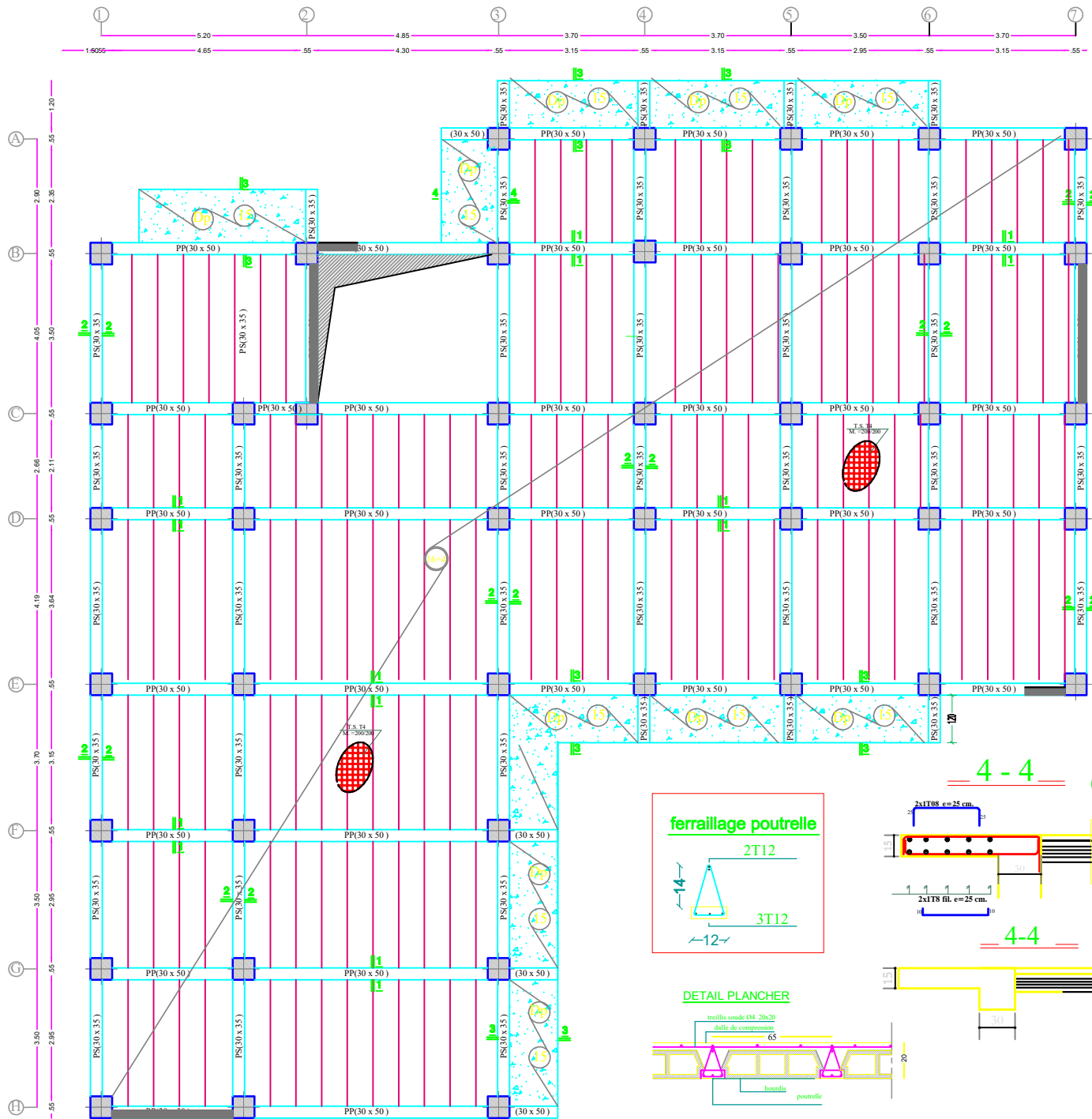
- Logiciel ETABS 9.1.4
  - Logiciel de ferrailage SOCOTEC
  - EXCEL 2016
  - WORD 2016
  - AUTOCAD 2019
- 
- Les abaques de PIGEAUD.



# COFFRAGE PLANCHER niv -0.85

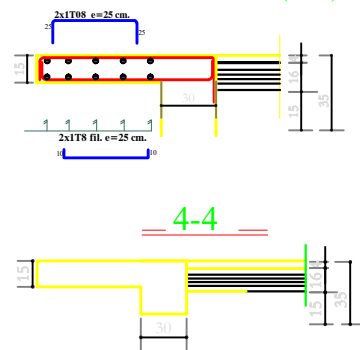
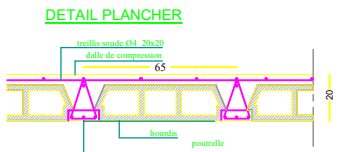
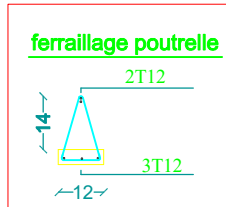
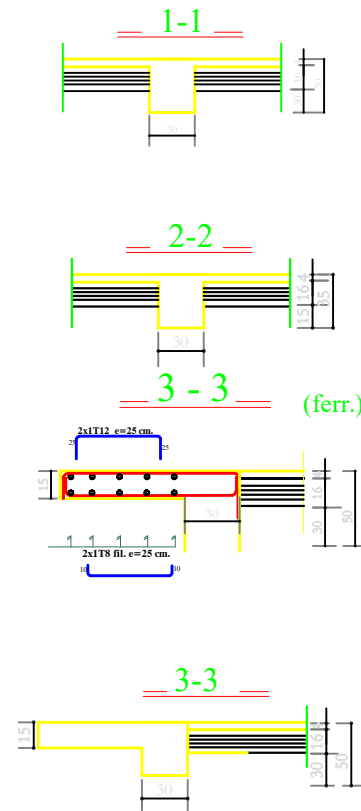
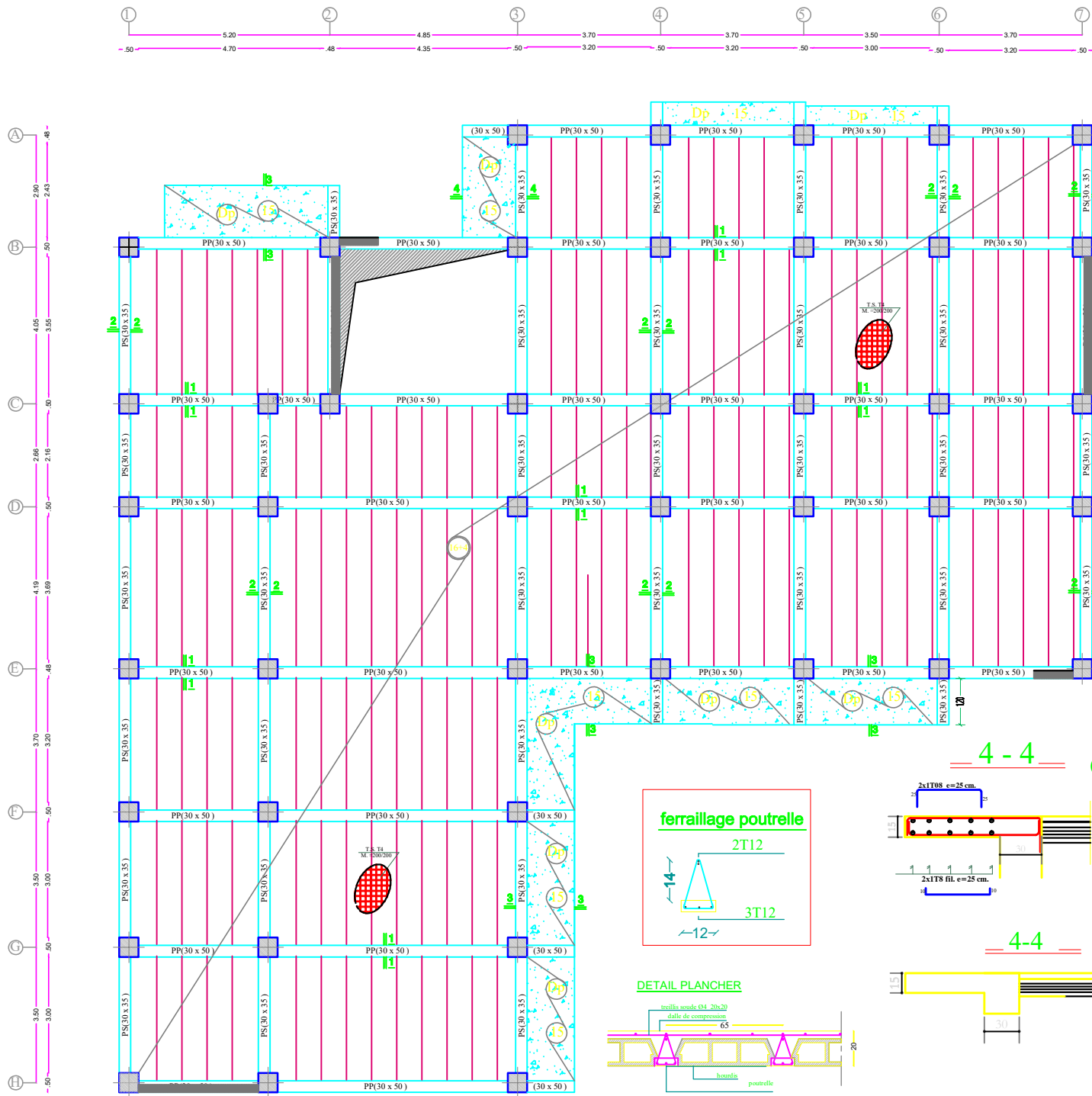


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET:	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL
REALISE PAR:	SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA
PROMOTION : 2023/2024 coffrage plancher niv -0.85 eds: 1/20	BENEFICIAIRE: Mr GHOULEM



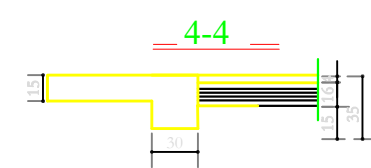
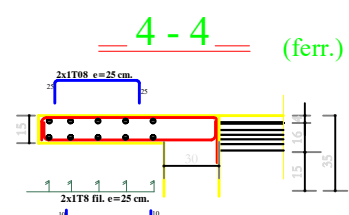
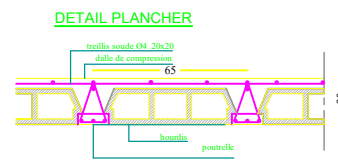
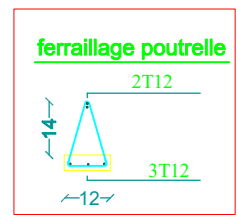
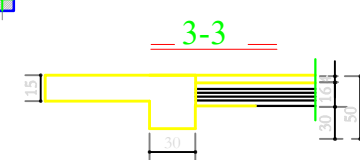
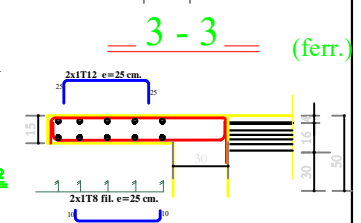
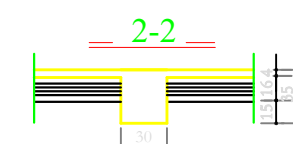
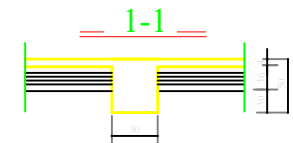
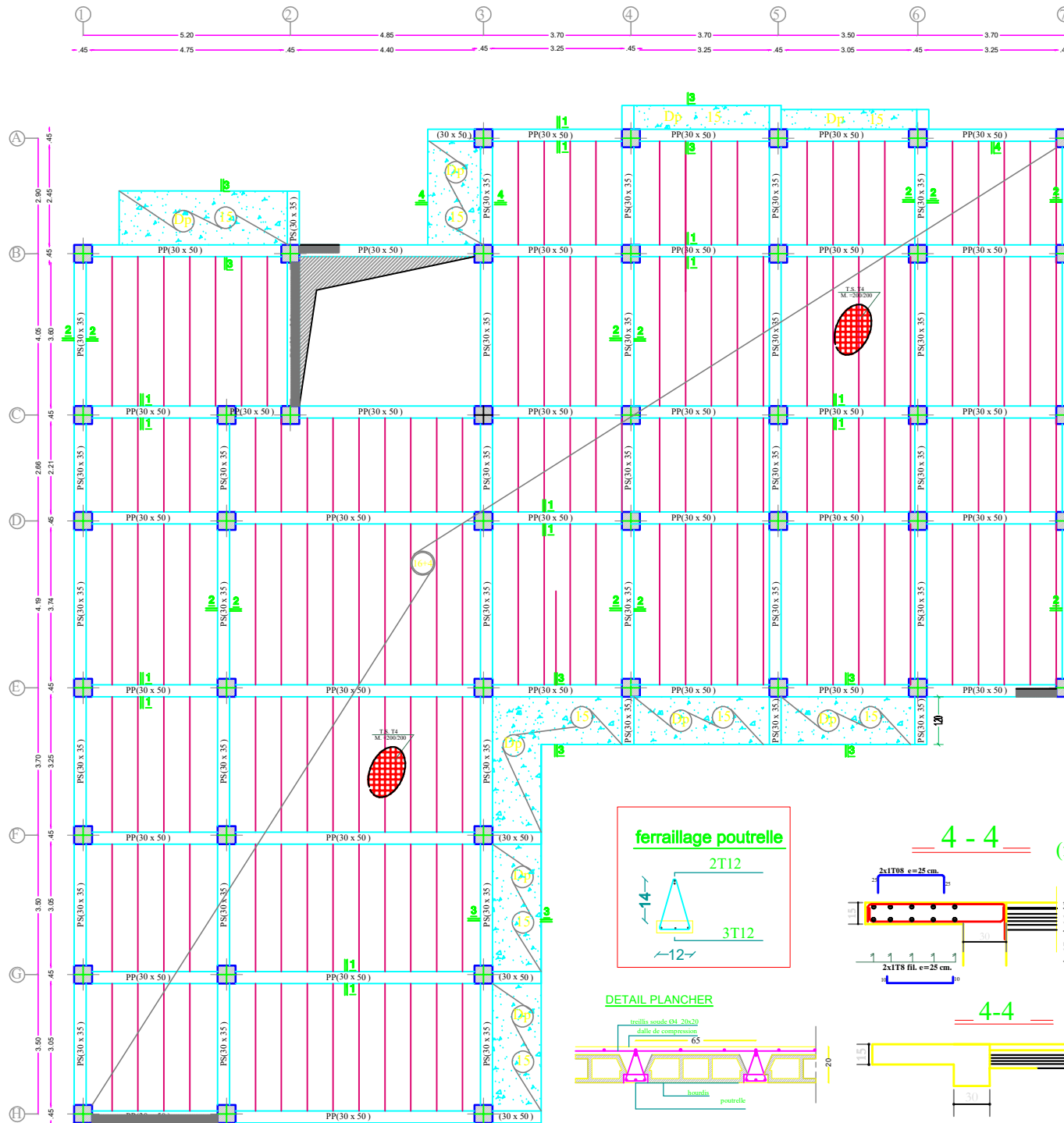
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+S+SOUS SOL	
BACHEUR DAJ: SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024 coffrage plancher niv+3.23 eds: 1/50	INCHARGE: M: GHOUILEM

# COFFRAGE PLANCHER zone 02



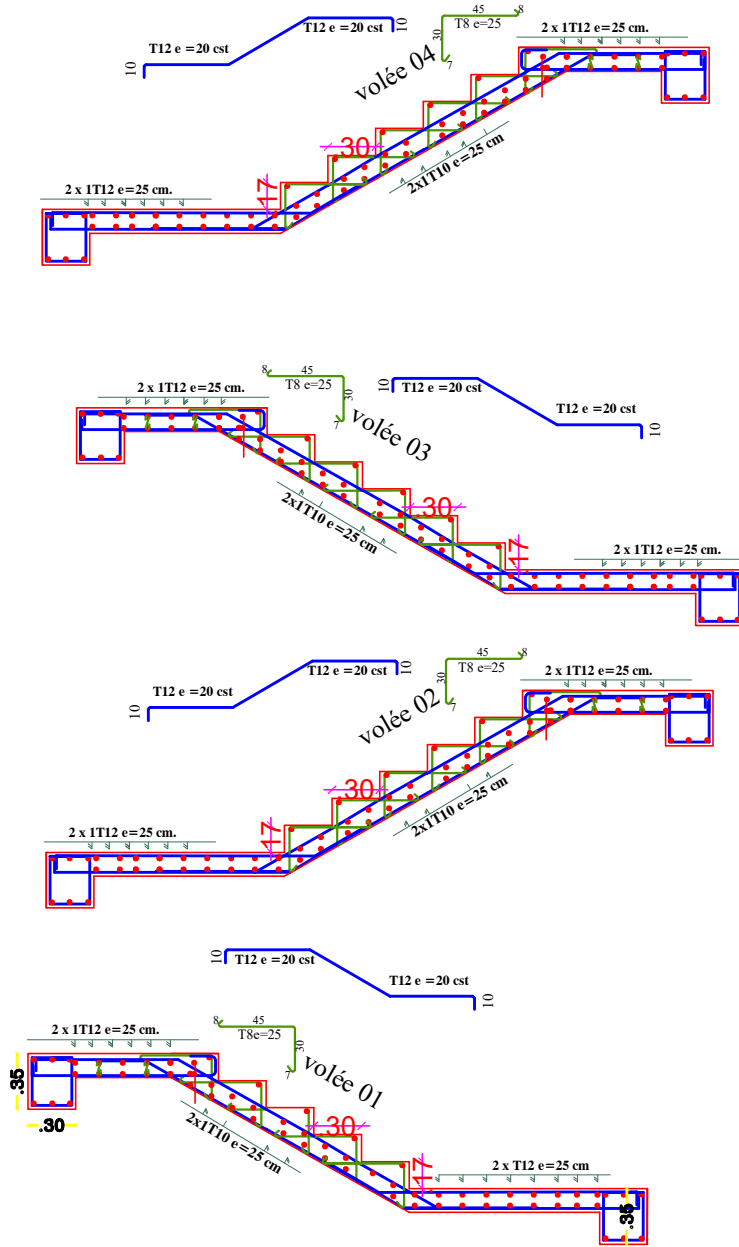
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
PROJET DE LOI N° 01/2019	
ADJUSTEMENT DE LOI N° 01/2019	
Wilya/TIZI OUZOU	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
SADOUN CHEMS EDDINE	
LADLI LISA	
PROJETION : 2102/2024	INFORMANT : M. GHOULEM
coffrage plancher zone 02	sch. 1/54

# COFFRAGE PLANCHER niv zone 03

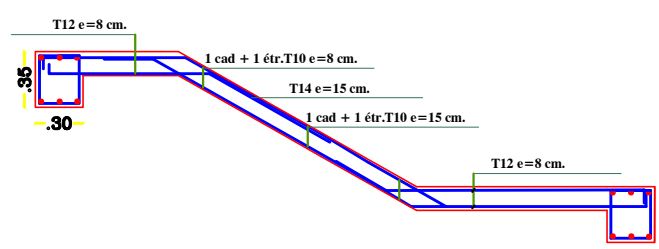


MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE LA MECANIQUE SCHEMATIQUE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION LABORATOIRE DE RECHERCHES	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+4-SOUS SOL	
REALISER PAR: SADDOUN CHEMIS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION: 2023/2024 coffrage plancher niv 03 ed: 1/50	INCHARGE: Mr GHOULEM

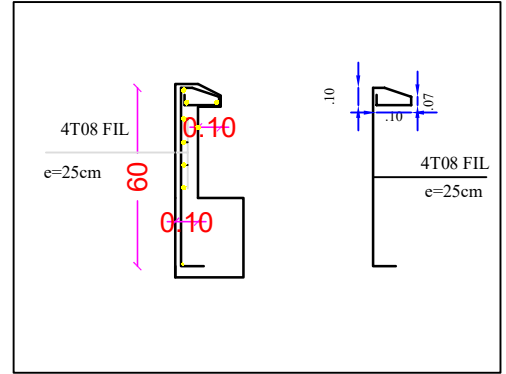
## FERRAILLAGE ESCALIER



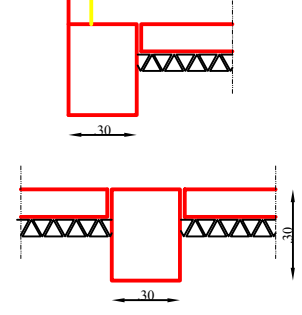
## poutre brisé



## FERRAILLAGE ACROTERE



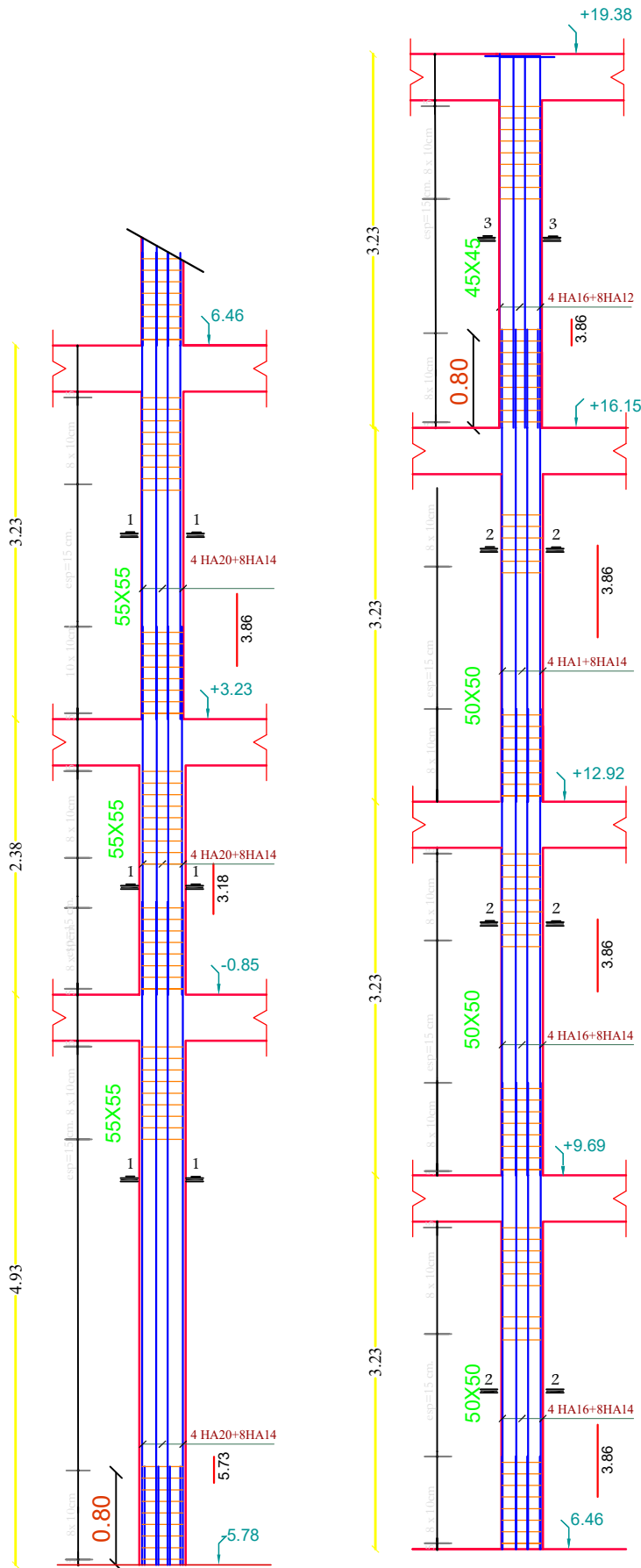
COUPE A-A



COUPE B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
C O N S T R U C T I O N	PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL
	REALISEE PAR: SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT: Mr GHOULEM
ferrailage escalier et acrotère eche: 1/25	

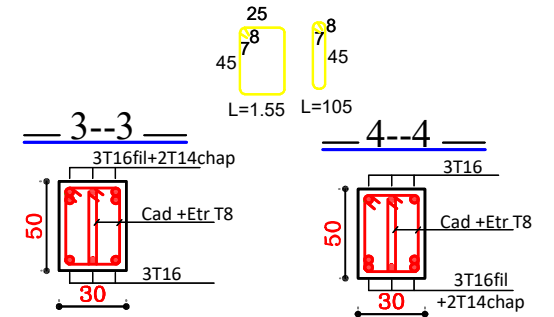
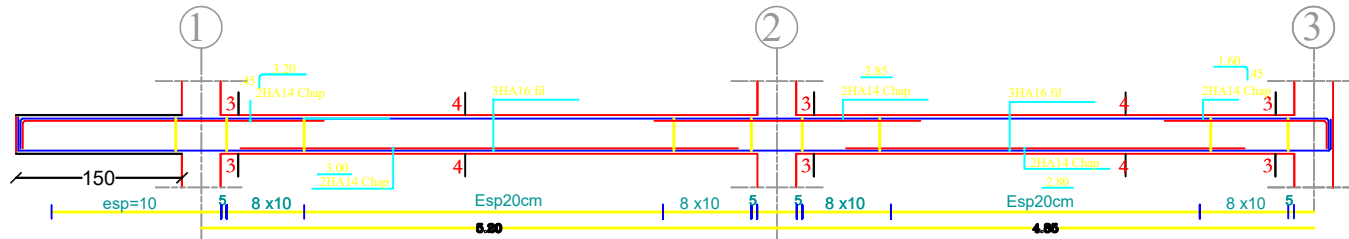
# ferrailage poteaux



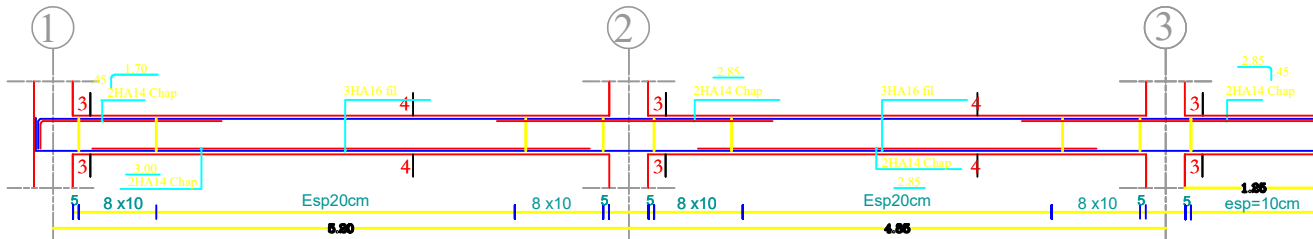
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET:	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISÉ PAR:	
SADOUN CHEMS EDDINE	
LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT:
ferrailage poteaux	Mr GHOULEM
eche: 1/25	

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES LIEE AU VOILE

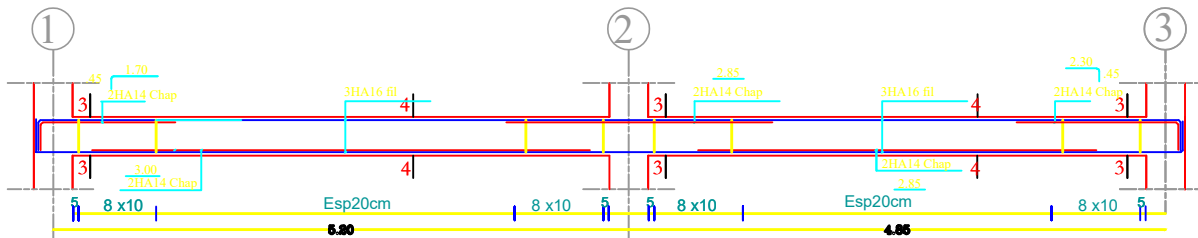
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL F, G et H niv -0.85



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL F, G et H

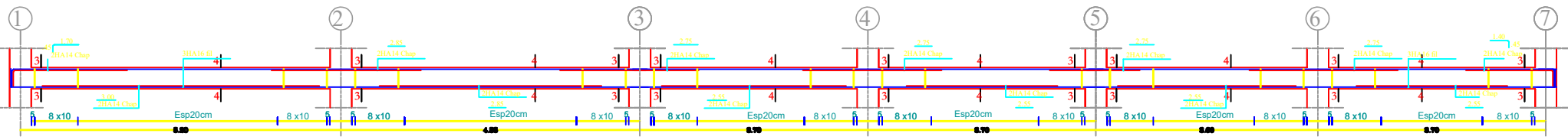


FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL F, G et H

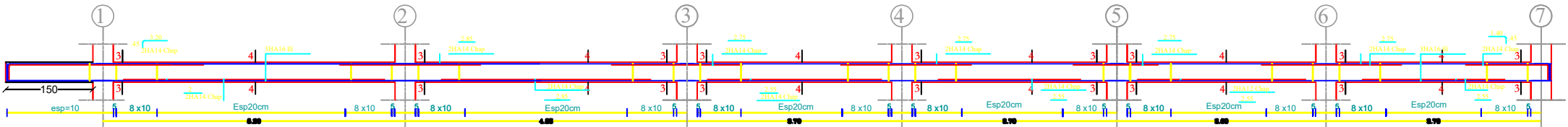


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
G E N I E R C I V I L	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISEE PAR: SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT: Mr GHOUILLEM
plan ferrailage poutres principales liee au voile eche: 1/25	

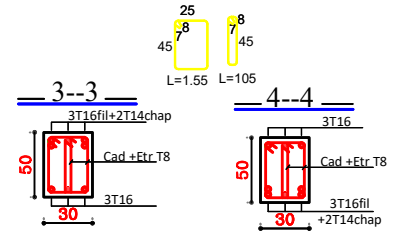
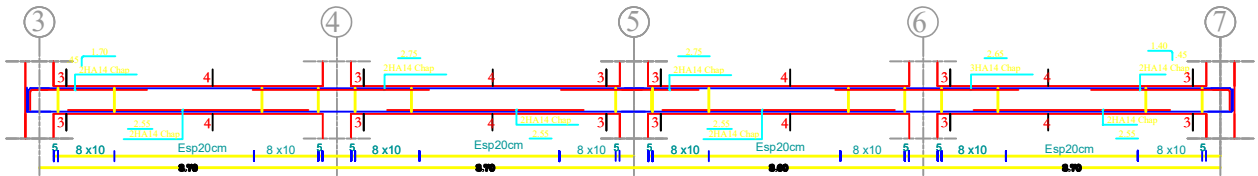
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES LIEE AU VOILE  
 FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL B, C, D et E



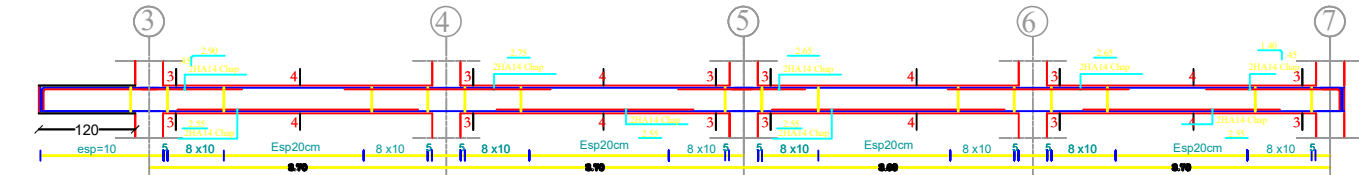
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL B, C, D et E niv -0.85



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL A



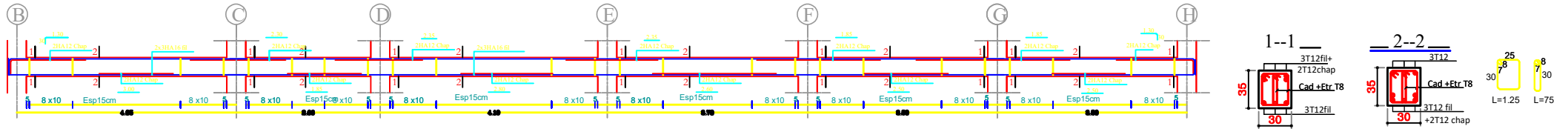
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL A



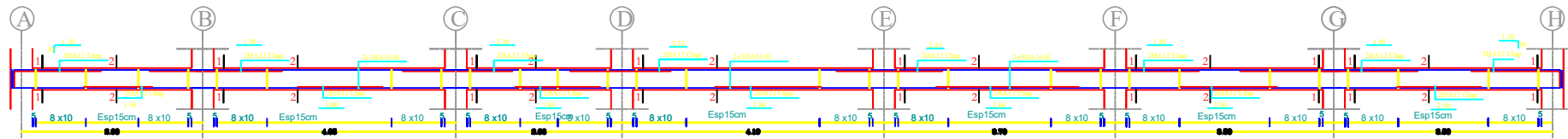
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISÉ PAR : SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr GHOULEM
plan ferrailage poutres principales liee au voile eche: 1/25	

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES LEE AU VOILE

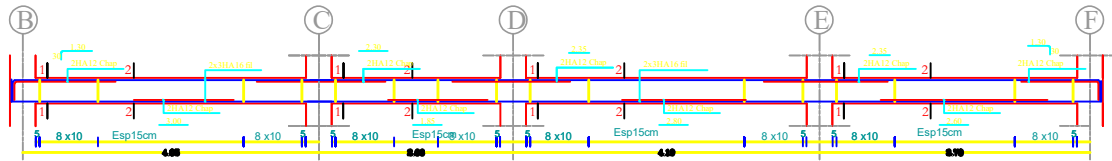
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES FIL 3



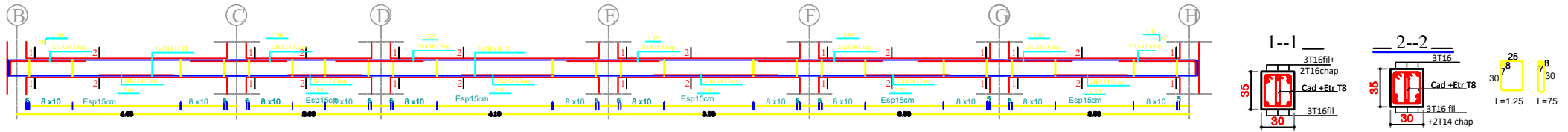
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES FIL 4,5 et 6



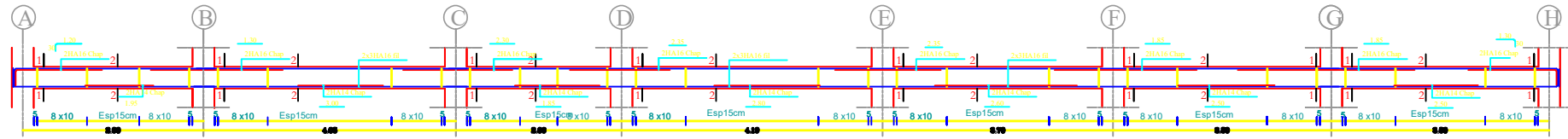
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET:	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL
REALISÉ PAR:	SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA
PROMOTION: 2023/2024	ENCADRANT: Mr GHOULEM
plan ferrailage poutres secondaires lée au voile	
ech: 1/25	

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES NON LIEE AU VOILE

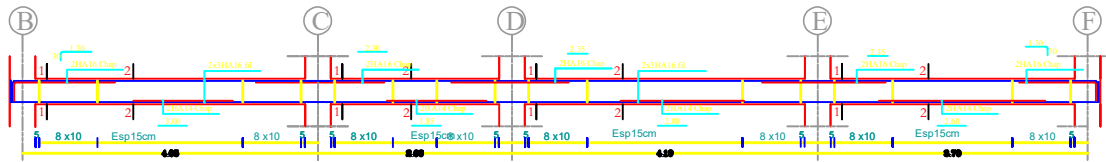
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES FIL 3



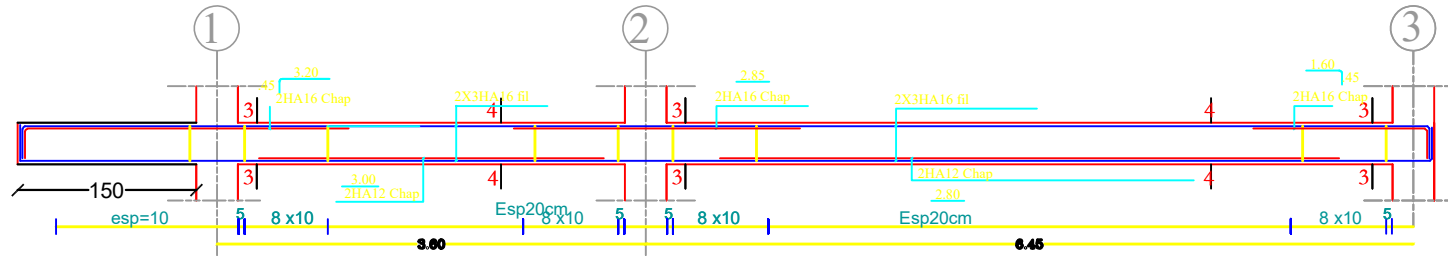
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES FIL 4,5 et 6



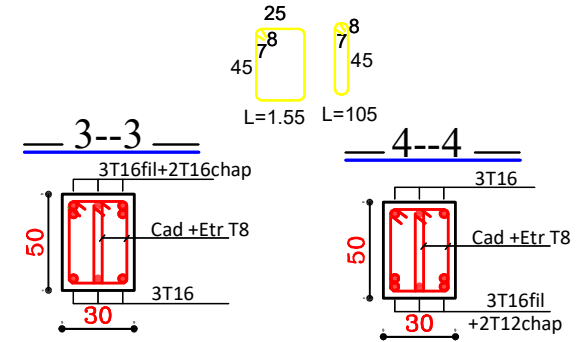
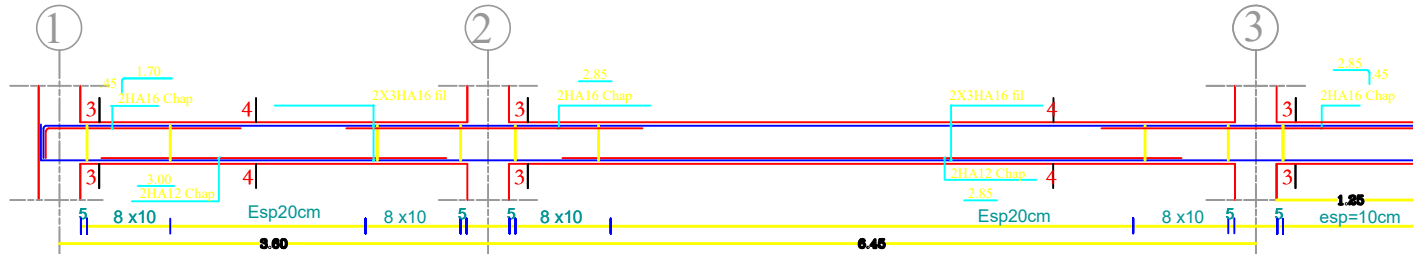
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISÉ PAR: SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADREMENT: Mr GHOULEM
plan ferrailage poutres secondaires loin de voile eche: 1/25	

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES NON LIEE AU VOILE

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL F, G et H niv -0.85

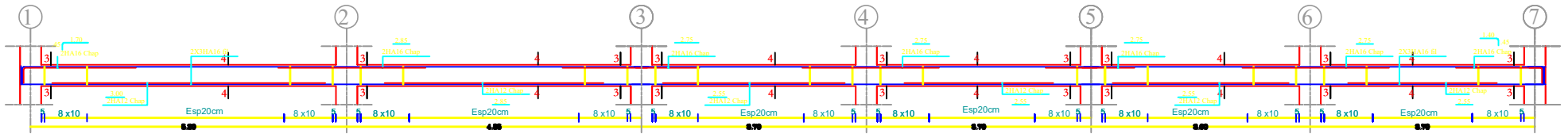


FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL F, G et H tout niveau

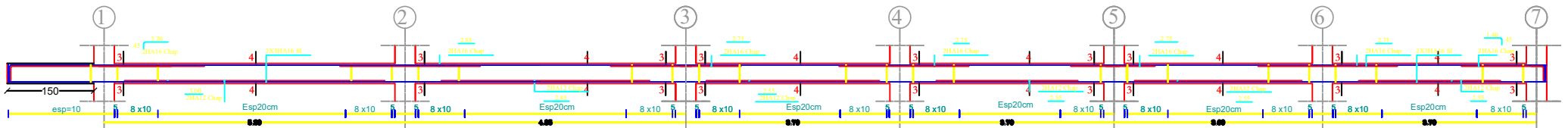


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
G E N I E R C I V I L	PROJET : <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL</b>
	REALISEE PAR : <b>SADOUN CHEMS EDDINE</b> <b>LADLI LISA</b>
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : <b>Mr GHOUILEM</b>
plan ferrailage poutres principales loin de voile eche: 1/25	

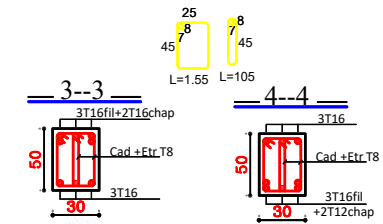
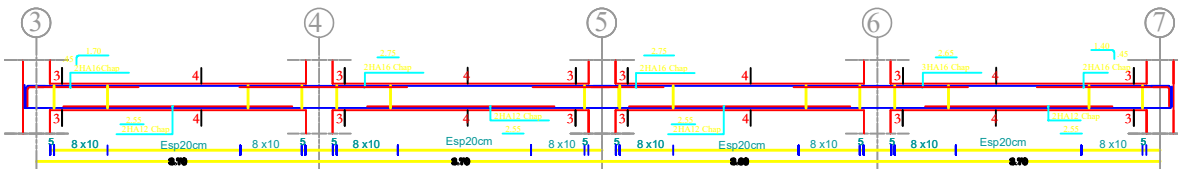
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL B, C, D et E



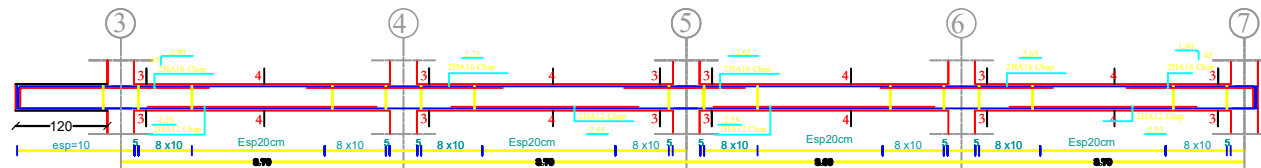
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL B, C, D et E niv -0.85



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL A niv -0.85



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES FIL A

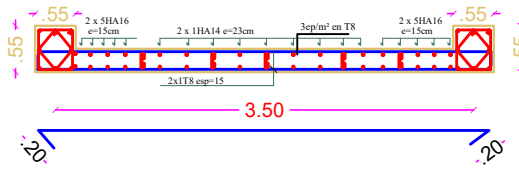


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISÉ PAR: SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr GHOULEM
plan ferrailage poutres principales loin de voile eche: 1/25	

# FERRAILLAGE VOILES

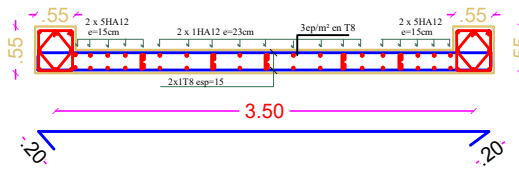
S SOL

FERRAILLAGE VOILE , L=3.50m



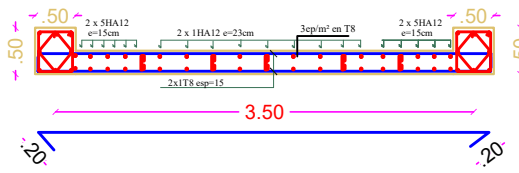
ZONE 01

FERRAILLAGE VOILE , L=3.50m



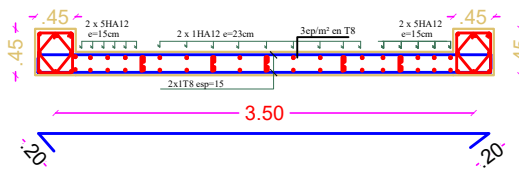
ZONE 02

FERRAILLAGE VOILE , L=3.50m



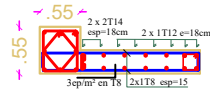
ZONE 03

FERRAILLAGE VOILE , L=3.50m



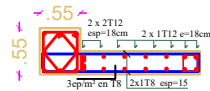
s sol

FERR. VOILE L=1.00 m



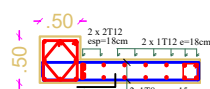
ZONE 01

FERR. VOILE L=1.00 m



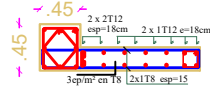
ZONE 02

FERR. VOILE L=1.00 m



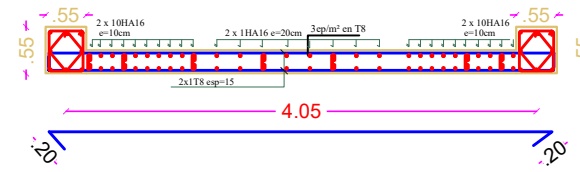
ZONE 03

FERR. VOILE L=1.00 m



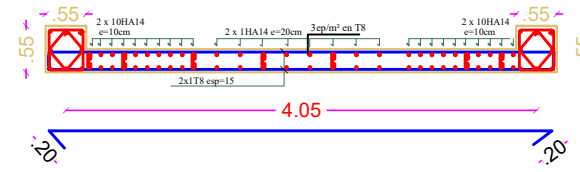
S SOL

FERRAILLAGE VOILE , L=4.05m



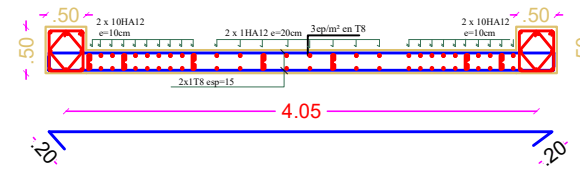
ZONE 01

FERRAILLAGE VOILE , L=4.05m



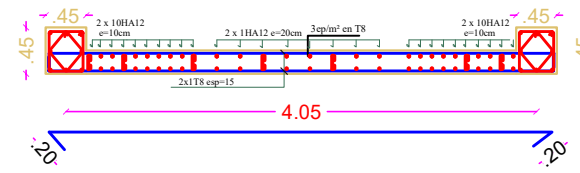
ZONE 02

FERRAILLAGE VOILE , L=4.05m



ZONE 03

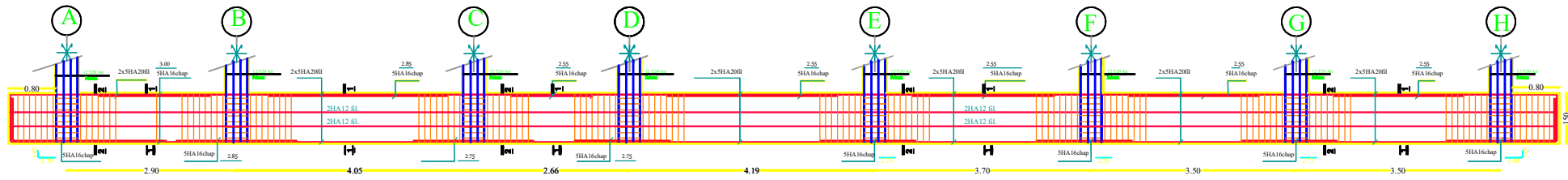
FERRAILLAGE VOILE , L=4.05m



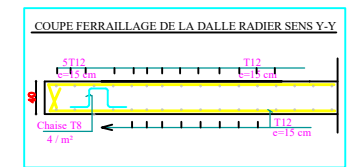
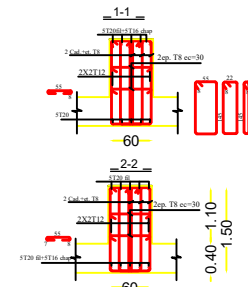
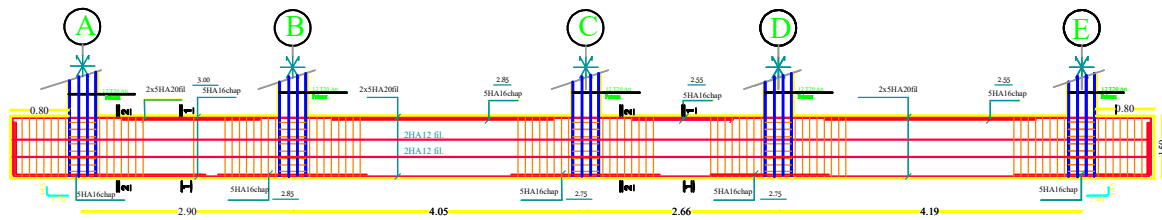
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R++5+SOUS SOL	
REALISÉ PAR: SADOUN CHEMS EDDINE	
LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT: Mr GHOUILEM
ferrailage voiles	eche: 1/25

Ferrailage nervure sens Y-Y

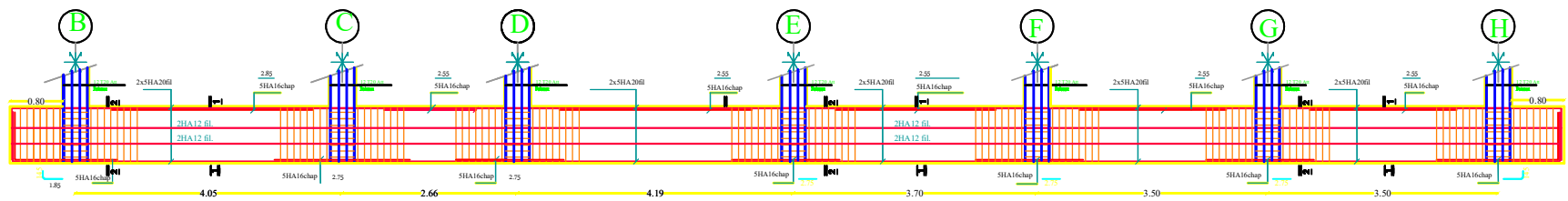
Ferrailage nervure fil 3



Ferrailage nervure fil 1 ET 2



Ferrailage nervure fil 4, 5 et 7



REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Wilaya:TIZI-OUZOU

PROJET :  
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et  
COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL

REALISE PAR :  
SADOUN CHEMS EDDINE  
LADLI LISA

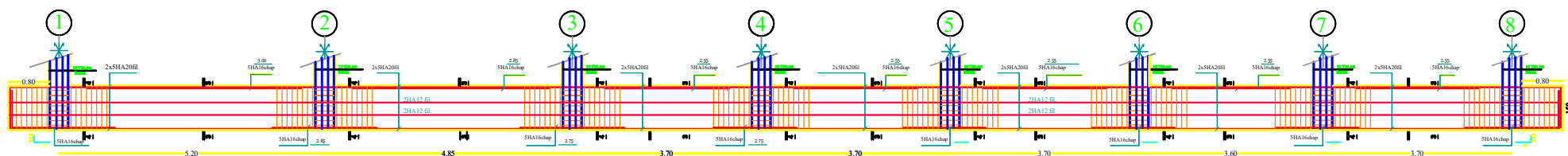
PROMOTION : 2023/2024

ENCADRANT :  
Mr GHOULEM

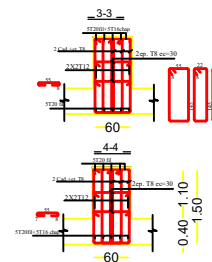
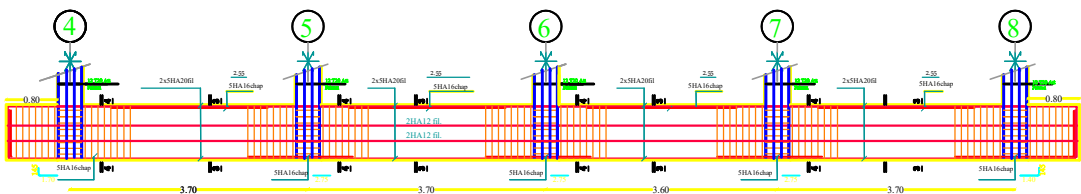
plan ferrailage nervure sens Y-Y  
eche: 1/25

Ferraillage nervure sens X-X

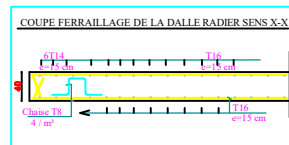
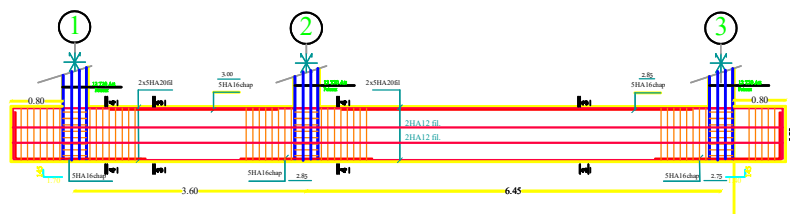
Ferraillage nervure fil B, C, D et E



Ferraillage nervure fil A



Ferraillage nervure Fil E G H



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTE DU GENE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION et COMMERCIAL EN R+5+SOUS SOL	
REALISER PAR : SADOUN CHEMS EDDINE LADLI LISA	
PROMOTION : 2023/2024	DESSINEUR : Mr GHOULEM
plan ferraillage nervures sens XX eche: 1/25	