



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



**Département de Génie Civil**

**N° d'ordre :**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : (Structure)**

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation  
(R.D.C + 5 étages)**

**Présenté par :**

1. ABED KASMI
2. DAHAH AHMED YACINE

**Soutenu le 12 /07 / 2025 devant le jury composé de :**

Président :

Examineur :

Encadreur : Mr. ZELMAT Yassine

**Année Universitaire : 20 24/ 2025**

# Remerciements

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice pour sa Disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent*

*Ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles.*

# DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

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

A me sœur et mon frère.

A tous mes amis Bilal, afif, islam, Karim

A tous mes camarades de classe

A mon encadrant bien sûr : « Mr. ZELMAT Yassine » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienter dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de génie civil 2024/2025.

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

**Mots clés :**

Bâtiment, Béton armé, Poutres principales, Poutres secondaires, Plancher à corp creux, site rocheux, radier général.

# Summary

This Project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition (05) floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

## **Key words:**

Building, Reinforced concrete, Main beams, Secondary beams, Hollow body floor, rocky site, general slab.

# ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +5 طوابق بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

## الكلمات المفتاحية:

بناء، خرسانة مسلحة، رافده رئيسية، رافده ثانوية، أرضية جسم مجوفة، موقع صخري، بلاطة  
عامة .

# SOMMAIRE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	
<b>CHAPITRE I</b>	
Présentation du projet .....	1
<b>I.1.</b> Introduction .....	1
<b>I.2.</b> Présentation de l'ouvrage .....	1
<b>I.3.</b> Caractéristiques générales .....	1
<b>I.3.1.</b> Caractéristiques géométriques .....	1
<b>I.3.2</b> Caractéristiques géotechniques du sol .....	1
<b>I.4-</b> Domaine d'application des règles B.A.E. L91 .....	2
<b>I.5-</b> Les sollicitations .....	2
<b>I.6.</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
<b>I.6.1-</b> Béton Armé .....	2
<b>I.6.2-</b> Le béton .....	2
<b>I.6.3-</b> L'Acier .....	4
<b>CHAPITRE II</b>	
Pré dimensionnement des éléments et descente des charges .....	
<b>II.1.</b> Introduction .....	6
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des poutres .....	6
<b>II.2.1.</b> Poutre principale .....	6
<b>II.2.2.</b> Poutre secondaire .....	7
<b>II.3.</b> Pré dimensionnements des planchers .....	7
<b>II.3.1.</b> Plancher a corps creux .....	8
<b>II.3.2.</b> Plancher à dalle pleine .....	9
<b>II.4.</b> Descente de charges .....	11
<b>II.4.1.</b> Plancher terrasse inaccessible .....	11
<b>II.4.2.</b> Plancher étage courant .....	11
<b>II.5.</b> Pré dimensionnement des poteaux .....	12
<b>CHAPITRE III</b>	
Etude des planchers .....	
<b>III.1.</b> Introduction .....	23

<b>III.2.</b> Plancher corps creux .....	23
<b>III.2.1.</b> Détermination des dimensions des poutrelles .....	24
<b>III.2.2.</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	26
<b>III.2.3.</b> Etude des poutrelles .....	27
<b>III.2.4.</b> Méthode de calcul .....	28
<b>III.2.4.1.</b> Choix de la méthode de calcul .....	28
<b>III.2.5.</b> Détermination des efforts internes .....	30
<b>III.2.6.</b> Ferrailage des poutrelles .....	30
<b>III.2.7.</b> Calcul des armatures transversales .....	34
<b>III.2.8.</b> Vérification de la flèche .....	36
<b>CHAPITRE IV</b>	
Etude des éléments secondaires .....	
<b>IV.1.</b> Etude de l'acrotère .....	41
<b>IV.1.1.</b> Définition .....	41
<b>IV.1.2.</b> Calcul du ferrailage .....	41
<b>IV.1.3.</b> Détermination des sollicitations .....	42
<b>IV.1.4.</b> Détermination des armatures .....	42
<b>IV.1.5.</b> Vérification des contraintes de cisaillement .....	45
<b>IV.1.6.</b> Dessin de ferrailage .....	46
<b>IV.2.</b> Etude des escaliers .....	47
<b>IV.2.1.</b> Introduction .....	47
<b>IV.2.2.</b> Définition des éléments d'un escalier .....	47
<b>IV.2.3.</b> Dimensionnement .....	48
<b>IV.2.3.1.</b> Détermination des charges et surcharges .....	48
<b>IV.2.3.2.</b> Calcul du ferrailage .....	54
<b>IV.3.</b> Etude des balcons .....	67
<b>IV.3.1.</b> Définition .....	67
<b>IV.3.2.</b> Descente de charges .....	68
<b>IV.3.3.</b> Calcul du ferrailage .....	69
<b>IV.3.4.</b> Calcul des armatures transversales .....	71
<b>IV.3.5.</b> Vérification de la flèche .....	71
<b>CHAPITRE V</b>	
Etude sismique .....	
<b>V.1.</b> Introduction .....	73

V.2. Objectif de l'étude dynamique .....	73
V.3. Méthode de calcul .....	73
V.4. Méthode statique équivalente .....	73
V.4.1. Les méthodes d'analyse modale spectrale .....	74
V.4.2. Présentation du logiciel de calcul .....	74
V.4.3. Etape de modélisation .....	74
V.5. Les forces sismiques E .....	76
V.5.1. Détermination des charges .....	76
V.5.2. Calcul de la force sismique totale .....	76
V.5.2.1. Classification du site .....	76
V.5.2.2. Coefficient d'accélération de zone A .....	76
V.5.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) .....	77
V.5.2.4. Coefficient de comportement global de la structure R .....	77
V.5.2.5. Facteur de qualité Q .....	77
V.5.2.6. Estimation de la période fondamentale de la structure .....	
V.5.2.7. Facteur d'Amplification D .....	95
V.6. Distribution verticale de la force sismique .....	96
V.7. Vérification des déplacements .....	98
V.7.1. Vérification des modes .....	99
V.8. Justification vis à vis de l'effet $p\Delta$ .....	102
V.9. L'effort tranchant a la base .....	104
<b>CHAPITRE VI</b>	
Etude des portiques .....	
VI.1. Chargement des portiques .....	83
VI.1.1. Introduction .....	83
VI.1.2. Les combinaisons de calcul .....	83
VI.2. Ferrailage des portiques .....	83
VI.2.1. Ferrailage des poutres .....	83
VI.2.1.1 Exemple de calcul .....	85
VI.2.2. Ferrailage des poteaux .....	93
<b>CHAPITRE VII</b>	
Etude de l'infrastructure .....	
VII.1. Introduction .....	97
VII.2. Choix du type de fondation .....	97

---

<b>VII.2.1.</b> Calcul des semelles .....	97
<b>VII.3. 1</b> Pré dimensionnement .....	97
<b>VII.3.2</b> Etude du radier .....	99
<b>VII.3.2.1</b> Pré-dimensionnement du radier .....	99
<b>VII.3.2.2</b> Pré dimensionnement des poutres .....	103
<b>VII.4</b> Détermination des sollicitations .....	103
<b>VII.5</b> Ferrailage du radier .....	108
<b>VII.5.1</b> Ferrailage de la dalle .....	118
<b>VII.5.2</b> Ferrailage du débordement .....	118
<b>VII.5. 3</b> Ferrailage des poutres. ....	120
CONCLUSION .....	122
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	
ANNEXES	

# LISTE DES TABLEAUX

<b>CHAPITRE I</b>	
<b>Tableau I .1</b> : valeurs de la limite d'élasticité.	4
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>Tableau II .1</b> : récapitulatif des sections des poutres	7
<b>Tableau II .2</b> : récapitulatifs des charges et combinaisons des charges	12
<b>Tableau II .3</b> : récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation	17
<b>Tableau II.4</b> : récapitulatif des cumules des charges permanentent et des surcharges D'exploitation.	17
<b>Tableau II.5:</b> récapitulatif de pré-dimensionnement des poteaux	20
<b>Tableau II .6</b> : récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)	21
<b>Tableau II .7</b> : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.	22
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>Tableau III .1</b> : Evaluation des charges	27
<b>Tableau III .2</b> : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations	28
<b>Tableau III .3</b> : Les efforts trouvés dans les différents types des poutrelles	30
<b>Tableau III .4</b> : Les valeurs des efforts maximums	30
<b>Tableau III .5</b> : Tableau de ferrailage des poutrelles	40
<b>CHAPITRE IV</b>	
<b>Tableau IV.1</b> : Les charges de Palier	49
<b>Tableau IV .2</b> : Les charges de la paillasse.	49
<b>Tableau IV.3</b> : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	68
<b>CHAPITRE V</b>	
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs des pénalités	77
<b>Tableau V.2</b> : La vérification du déplacement	81
<b>Tableau V.3</b> : Récapitulatif pour la vérification de l'effet P-Delta	82
<b>CHAPITRE VI</b>	
<b>Tableau VI.1</b> : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	85
<b>Tableau VI.2</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et poutres Secondaires	91
<b>Tableau VI.3</b> : Récapitulation du ferrailage des poteaux	95
<b>Tableau VI.4:</b> Calcul section des armatures	96

---

## CHAPITRE VII

<b>Tableau VII.1</b> : dimensions des poutres	103
<b>Tableau VII.2</b> : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux	109
<b>Tableau VII. 3</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en Travée	109
<b>Tableau VII.4</b> : Tableau récapitulatif de ferrailage de radier	117
<b>Tableau VII.5</b> : Tableau de calcul des charges équivalentes	120
<b>Tableau VII.6</b> : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux	120
<b>Tableau VII.7</b> : Tableau récapitulatif des sections d'armatures	120

# LISTE DES FIGURES

<b>CHAPITRE I</b>	
<b>Figure I.1</b> : Vue en plan.	
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>Figure II.1</b> : Section transversale d'une poutre.	6
<b>Figure II.2</b> : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	8
<b>Figure II.3</b> : Dimensions d'un panneau de dalle	10
<b>Figure II.4</b> : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	11
<b>Figure II.5</b> : Coupe transversale du plancher étage courant	11
<b>Figure II.6</b> : Schéma de la loi de dégression	13
<b>Figure II.7</b> : Schéma représentatif d'un étage courant.	14
<b>Figure II.8</b> : Section réduite du béton	14
<b>Figure II.9</b> : Surface afférente au poteau le plus sollicité	18
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>Figure III.1</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	23
<b>Figure III.2</b> : Schéma réel d'un plancher a corps creux	24
<b>Figure III.3</b> : Dimensions des poutrelles	24
<b>Figure III.4</b> : Schéma d'une poutrelle	25
<b>Figure III.5</b> : Section de calcul en travée	31
<b>Figure III.6</b> : Section de calcul en appuis	33
<b>Figure III-7</b> : ferrailage d'un plancher à corps creux.	36
<b>CHAPITRE IV</b>	
<b>Figure IV.1</b> : Schéma statique et dimensions d'acrotère	41
<b>Figure IV.2</b> : Section de calcul	42
<b>Figure IV.3</b> : Position du point d'application de l'effort normal Nu	43
<b>Figure IV.4</b> : Position de centre de pression	44
<b>Figure IV.5</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère	46
<b>Figure IV.6</b> : : Différents éléments d'un escalier	47
<b>Figure IV.7</b> : Schéma d'escalier sous charges	50
<b>Figure IV.8</b> : Schéma statique (ELU et ELS).	51
<b>Figure IV.9</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	54
<b>Figure IV.10</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	54
<b>Figure IV.11</b> : Ferrailage des escaliers	59

<b>Figure IV.12</b> : Schéma statique (ELU ).	60
<b>Figure IV.13</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	61
<b>Figure IV.14</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	61
<b>Figure IV.15</b> : Schéma statique (ELS).	65
<b>Figure IV.18</b> : Schéma statique du balcon	67
<b>Figure IV.19</b> : Coupe sur balcon	67
<b>Figure IV.20</b> : Enrobage	69
<b>Figure IV.21</b> : Section de calcul	69
<b>Figure IV.22</b> : schéma de ferrailage du Balcon	72
<b>CHAPITRE V</b>	
<b>Figure V.1</b> : Modélisation du bâtiment	75
<b>Figure V.2</b> : liste des combinaisons	76
<b>Figure V.3</b> : tableau de périodes	80
<b>CHAPITRE VI</b>	
<b>Figure VI.1</b> : ferrailage des poutres principales	92
<b>Figure VI.2</b> : ferrailage des poutres secondaires	92
<b>Figure VI.3</b> : Schéma de ferrailage des poteaux	96
<b>CHAPITRE VII</b>	
<b>Figure VII .1</b> : Dimension du panneau de dalle le plus sollicité	100
<b>Figure VII .2</b> : Dimension du radier	102
<b>Figure VII .3</b> : Schéma du ferrailage de la dalle de radier	117
<b>Figure VII .4</b> : dimension du débordement	118
<b>Figure VII .5</b> : ferrailage des poutres en travée et en appuis	121

---

# LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
  - **As** : Aire d'une section d'acier.
  - **At** : Section d'armatures transversales.
  - **B** : Aire d'une section de béton.
  - **$\theta$**  : Diamètre des armatures.
  - **$\varphi$**  : Angle de frottement.
  - **Q** : Charge d'exploitation.
  - **$\gamma_s$**  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
  - **$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité dans le béton.
  - **$\sigma_s$**  : Contrainte de traction de l'acier.
  - **$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.
  - **$bc$**  : Contrainte de compression admissible du béton.
  - **$\tau_u$**  : Contrainte ultime de cisaillement.
  - **$\tau$**  : Tapez une équation ici. Contrainte tangentielle
  - **T** : L'effort de traction.
  - **$\beta$**  : Coefficient de pondération.
  - **$\sigma_{Sol}$**  : Contrainte du sol.
  - **G** : Charge permanente.
  - **$\varepsilon$**  : Déformation relative.
  - **E.L.U** : État limite ultime.
  - **E.L.S** : État limite service.
  - **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
  - **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
  - **V** : Effort tranchant.
  - **T** : Période.
  - **St** : Espacement.
-

- 
- $\lambda$  : Élanement.
  - $E$  : Épaisseur.
  - $F$  : Force concentrée.
  - $f$  : Flèche.
  - $f$  : Flèche admissible.
  - $L$  : Longueur ou portée.
  - $L_f$  : Longueur de flambement.
  - $d$  : Hauteur utile.
  - $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
  - $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
  - $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
  - $M_t$  : Moment en travée.
  - $M_a$  : Moment sur appuis.
  - $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
  - $I$  : Moment d'inertie
  - $F_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
  - $F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
  - $I F_i$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
  - $I F_v$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
  - $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
  - $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
  - $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
  - $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
  - $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
  - $F_{c_j}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
  - $\alpha$  : élanement d'un panneau de dalle.
  - $\eta$  : Coefficients de fissuration.
  - $\theta$  : Coefficient d'application de charge.
  - $a$  : l'épaisseur de voile.
  - $h_e$  : hauteur libre d'étage.
  - $\nu$  : Coefficient de Poisson.
-

## INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un Rez de chaussée plus 5 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

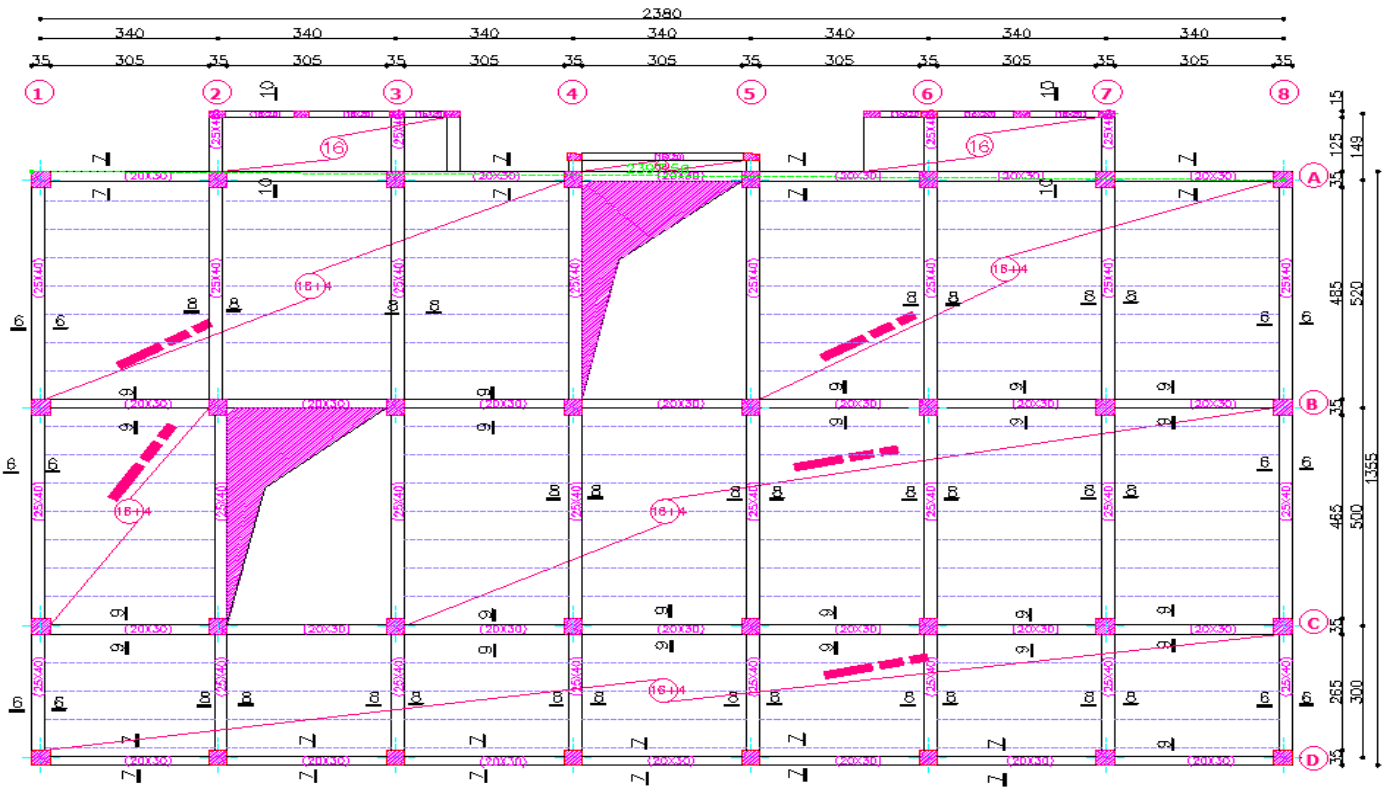
Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ **Le Premier chapitre** : Consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres).  
Et non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le troisième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le quatrième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les escaliers, balcons, l'acrotère).
- ❖ **Le cinquième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ❖ **Sixième chapitre** : sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux).
- ❖ **Septième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

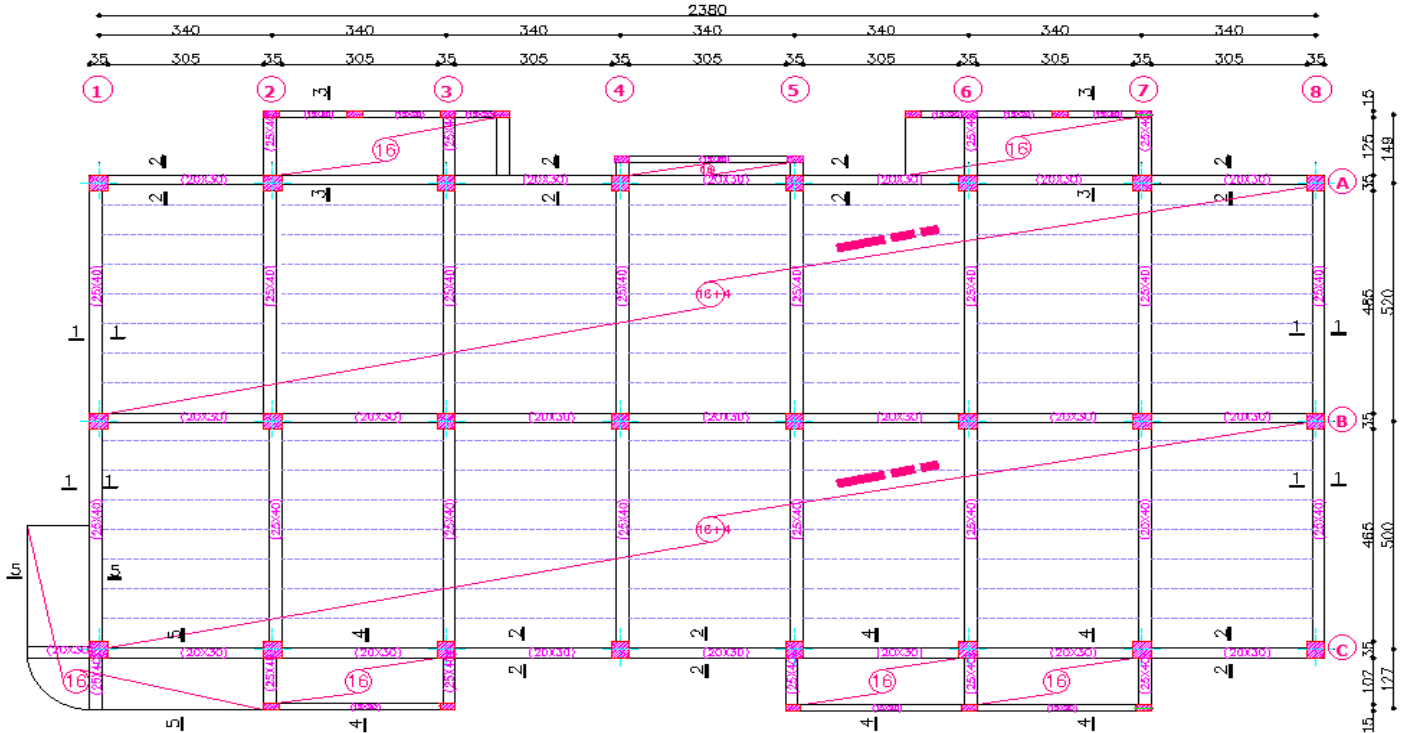
# **Chapitre I**

## **Introduction et hypothèses de calcul**

**COFFRAGE PLANCHERS 1ier ET RDC**



**COFFRAGE PLANCHERS TERRASSE**



**I- Introduction et hypothèses de calcul****I.1- Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

**I.2- Présentation du projet :**

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un RDC et Cinq étages, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

**I.3- Caractéristiques générales :****I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suivies :

**Dimension en hauteur :**

- La hauteur de niveau de RDC est ..... 3,06 m
- La hauteur du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage est ..... 3,06 m
- La hauteur totale du bâtiment est..... 18. 36 (avec L'acrotère)

**Dimension en plan :**

- La longueur totale du bâtiment en plan est.....23.80m
- La largeur totale du bâtiment en plan est.....13.55m

**I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol R o c h e u x (Site1). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol :  $sol \sigma = 5 \text{ bars}$
- L'absence d'une nappe phréatique.

**N.B :** la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

**I.4- Domaine d'application des règles B.A.E. L91 :**

Les règles de calcul B.A.E. L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m<sup>2</sup>.

**I.5- Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

**I.6- Caractéristique des matériaux :****I.6.1- Béton Armé :**

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11 \cdot 10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

**I.6.2- Le béton :****• Composition du béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- Ciment utilisé..... CPJ (dosage 350 kg / m<sup>3</sup>) ;
- Sable .....400 litres / m<sup>3</sup> (DS ≤ 0,5 mm) ;
- Gravier ..... 800 litres / m<sup>3</sup> (de 3/8 ; 8/15 ; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage ..... 160 à 180 litres / m<sup>3</sup>

- **Résistance du béton :**

- **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  Exprimée en MPA

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{40 \text{MPa} \cdot j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Pour :  $j \geq 60$  jours  $f_{cj} = 1,1 \text{ MPA}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où :  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

- **À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement défini par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  (en MPA)

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$

On aura donc pour :  $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

Pour :  $f_{cj} \geq 60 \text{MPa}$  ;  $f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

- **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C.B.A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les cas courants (E.L.U).

= 1,15 Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C.B.A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

- **Contrainte limite de cisaillement** : [C.B.A 93/A5.1.2.1]

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [3,34 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité** : [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$E_j = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  ;  $f_{cj}$  : exprimée en MPa

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  ;  $f_{cj}$  : exprimée en MPa

Dans notre cas on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc :  $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$  et  $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

### **I.6.3- L'Acier :**

- **La limite d'élasticité  $f_e$**  :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

**Tableau I.1** : Valeurs de la limite d'élasticité  $f_e$

Aciers	Nuances	Fe (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barres H. A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi 4$ (15 × 15) cm <sup>2</sup>

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité ( **$f_e = 400 \text{ MPa}$** ) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «  $E_s$  » et pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [C.B.A 93/A2.2.1]}$$

- **Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :** [C.B.A 93/A.4.3.2]

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ (Situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

- **Etat limite de service :** [C.B.A 93/A.4.5.3]

- Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  limitation à  $F_e$  [BAEL91/A.4.5,32]
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  [BAEL91/A.4.5,33]
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

**n** : Coefficient de fissuration

$n = 1$  Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$  Pour les armatures à haute adhérence HA

**Chapitre II**  
**Prédimensionnement des éléments**  
**résistants**

## II. Pré-dimensionnement des éléments résistants De la structure

### II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

### II.2- Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Critère de flèche :

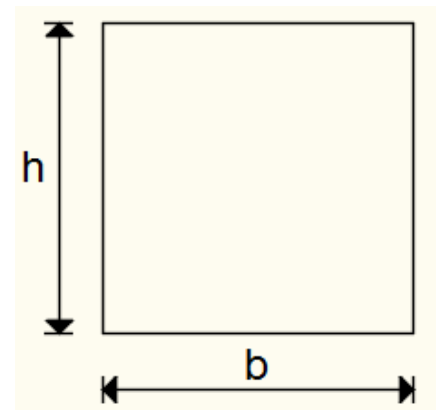
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre et

**b** : Largeur de la poutre.



**Fig. II.1:** Section transversale d'une poutre.

- ❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

#### II.2.1- Poutres principales :

$$L_{max} = 485\text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32.33\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm}$$

On prendra : **h=40cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b=25\text{cm}$$

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(25×40) cm<sup>2</sup>**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=25\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 \leq 4$
- ⇒ Conditions vérifiées

### II.2.2- Poutres secondaires :

$$L_{max} = 305\text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20,33\text{cm} \leq h \leq 30,5\text{cm}$$

On prendra : **h=30cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad 12 \leq b \leq 24 \Rightarrow b=20\text{cm}$$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(20×30) cm<sup>2</sup>**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=20\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4$
- ⇒ Conditions vérifiées

**Tableau II.1** : Tableau récapitulatif des sections des poutres :

Poutres principales (b×h) [cm <sup>2</sup> ]	Poutres secondaires (b×h) [cm <sup>2</sup> ]
<b>(25×40)</b>	<b>(20×30)</b>

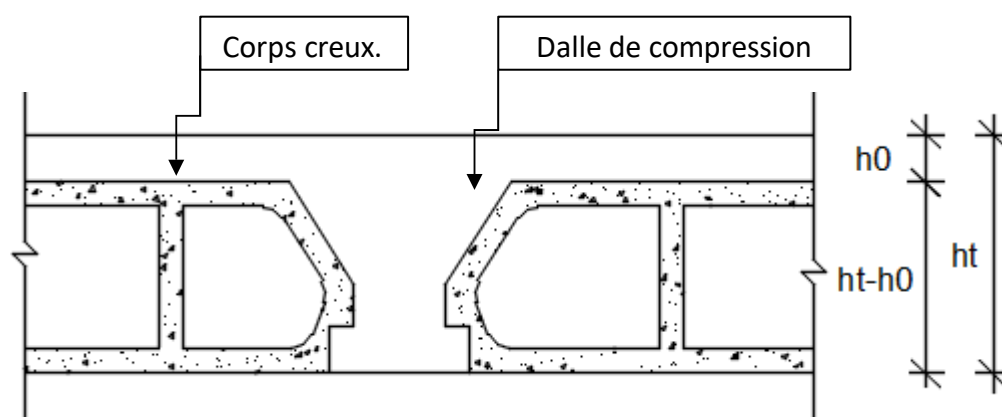
### II.3- Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

### II.3.1- Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)



**Fig. II.2:** coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$h_t$  : Epaisseur totale du plancher.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h - h_0)$  : Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

[BAEL91 / 7.6.8, 424]

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On  $L_{\max} = 340\text{cm}$

$$\frac{340}{25} \leq h_t \leq \frac{340}{20} \Rightarrow 13.6 \leq h_t \leq 17$$

On prendra :  $h_t = (16+4)\text{ cm} = 20\text{cm}$ .

#### 2.3.2. Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle  $h_d$  est donnée par :

• **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :**

- $0.4 \leq \rho \leq 1$  ;
- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de  $\rho$ .

$$\Rightarrow h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : Plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = 305 \text{ cm}$$

$$L_y = 485 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{305}{485} = 0.63 \Rightarrow 0.40 \leq 0.63 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens  $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$

$$\Rightarrow 6.1 \text{ cm} \leq h_d \leq 7.63 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 7 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

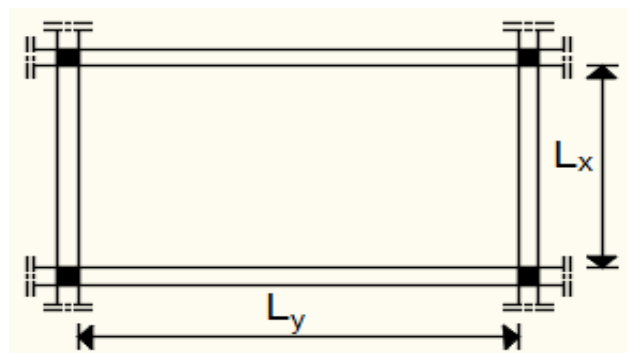
➤ **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$ .
- Contre les bruits d'impacts :  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2$   
 $\Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$ .

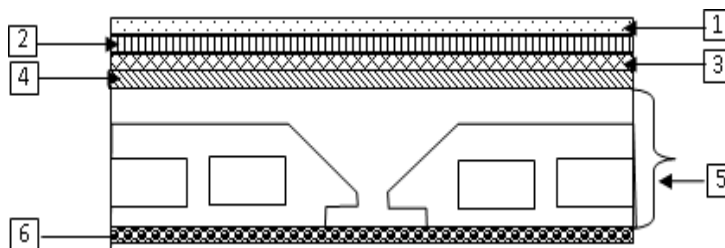
➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- Pour une heure de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm}$ .
- Pour deux heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm}$ .
- Pour quatre heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 17,5 \text{ cm}$ .

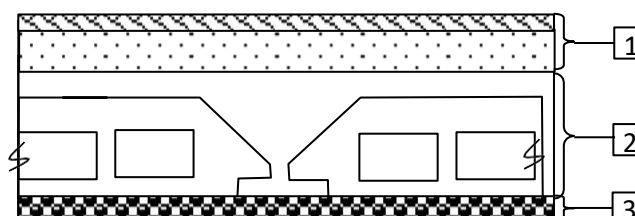
**Conclusion** : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine : **hd= 16cm.**



**Fig.II.3** : Dimensions d'un panneau de dalle.

**II.4- Descente de charges :****II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :****Fig. II.4 :** Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.➤ Charges permanentes

Matériaux	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon	20	0.04	0.8
2-Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3-Forme de pente	20	0.8	1.6
4-Isolation thermique	4	0.04	0.16
5-plancher à corps creux (16+4)			2.80
6- Enduit au ciment	10	0.01	0.1
			<b>Totale : 5.58 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes :  $G = 5.18 \text{KN/m}^2$ ➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible  $Q = 1,00 \text{KN/m}^2$ **II.4.2- Plancher étage courant :****Fig. II.5 :** Coupe transversale du plancher étage courant

## ➤ Charges permanentes :

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur $e$ (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Chappe de béton	20	0.02	0.4
Dalle pleine	10	0.01	0.10
Enduit plâtre			2.8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente G			4.9
Charge d'exploitation (Charges d'habitation)			Q = 1.5 kN/m <sup>2</sup>

➤ Charges permanentes :  $G = 4.9 \text{ KN/m}^2$ ➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$ **Tableau II.2** : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

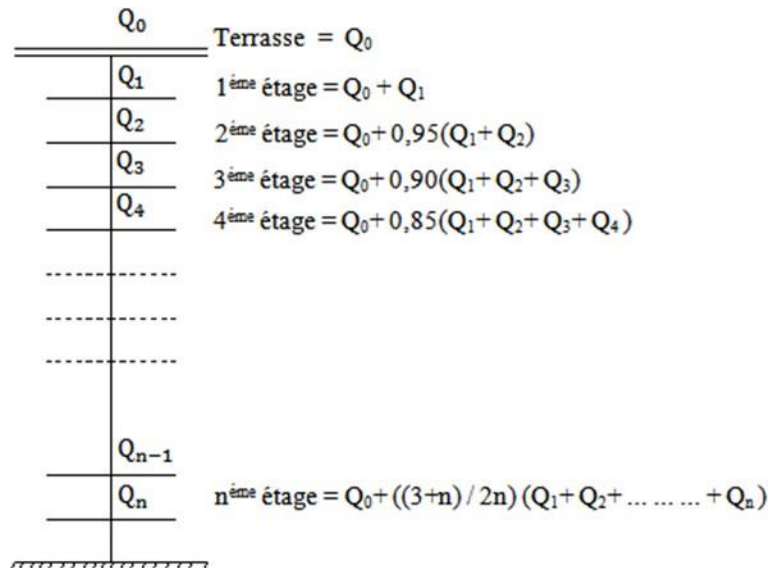
Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser} = G + Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u = q_u \times b$ [KN/mL]	$\bar{q}_s = q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	Inaccessible	5.58	1	8.493	6.18	0,6	5.095	3.708
1 <sup>ère</sup> → 5 <sup>ème</sup> étage	Habitation	4.9	1.5	8.865	6,4	0,6	5,319	3,84
R.D.C	Habitation	4.9	1.5	8.865	6,4	0,6	5,319	3,84

**II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

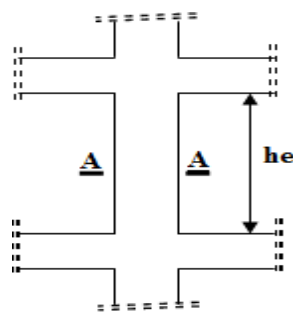
$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du Sommet du bâtiment.



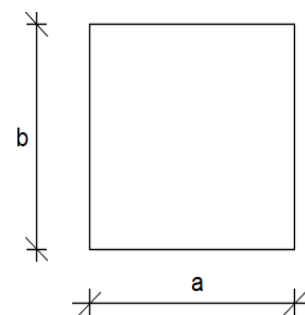
**Fig. II.7:** Schéma de la loi de dégression

Le coefficient  $\frac{n+3}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)



Coupe A-A :



**Fig. II.8:** Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a; b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre de l'étage.

**D'après les règles BAEL91** : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

**$B_r$**  : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm

de part et d'autre sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2)(b - 2); \text{ a et b : en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

$f_e$  : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

**A** : Section de l'armature à mettre en place

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement  $\lambda$

La formule générale donne :

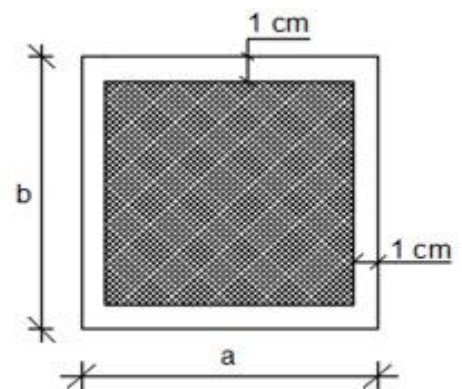
$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0,9} + 0,86 \left(\frac{A}{B_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend :  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$  (zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton ;  $\sigma_b = 0,86 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$ .

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

**Figure 1 : Section réduite du béton.**



$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,86 \left( \frac{0,8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \rightarrow B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$  en  $[\text{cm}^2]$  ; D'après le critère de résistance, on a  $P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$

Avec :

$N_g$  : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$  : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$  D'après les règles BAEL91.

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et

On prend :  $a=b$

➤ Condition de flambement :

Soit :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$ . [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration de la section du béton.

$I$  : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

$B$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :  $L_f = 0,7 \times L_0$  ;

Avec :  $L_0$  : Longueur libre du poteau.

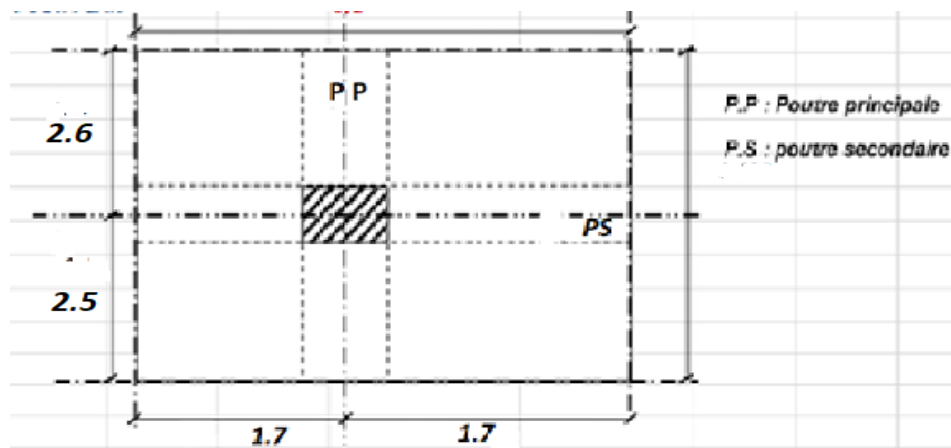
- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

**Tableau II.3 :** Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 5 <sup>ème</sup> étage	5.58	1
Haut 4 <sup>ème</sup> étage	4.9	1,5
Haut 3 <sup>ème</sup> étage	4.9	1,5
Haut 2 <sup>ème</sup> étage	4.9	1,5
Haut 1 <sup>er</sup> étage	4.9	1,5
Haut RDC	4.9	1,5

**TABLEAU II .4 :** tableau récapitulatif des cumules des charges permanentent et des surcharges d'exploitation :

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q[KN/m <sup>2</sup> ]
HAUT 5 <sup>ème</sup> étage	5.58	1
HAUT 4 <sup>ème</sup> étage	10.48	2,5
HAUT 3 <sup>ème</sup> étage	15.38	4
HAUT 2 <sup>ème</sup> étage	20.28	5.5
HAUT 1 <sup>er</sup> étage	25.18	7
HAUT RDC	30.08	8.5



**Fig. II.10:** Surface afférente au poteau le plus sollicité.

Exemple de calcul: (niveau 8<sup>ème</sup> étage) La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 5.1 \times 3.40 = \mathbf{17.34 \text{ m}^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.25 \times 0.40 = \mathbf{2.5 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0.20 \times 0.30 = \mathbf{1.5 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L'_{\text{Aff.}} = (2.5 + 2.6) = \mathbf{5.1 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L'_{\text{Aff.}} = (1.7 + 1.7) = \mathbf{3.4 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_P \times L_{\text{af (pp)}} + p_s \times L_{\text{af (Ps)}} = (2.5 \times 5.1) + (1.5 \times 3.4) \Rightarrow \mathbf{P_t = 17.85 \text{ KN}}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } \mathbf{n=6} \text{ (nombre de plancher)}$$

$$N_P = 1,35 \times 17.85 \times 6 \Rightarrow \mathbf{N_P = 144.58 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$C_{\text{cumulé}} = 30.08 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{Aff.}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 30,08) + (1,5 \times 8,5)] \times 17,34 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 925,22 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (925,22 + 144,58) \Rightarrow N_u = 1230,28 \text{ KN.}$$

- La section réduite de béton :  $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 1230,28 = 813,67 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-3) \times (b-3) \geq 813,67 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$B_r = (a-3)^2 \geq \sqrt{813,67} + 2 \Rightarrow a=b=30,52 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30) cm<sup>2</sup>** pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivante :

### Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

#### ❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$  (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$  Avec :  $h_e =$  hauteur libre de l'étage

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$  (zone IIa)
- $\text{Min}(a ; b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

$$0,25 < \frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

#### ❖ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Et } B = a \times b. \text{ [BAEL91 / B.8.4.1]}$$

n	H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>supp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>ulong</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]
1	27,54	Haut 5 -ème étage	5,58	1	17,213	6,885		0,000	156,632	180,730	131,947	117,857
2	24,48	Haut 4 -ème étage	10,48	2,5	34,425	13,770		112,207	310,351	470,753	343,889	306,986
3	21,24	Haut 3 -ème étage	15,38	3,85	51,638	20,655		211,763	460,169	744,224	543,859	485,321
4	18,36	Haut 2 -ème étage	20,28	5,05	68,850	27,540		324,299	606,085	1026,774	750,843	669,576
5	15,3	Haut 1 -ème étage	25,18	6,1	86,063	34,425		421,283	748,100	1289,870	943,706	841,146
6	12,24	Haut rdc	30,08	7	103,275	41,310		523,115	886,213	1553,913	1137,560	1013,333

**Tableau II.5** : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des poteaux

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 286 = 200,2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 266 = 186,2 \text{ cm}$$

**Tableau II.6:** Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

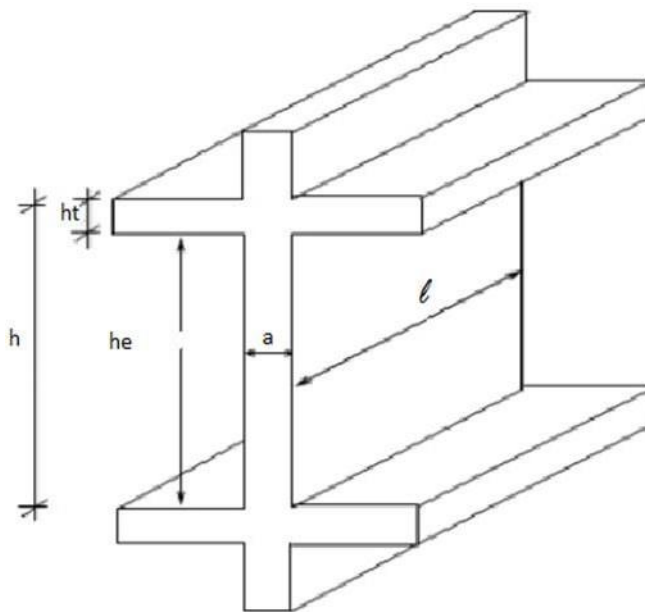
Niveaux	Poteaux	Condition (1)	$\frac{h_e}{20}$ [Cm]	Condition (2)	$\frac{a}{b}$	Condition (3)
		Min (a, b) $\geq 25$ cm		Min (a, b) $\geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
5ème étage → 4ème étage	35X35	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
3ème étage → 2ème étage	40X40	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
1ème étage → rdc	45X45	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée

**Tableau II.7:** Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

<i>a</i>	<i>b</i>	Niveaux	Poteaux [Cm <sup>2</sup> ]	L0 [Cm]	Lf [Cm]	I [Cm <sup>4</sup> ]	B [Cm <sup>2</sup> ]	i [Cm]	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
35	35	5ème étage → 4ème étage	35X35	286	200,2	125052.08	1225	10.10	19.82	C V
40	40	3ème étage → 2ème étage	40X40	286	200,2	213333.33	1600	11.55	17.33	C V
45	45	1ère étage → rdc	45X45	266	186.2	341718.75	2025	12.99	14.34	C V

### II.5- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'**article 7.7.1 du RPA99**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le **RPA99V2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles. Contrairement aux éléments linéaires. ». Où  $L$  et  $e$  sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :



**Fig. II.11:** Coupe sur voile en élévation

I6 .1- : Calcul de l'épaisseur ( $e$ ) :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant

à L'article (7.7.1 de RPA99)  $\min=15\text{cm}$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour RDC :  
Avec :
- $L$  : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.
- $e$  : Epaisseur du voile.

Avec ;  $h_e$  : Hauteur libre d'étage

$$e \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

$$e \leq \frac{306 - 20}{20} = 14.30$$

On prendra  $e = 20cm$

## **Chapitre III**

# **ETUDE DES PLANCHERS**

## CHAPITRE III

### ETUDE DES PLANCHERS

#### III.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

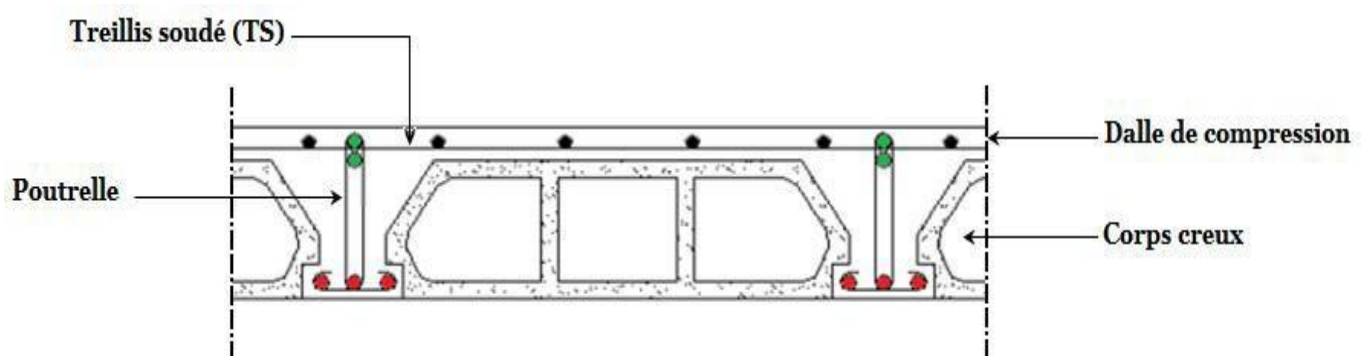
Dans notre construction, on peut distinguer un seul type de planchers :

- Plancher à corps creux.

#### III.2. PLANCHER CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

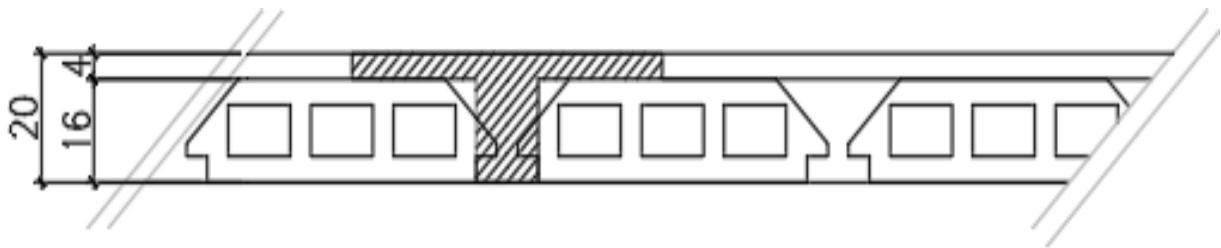
- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. III.1**).



**Figure III-1** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

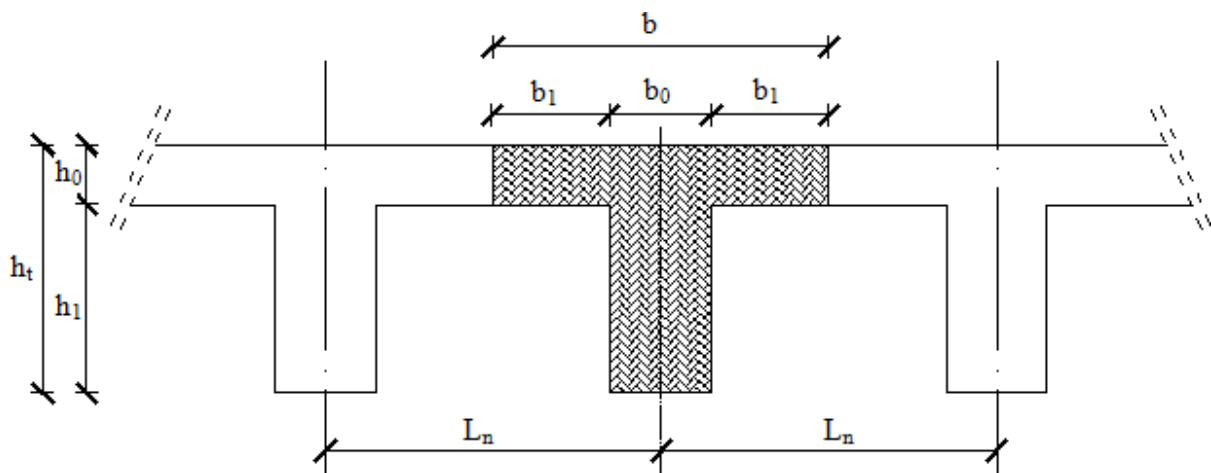
### III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



**Figure III-2 :** schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :



**Figure III-3 :** Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

**$L_n$**  : la distance entre axes des nervures ( $L_n = 60\text{cm}$ ) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

**$L$**  : la portée maximale entre nus d'appuis ( $L = 305\text{ cm}$ ) ;

**$h_0$**  : la hauteur maximale de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ) ;

**$b_0$**  : l'épaisseur de la nervure ( $b_0 = 12\text{cm}$ ).

Donc :

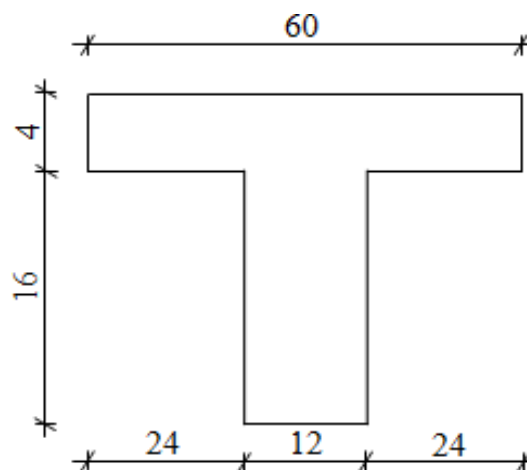
$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 30.5\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$$b_1 = \min(24 ; 30.5 ; 33) =$$

24cm. On prend :  **$b_1 = 24\text{ cm}$** .

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60\text{ cm}}$$



**Figure III - 4 :** Schéma d'une poutrelle.

### III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$  ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$ .

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$50 \leq L_n \leq 80c$$

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow A_{//} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudé de diamètre  $\Phi_t = 6 \text{ cm}$  et de nuance d'acier **FeE400** ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

#### **a- Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### **Choix des armatures :**

$$5 \Phi_6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi_6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

#### **b- Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### **Choix des armatures :**

$$5 \Phi_6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi_6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

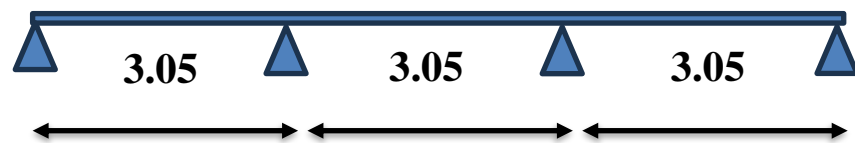
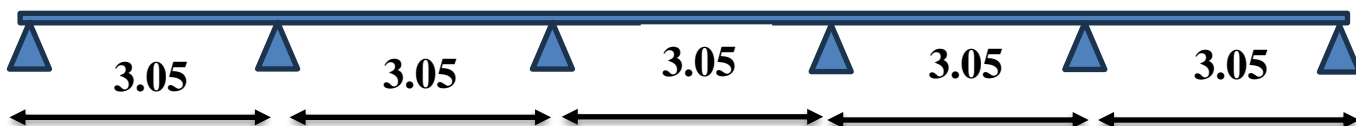
- Le treillis soudé adopté est : **TS  $\Phi_6$  (200×200) mm<sup>2</sup>.**

**III.2.3 /- Etude des poutrelles :**Etat limite ultime :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$ Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$ **Tableau III.1** : Evaluation des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	5.58	1	9.033	6.58	0,6	5.41	3.95
1 <sup>ère</sup> → 5 <sup>ème</sup> étage	Habitation	4.9	1.5	8.86	6.4	0,6	5.31	3.84

❖ **Types de poutrelles :**

Dans notre structure, nous avons 02 types des poutrelles :

**Type 01 :****Type 02 :****Type 04 :****Type 05 :**



### III.2.4/- Méthode de calcul :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

#### III.2.4.1 /- Choix de la méthode de calcul :

#### - Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation Modérées).

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max (2 \times G ; 5) \text{ [KN/m}^2\text{]}$  ;

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

2. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25) \text{ et}$$

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

#### - Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1.  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher de terrasse

Donc  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5) \text{ [KN/m}^2\text{]}$

C.V.

2. Les moments d'inerties est constant

C.V.

3.  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{305}{305} = 1 \leq 1.25$

C.V.

4. La fissuration est peu nuisible

C.V.

**Tableau III.2:** Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Forfaitaire	Conditions vérifiées
2	Forfaitaire	Conditions vérifiées

**- Application de la méthode forfaitaire :**

$\alpha$  : le rapport des charges d'exploitations (QB), à la somme des charges permanentes

(G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

**Mo** : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges et surcharges.

$$M_o = \frac{q \times l^2}{8}$$

**M<sub>w</sub>** et **M<sub>e</sub>** : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

**M<sub>t</sub>** : le moment maximal en travée considérée, les valeurs de M<sub>t</sub> doivent vérifiées les conditions suivantes :

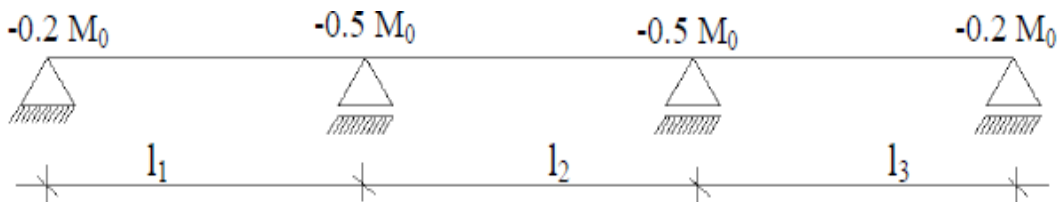
$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_o - 0.5 (M_w + M_e) \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_o \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ 0.5 (1.2 + 0.3\alpha) M_o \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$$

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

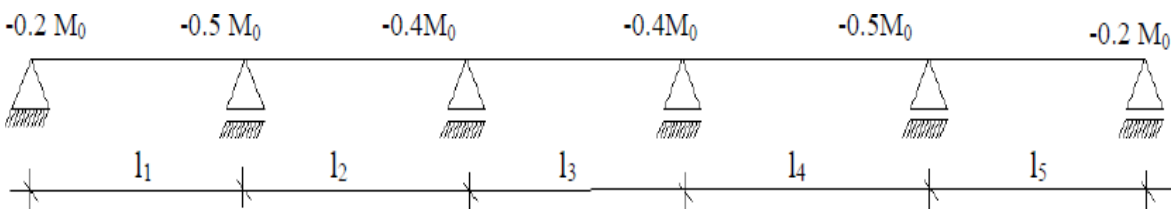
- 0.6M<sub>o</sub>..... Pour une poutre à deux travées.



- 0.5M<sub>o</sub>..... Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.



- 0.4M<sub>o</sub>..... Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**III.2.5/-Détermination des efforts internes :**

**Tableau III.3:** Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

• **TERRASSE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-3.18	-2.29	4.62	3.33	8.34

• **ETAGE COURANT**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-1.542	-1.115	5.77	4.17	9.48
2	-3.62	-2.58	5.43	3.88	9.48
3	-3.62	-2.58	5.43	3.88	9.48
4	-3.62	-2.58	5.43	3.88	9.48

**Tableau III.4 : Les valeurs des efforts maximums**

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-3.62	-2.58	5.77	4.17	9.48

**III.2.6/-Ferrailage des poutrelles :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

**A. En travée :**

$$M_t^u = 5.77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(23 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 5.77 \text{ KN.m} \rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

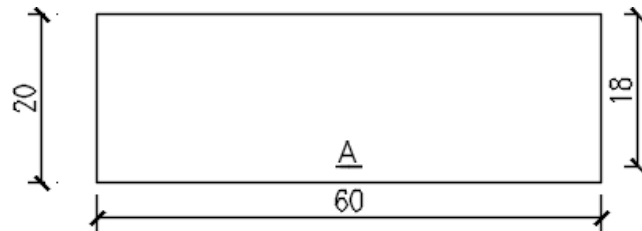


Figure III-5 : section de calcul en travée.

**-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5770}{60 \times 18^2 \times 14,2} = 0.020$$

$u = 0,14 < \mu_1 = 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  A' n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13520}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0.93 \text{ cm}^2; 0.26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0.93 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10  $\rightarrow A_t = 2,36$

• Etat limite de service (E.L.S) :

•  $M_a^{\text{ser}} = 4.17 \text{ KN.m}$

### Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

$\Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12)4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12)4^2 + 30 \times 2.36 \times 23}{12} = 170.2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{18.95^2 + 170.2} = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.05^2 - (60 - 12)(4.05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 4.05)^2 = 7216.97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{4170}{7216.97} = 0.57$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.57 \times 4.05 = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et A' \neq A} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{5430}{3880} = 1,39$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

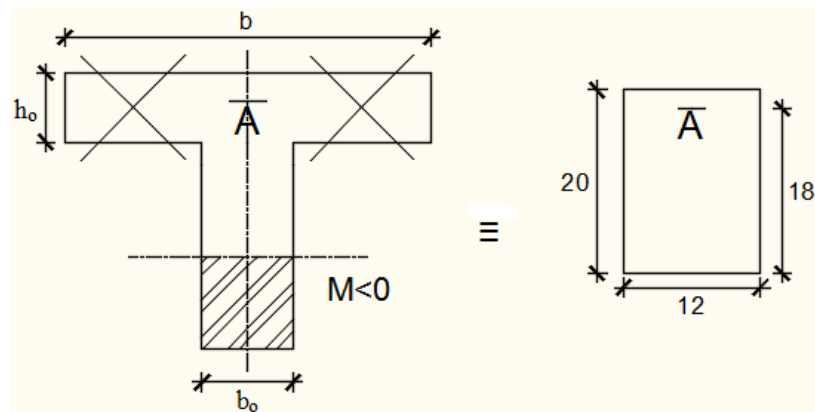
$\alpha = 0,038 < 0,43$  Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS.

**b. En appui :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -3.62 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Figure III-6** : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3620}{12 \times 14.2 \times 18^2} = 0.062$$

$$\mu = 0.090 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.085 = 0.953$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3620}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0.60; 0.26) = 0.60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :** 2T10  $\longrightarrow$   $A = 1.57 \text{ cm}^2$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^s = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et A'} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{3620}{2580} = 1.4$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$\alpha = 0.120 < 0.45 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

### III.2.7/- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à  $45^\circ$  par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{Max} = 9.48 \text{ KN} = 9480 \text{ N}$$

**a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{Max} = 9480 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

**b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 9480 - \frac{3620}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 1,06 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{Max}}}{b_0 \times d} = \frac{9480}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

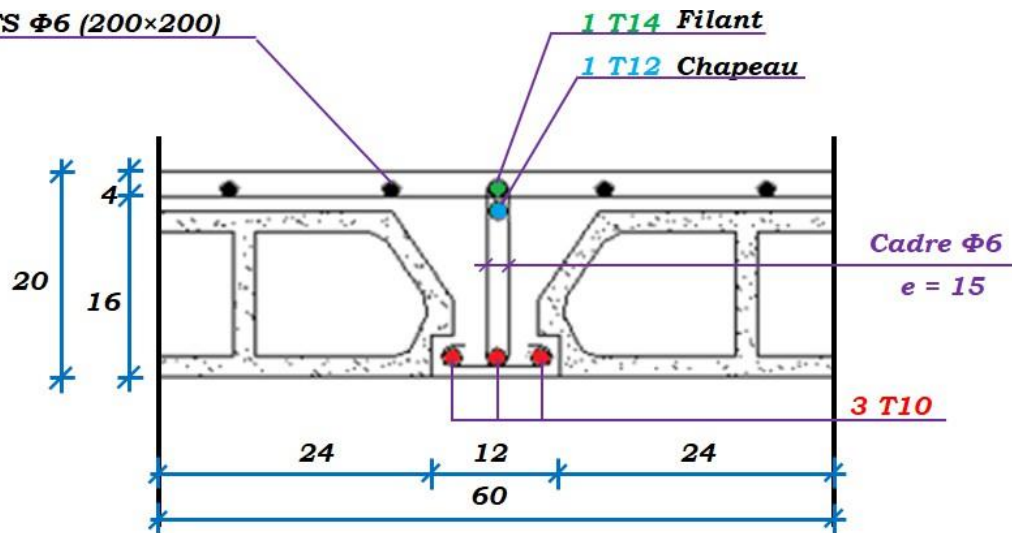
**d- Section des armatures transversales A t :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$



**Figure III-7:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$K = 1 (\text{Flexion simple})$$

$$\alpha = 90 \rightarrow \begin{cases} \sin\alpha = 1 \\ \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,49 - 0,3 \times 2,1)} = 63,78 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm.}$$

Donc : on adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm.}$

### III.2.8/-Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{485} = 0.042 < 0,063$  Avec  $l = 3.30$  m (la plus grande portée) → (Condition Non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{3880}{5430} \right) = 0,07$$

Avec  $M_t^s$ : le moment max en travée → (Condition vérifiée).

$$\frac{A_t^s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.010 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,018 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

### **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

$f_{gi}$ : La flèche dus à la charge totale p ;

**g** : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 558 = 334.8 \text{ daN/ml.}$$

**j = g** : charge permanente avant mise en place des cloisons

$$j = g = 334.8 \text{ daN/ml.}$$

**P** : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (558 + 100) \times 0,6 = 394.8 \text{ daN/m}$

#### **a) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = 0.8 \times g \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 334.8 \frac{3.05^2}{8} = 311.44 \text{ daN/m}$$

$$M_p = 0.8 \times p \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 394.8 \frac{3.05^2}{8} = 367.26 \text{ daN/m}$$

$$M_j = 0.8 \times j \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 334.8 \frac{3.05^2}{8} = 311.44 \text{ daN/m}$$

#### **b) Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

c) **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + (n \times A \times d) + \left(h_0 \times b \times \frac{h_0}{2}\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right) + (15 \times 2,36 \times 18) + \left(4 \times 60 \times \frac{4}{2}\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = \frac{2304 + 637,2 + 480}{467,4} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 60 \times \frac{7,32^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7,32 - 4)^3}{3} + 12 \times \frac{12,68^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,64 \text{ cm}^4$$

d) **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

Tableau  $\beta_1 = 0,85$

$\rho$  : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\Sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3114}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 86,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3672}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 101,70 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 86,24 + 2,1} = 0,62$$

$$\mu_g = \mu_j = 0,62$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 101,70 + 2,1} = 0,562$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 101,70 + 2,1} = 0,562$$

**Avec**

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_i = 3,71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_v = 1,48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,62 \times 3,71}$$

$$I_{fg}^i = 6483,49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,62 \times 1,48}$$

$$I_{fg}^v = 11158.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,562 \times 3,71}$$

$$I_{fp}^i = 6935.70 \text{ cm}^4$$

### Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{3114 \times 330^2}{10 \times 10818,87 \times 11158.11} = 0,281 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3114 \times 330^2}{10 \times 32164,2 \times 6483.49} = 0.162 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{3672.6 \times 330^2}{10 \times 32164,2 \times 6935.70} = 0,179 \text{ cm}$$

### La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,281 - 0.162) + (0,179 - 0.162) = 0,113$$

$$\Delta_{ft} = 0,113 \text{ cm}$$

### a) La flèche admissible :

$$l = 3.30 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0.113 \text{ cm} < \Delta_{max} = 0,66 \text{ cm}$$

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

	Armature longitudinal		Armature transversal
	En travée	En appuis	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ]
ELU	$A_t = 2.36 \text{ cm}^2$ 3T10	$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$ 2T10	<b>2Φ6</b> $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$
ELS	$A_t = 2.36 \text{ cm}^2$ 3T10	$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$ 2T10	<b>2Φ6</b> $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**Tableau III .5 :** Tableau de ferrailage des poutrelles

## **Chapitre IV**

### **Etude des éléments non structuraux**

**Etude d acrotère :**

**4.2.1. Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

**4.2.2. L'acrotère :**

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

**4.2.3. Calcul des sollicitations :**

4.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec  $\gamma_b$  : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 0.60 \times 0.15 = \mathbf{0.09 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.08 \times 0.15 = \mathbf{0.012 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = \frac{0.02 \times 0.15}{2} = \mathbf{0.0015 \text{ m}^2}$$

$$S = \mathbf{0.1035 \frac{\text{m}^2}{\text{l}}}$$

$$G = 0.1035 \times 25 = \mathbf{2.95 \text{ KN}}$$

Figure 04.2 : Schéma statique de l'acrotère

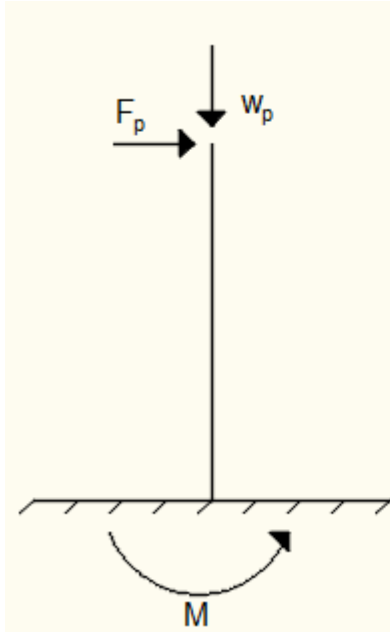
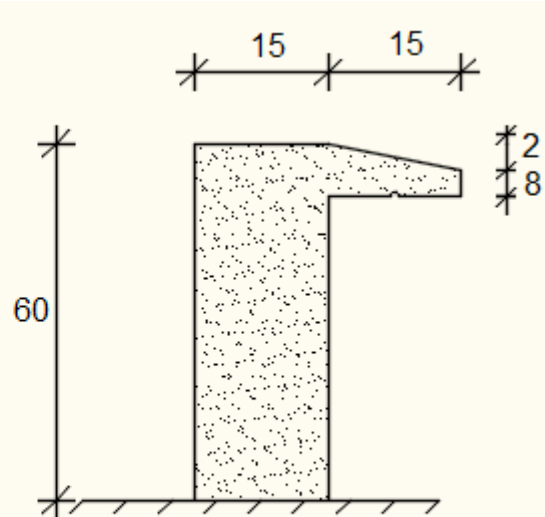


Figure 4.3 : Coupe transversal de l'acrotère.



4.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = \mathbf{1 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}}$$

4.2.3.3. La force horizontale : **Fp** [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$$A = \mathbf{0.15}$$

Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$$W_p = 1.6875 \frac{\text{kg}}{\text{ml}} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0.8 \text{ KN} \quad \text{Facteur de la force horizontale.}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59 = 1.24 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

$$P = \max(1.24 \text{ KN} ; 1 \text{ KN} ) \quad P = 1.24 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 0.6 ml.

#### 4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

4.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.59 = 3.49 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.24 \times 0.6 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 0.6 \times 1.5 = 0.9 \text{ KN}$$

4.2.4.2. ELS ;

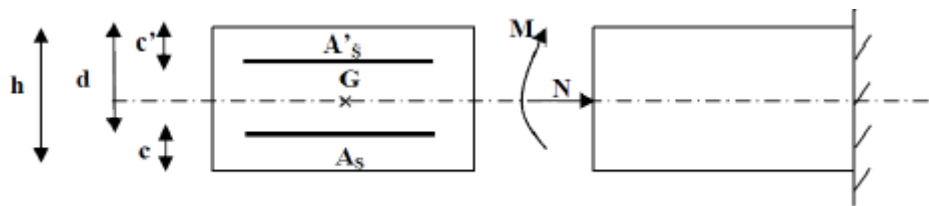
$$N_s = G = 2.59 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 1.24 \times 0.6 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 0.6 \text{ KN}$$

#### 4.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.075 \text{ m}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment  $M_L$  par rapport aux armatures tendues.

#### 4.2.6. Calcul en flexion simple :

4.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = N_V \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.49 \times \left( 0.32 + \frac{0.15}{2} - 0.02 \right) = 1.308 \text{ KN.m}$$

4.2.6.2. Moment réduit :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.087 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.0545$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$  La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires.

4.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0545}$$

A' n'existe pas et  $1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mathbf{0.0545})}) = \mathbf{0.070}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = \mathbf{0.997}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.087 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 13} = \mathbf{0.29 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{100\sigma_s} = 0.29 - \frac{3490}{100 \times 348} = \mathbf{0.19 \text{ cm}^2}$$

4.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(0.190 ; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 =  $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \frac{cm}{ml}}$

4.2.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 =  $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \frac{cm}{ml}}$

### **4.2.7. Vérifications à l'ELU :**

4.2.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -1.24 \times 1.5 = \mathbf{-1.86 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.86 \times 10^3}{100 \times 100 \times 13} = \mathbf{0.014 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

$\psi$  : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = \mathbf{10.06 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 90 \times 10.06} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{1.89 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.2.7.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{24.69 \text{ cm}}$$

On prend :  $l_s = \mathbf{25 \text{ cm}}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 25 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{2.59 \text{ KN}}$$

$$M_s = \mathbf{0.75 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{0.6 \text{ KN}}$$

4.2.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{B}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 635.85$$

$$y_1 = 3.13$$

4.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (8 - 3.06)) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{486}{6087.13} \times 3.13 = \mathbf{0.25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.25 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 486}{6087.13} \times (13 - 3.13) = \mathbf{25.55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{25.55 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99\_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$C_p$  : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$  (élément en console)

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

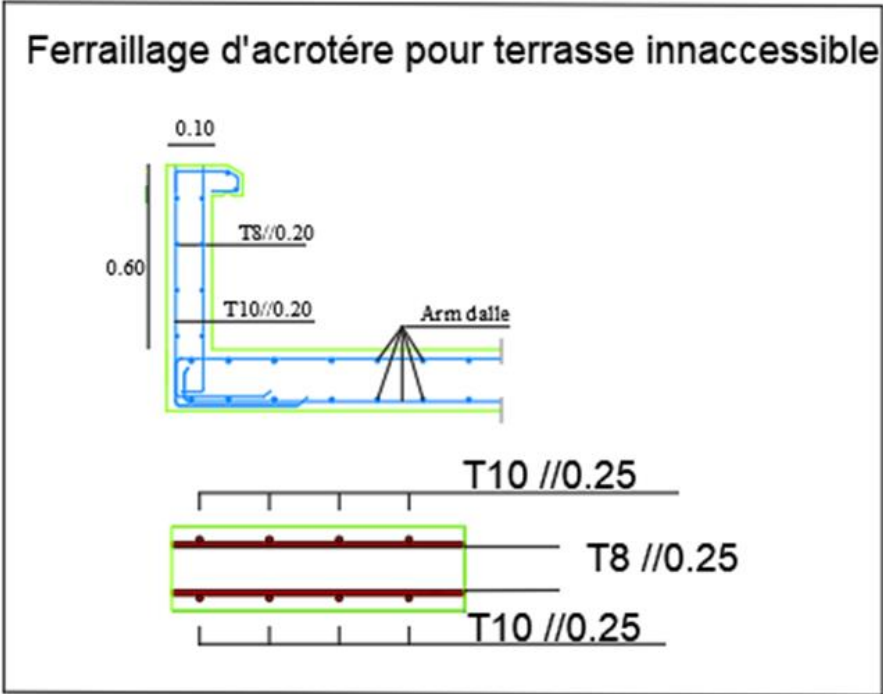
$$W_p = \mathbf{4.68 \frac{kg}{ml}}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = 2.24 \frac{KN}{ml}$$

$$F_p = \mathbf{2.24 \frac{KN}{ml}} < Q = \mathbf{2.244 \frac{KN}{ml}}$$

**Condition vérifiée.**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.



## IV.1. Escalier :

### IV.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

### VI.2. 1. Définition des éléments d'un escalier

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulé** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

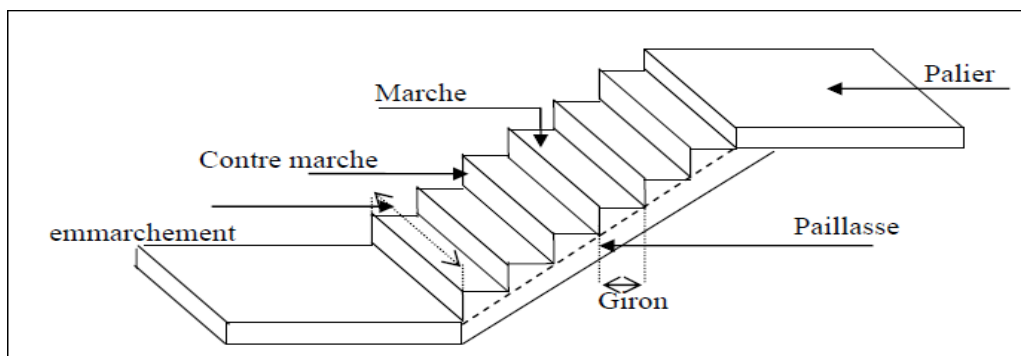


Figure IV.6 Différents éléments d'un escalier.

### VI.3.1. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : **60 cm < m < 65 cm.**

$$m = g + 2 \times h$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.}$$

#### 1. Vérification de la loi de BLANDEL

Vérification de la formule de Blondel :  $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On prend :

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Nombre de contre marches :  $n = H/h = 306/17 = 18$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$n = 9$  contre marche

Nombre de marches :  $m = (n-1) = (9-1) = 8$  marches.

- **La ligne de foulée**

$$L_f = g \times m = 30\% \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison**

$$\tan \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de l'est :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15 cm pour la paillasse et le palier

### VI.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'emmarchement

#### 1. Charges permanentes

##### 1.1. Palier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
<b>Charge permanent G</b>			<b>4,97</b>

**Tableau IV.1:** Les charges de Palier

1.2. Paillasse

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
<b>Charge permanent G</b>			<b>7.25</b>

**Tableau IV.2:** Les charges de la paillasse.

## 2. Charges d'exploitations

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation  $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :  $F=G (H- e) \times m= 2,81*(3.06-0,12) * 8$       **F=66,09 KN/ml**

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

### c) Combinaison de charges

➤ Etat limite ultime (ELU)

Palier :  $q_{1u}= (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml}$ .

Volée :  $q_{2u}= (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml}$ .

➤ Etat limite service (ELS) :

Palier ;  $q_{1s} = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée ;  $q_{2s} = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

Schéma statique ;

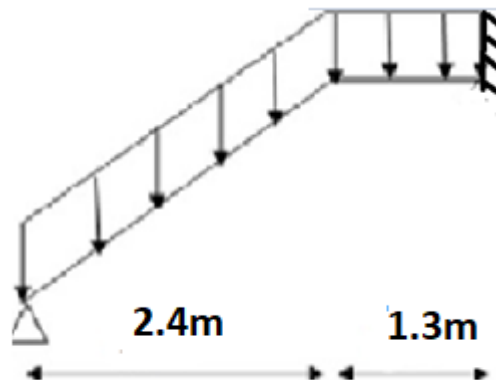
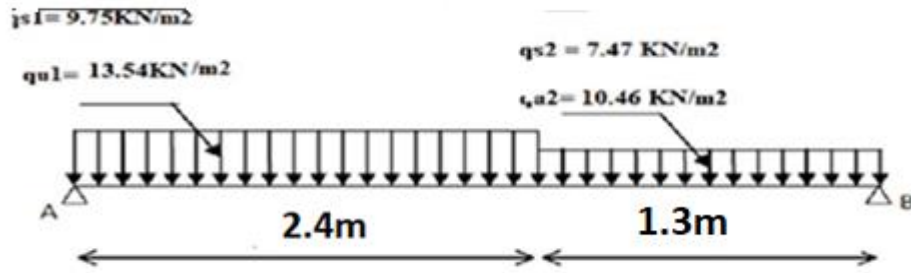


Figure IV.7: Schéma d'escalier sous charges



Figure

IV.8: Schéma statique (ELU et ELS).

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

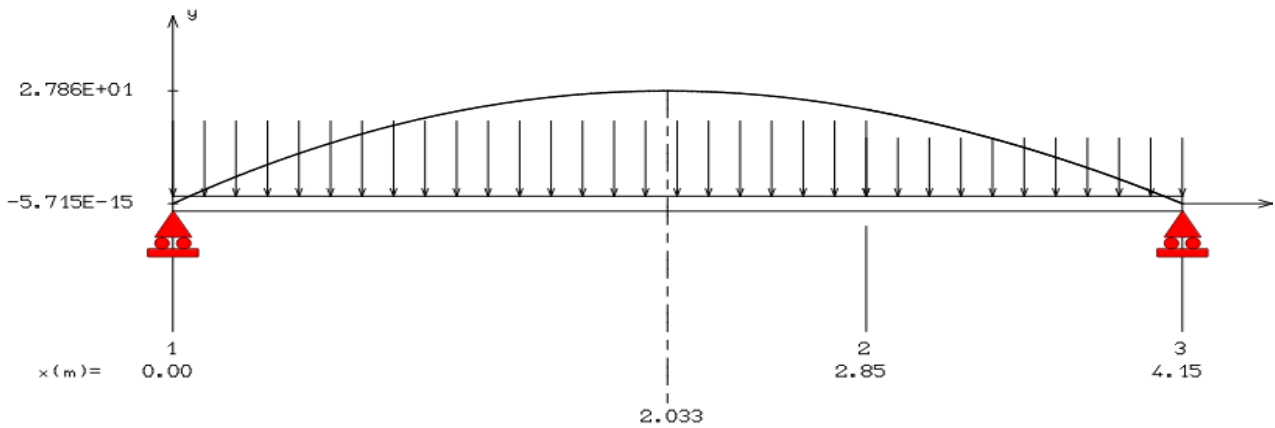


Figure IV.9 Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

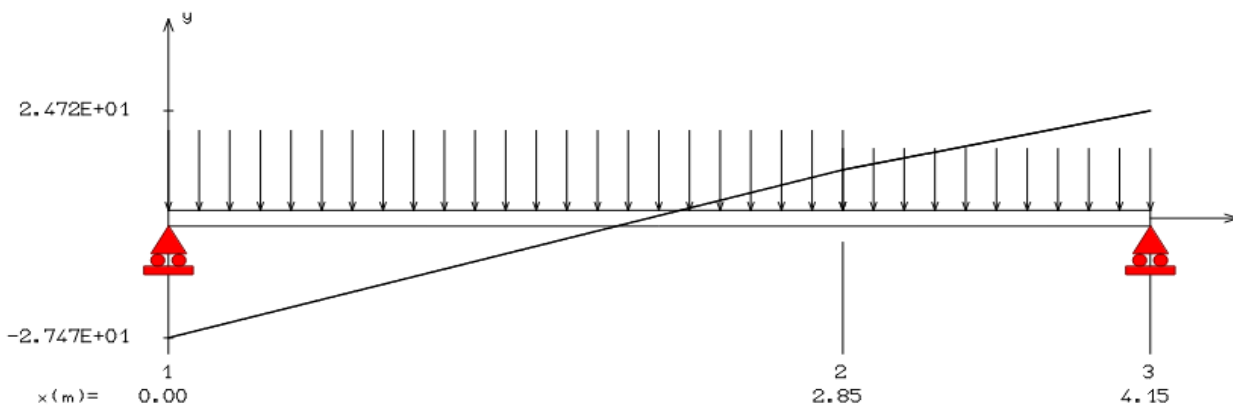


Figure IV.11 Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6

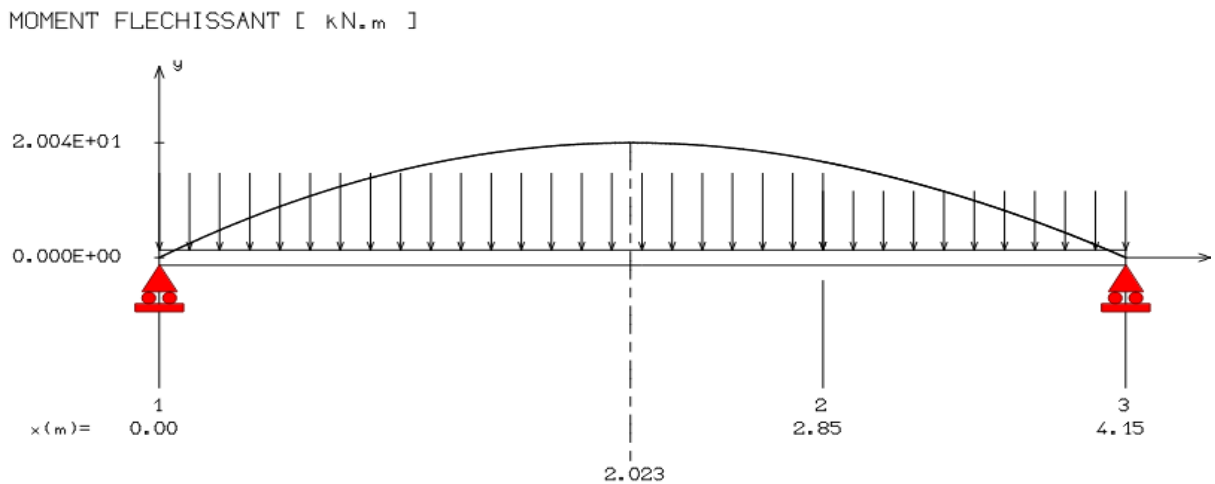


Figure IV.10 Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6

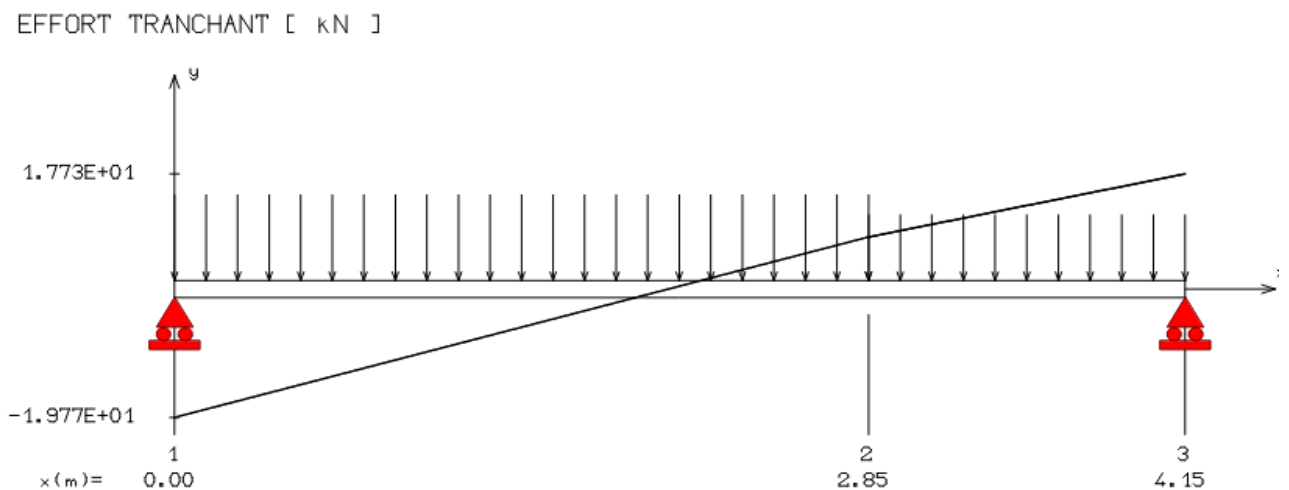


Figure IV.11 Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM6

- En travée ;
- Les données

Matériaux ;

Béton  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier ; FeE400

Coffrage :  $b=1\text{ m}$ ,  $h=0.15\text{m}$ ,  $d=0.135\text{m}$ ,  $c=c'=0.02\text{m}$

Sollicitation :  $M_u= 27.82\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27820}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.10}$$

$\mu < \mu_l$   $0.10 < 0.259$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) = \mathbf{0.13}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.063 = \mathbf{0.94}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27820}{0.94 \times 13.5 \times 348} = \mathbf{6.23\text{ cm}^2}$$

Soit :  $6T12 = \mathbf{6.78\text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15\text{ cm}}$

4.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = \mathbf{1.70\text{ cm}^2}$$

**On adopte ;**  $A_r = 2,01\text{ cm}^2 = 4T8$

➤ **Armature de répartition ;**

$$A_r = A_{st}/4 = 2.01/4 = 0.50\text{cm}^2$$

Donc ; on adopte :  $A_r = \mathbf{2T6=0.57\text{cm}^2}$

#### 4.4.6. Vérification à l'ELU ;

**1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.63\text{ cm}^2}$$

$$A_u = 1.63\text{cm}^2 > A_t = 2.01\text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71\text{cm}^2 > A_{ap} = 0.57\text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

$$St \leq \min = \{30 ; 25\text{ cm}\} = 25\text{ cm.}$$

$$\text{Appui ; } St = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min = \{30 ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui ; } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

**2. Vérification au cisaillement :**(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 24.72 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\text{MPa}\right] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24720}{10000 \times 135} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement

**IV.3.3. Vérification :**

**IV.3.3.1 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

□ : 1,5 pour H. A

$$V_{u\max} = 2,260 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,260 \times 10^4}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ Mpa}$$

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

#### IV.3.3.2 Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)

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

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{2,260 \times 10^4}{135 \times 1000} = 0,17 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

#### IV. 3.3.3 Vérification des contraintes ELS

❖ **En travée :**

$$M_s = 20,04 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27820}{20040} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > 0,04$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

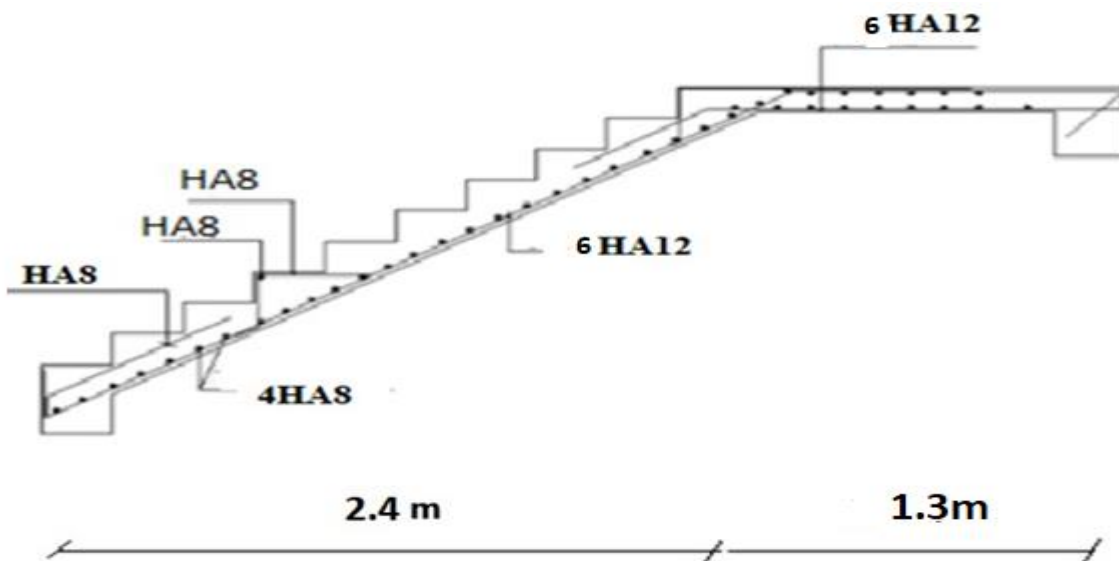


Figure IV.11: Ferrailage des escaliers

#### 4.4.7. Calcul de la poutre palière :

##### 1. Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

- **La hauteur de la poutre palier**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5$$

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

- **La largeur de la poutre palière**

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

$$b = 20\text{cm}$$

##### Vérification selon RPA :

$$h = 30\text{cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 20 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 > \frac{1}{4} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section de la poutre palière est de dimension  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

##### Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre :

$$g = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,2 = \frac{1,5\text{KN}}{\text{ml}}$$

Réaction du palier (ELU)  $RA_u = 24.72\text{KN/ml}$ .

Réaction du palier (ELS)  $RA_s = 17.38\text{KN/ml}$ .

##### 1. Combinaison à considérer ELU :

$$q_u = 1,35 G + RA_u.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.5) + 24.72 = 26.75 \text{ KN/ml}.$$

##### ELS :

$$Q_{ser} = G + Q = G + RA_s.$$

$$q_{ser} = 1.5 + 17.38 = 18.88\text{KN/ml}.$$

##### 1. Calcul du ferrailage (ELU) :

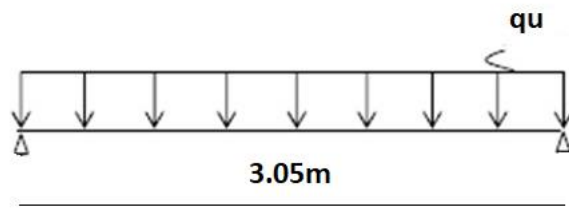


Figure IV.12: schéma statique de la poutre palière

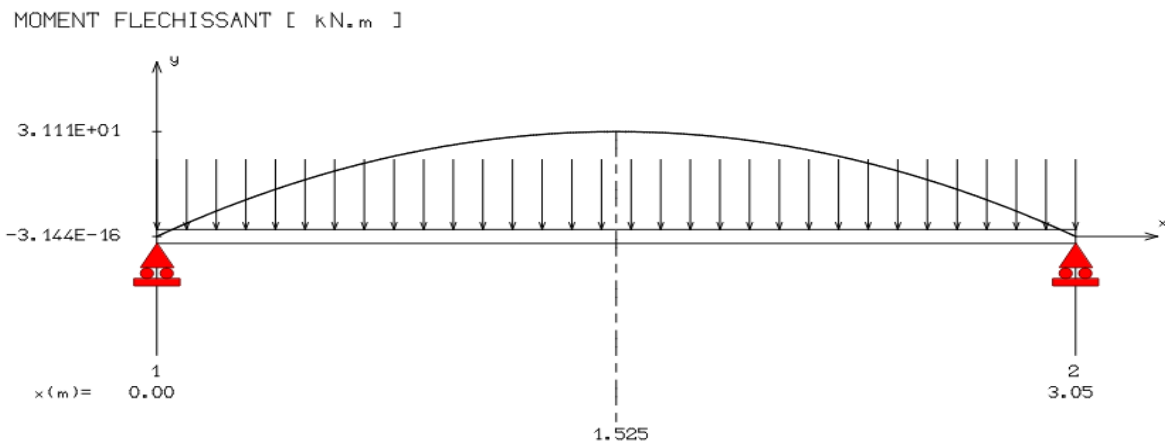


Figure IV.13: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

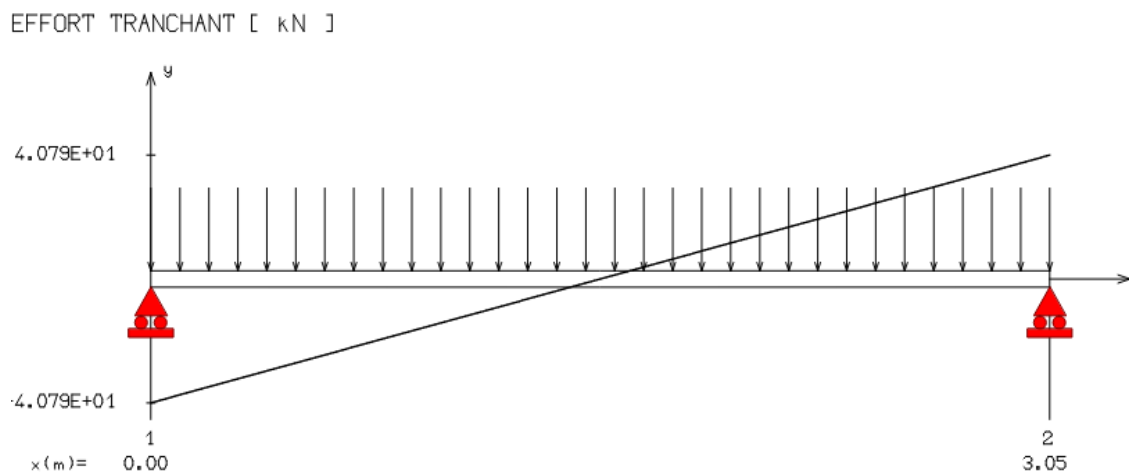


Figure IV.14: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

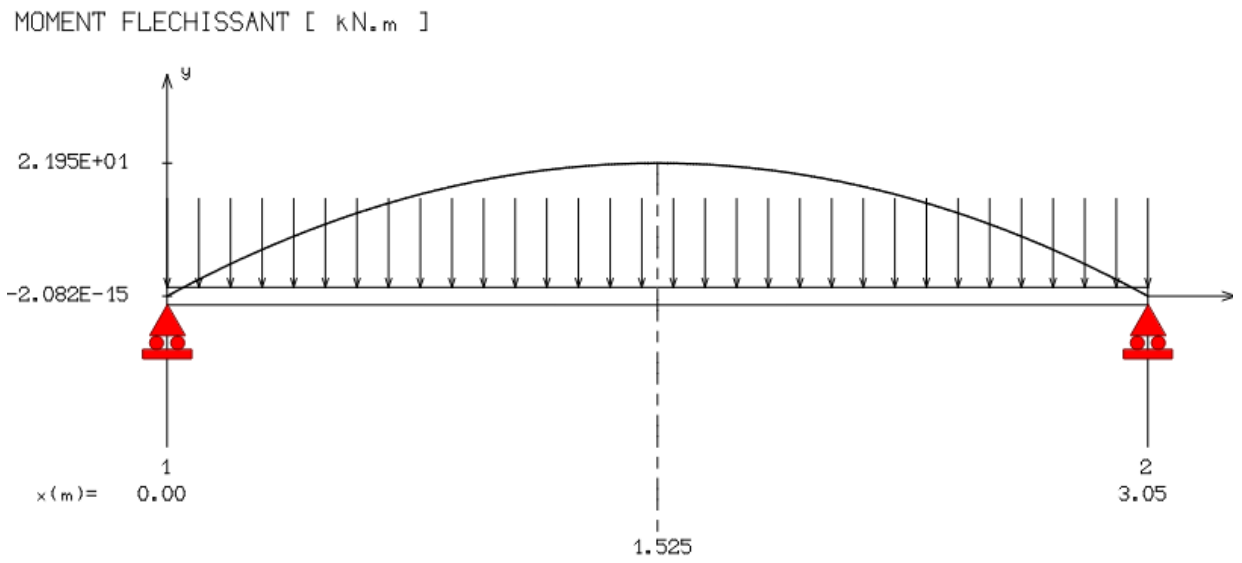


Figure IV.15: Diagramme de moment fléchissant à ELS

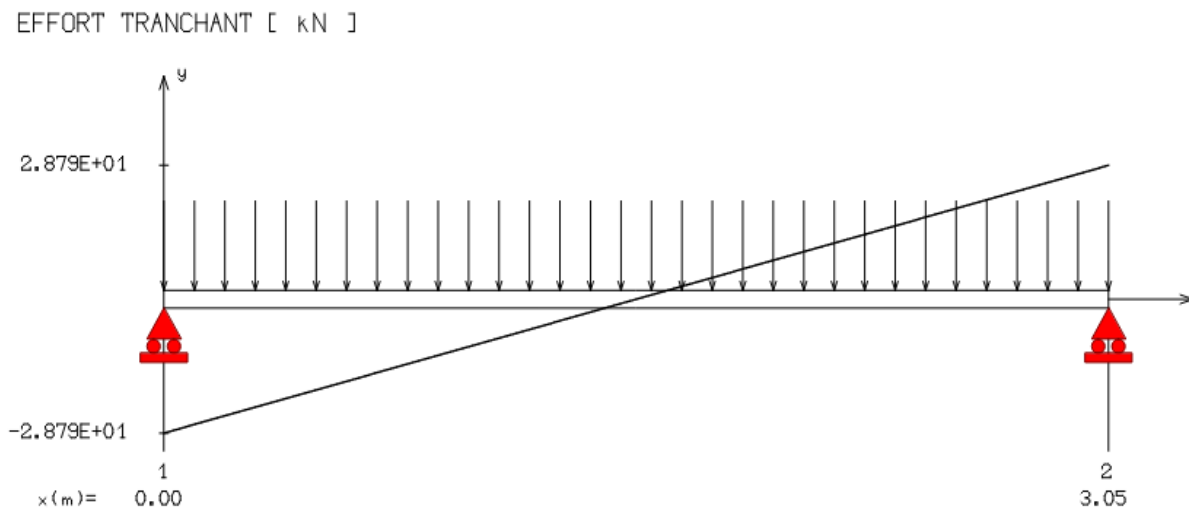


Figure IV.14: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

**2. Calcul des armatures**

**Armatures principales (longitudinal) :**

➤ **En travée**

❖ **ELU**

$$M_t = 24.88 \text{KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 30 - \frac{30}{10} = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{24880}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,12 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,15)} \right)$$

$$\alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,16$$

$$\beta = 0,935$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24880}{348 \times 27 \times 0,935}$$

$$A = 2.83 \text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(2.83 ; 0.65) = 2.83 \text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 3T12 = 3.39 \text{cm}^2$$

➤ **En appui**

❖ **ELU**

$$M_a = -13.99 \text{KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 30 - \frac{30}{10} = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13990}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0.067 < 0.392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.067)} \right)$$

$$\alpha = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,015$$

$$\beta = 0.965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13990}{348 \times 27 \times 0.965}$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(1.54 ; 0.65) = 2.23 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS**

$$M_s = 17.56 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24880}{17560} = 1,41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > 0,063$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

**IV.3.4.5. Vérification**

IV.3.4.5.1. Vérification à L'ELU

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

□ : 1,5 pour H. A

$$V_{\max} = 40790 \text{ N}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40780}{0,9 \times 270 \times 157} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)**

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

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{40790}{200 \times 270} = 0,75 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$$|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0 \text{ pas de vérification de la section de la } A_i$$

$$|40790| + \frac{-13,99 \times 10^3}{0,9 \times 27} < 0$$

$$-40214,27 < 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

• **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 0,8; \frac{20}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(0,85; 0,8; 2)$$

On prend :

$$\phi_t = 0,8 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\phi 8$$

**IV.3. ETUDE DES BALCON :**

**IV.3.1 /- Définition :**

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une

surcharge d'exploitation « P ».

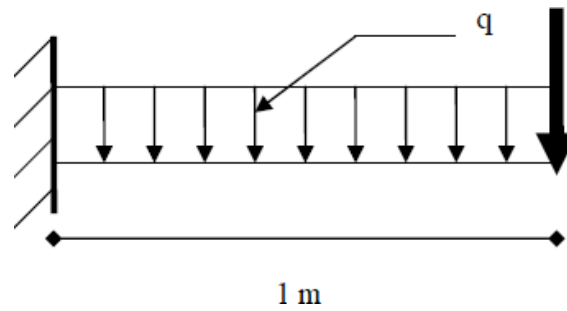


Figure IV- 16 : Schéma statique du balcon

- Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,60 m.

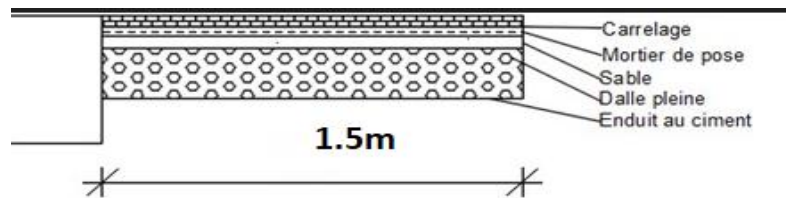


Figure IV- 17 : Coupe sur balcon.

**IV.3.2 /- Descente de charges :**

Epaisseur du balcon :

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

**Tableau IV.3 :** Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.4
3-Lit de sable	17	0.02	0.34
5-Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
6- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			<b>G = 5.20 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 3.50 KN/m<sup>2</sup></b>

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 5,20 \times 1\text{m} = 5.20 \text{ KN/ml}$

**a. Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur :  $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 1,5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m} \rightarrow P = 1.44 \times 2.91 = 4.19 \text{ KN/ml}$$

**b. Surcharges d'exploitation :**

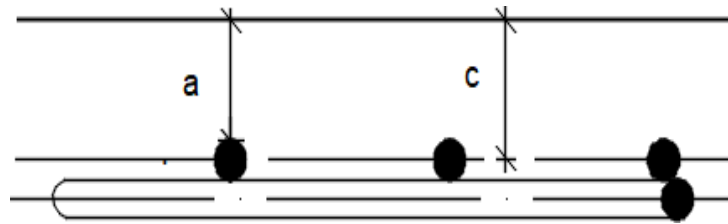
Balcon pour locaux à usage d'habitation  $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour une bande de 1m de largeur :  $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$ .

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible  $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la Dalle. (B.A.E.L 91).

c) Tapez une équation ici. Calcul de l'enrobage



**Figure IV-18 : Enrobage**

$$C = 10 + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow C = 15 \text{ mm}$$

Hauteur utile

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{hd}{10} \text{ Avec } hd = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{max} = 10 \text{ mm}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**
- ✓ **ELU :**

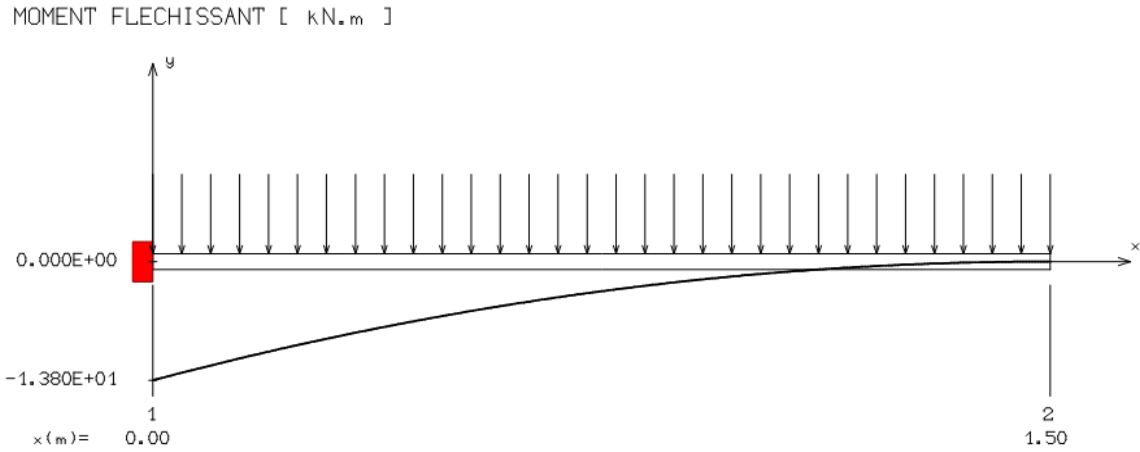


Figure IV- 18 Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6

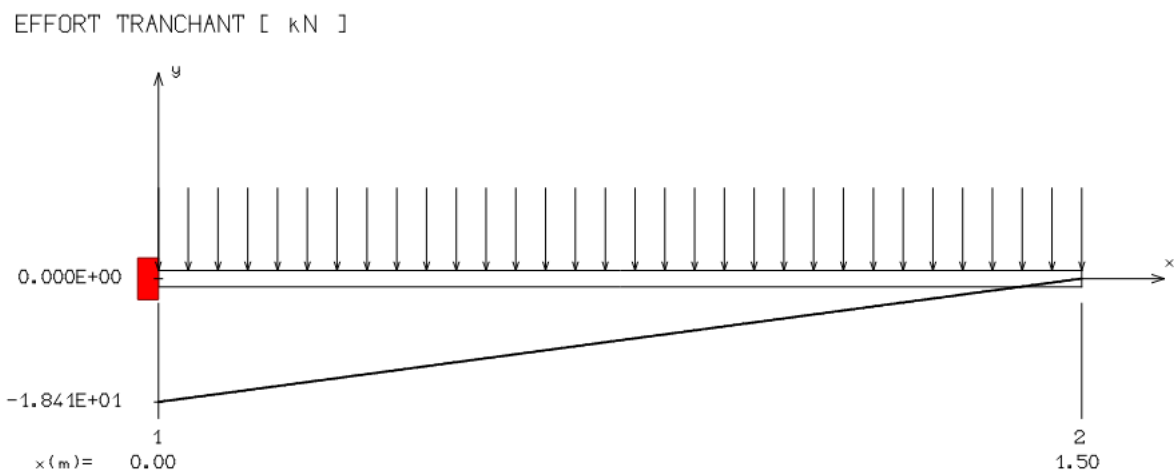


Figure IV- 19 Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

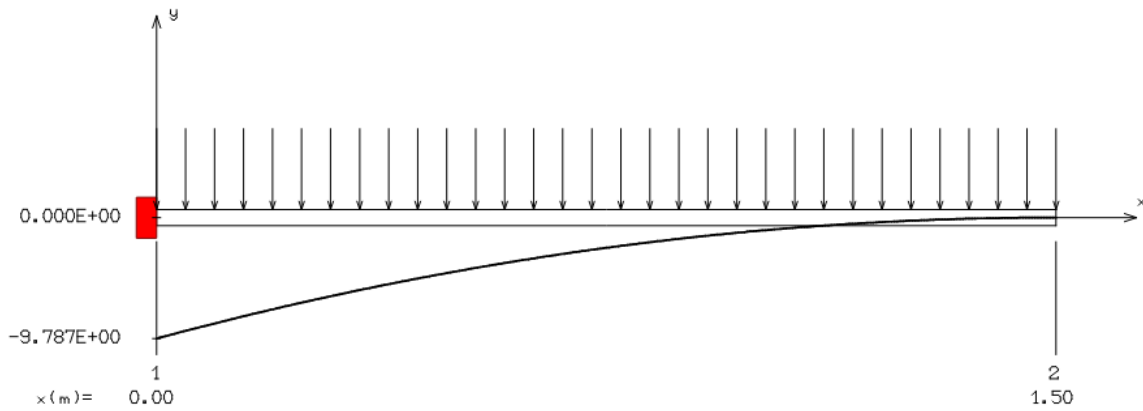


Figure IV- 20 Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

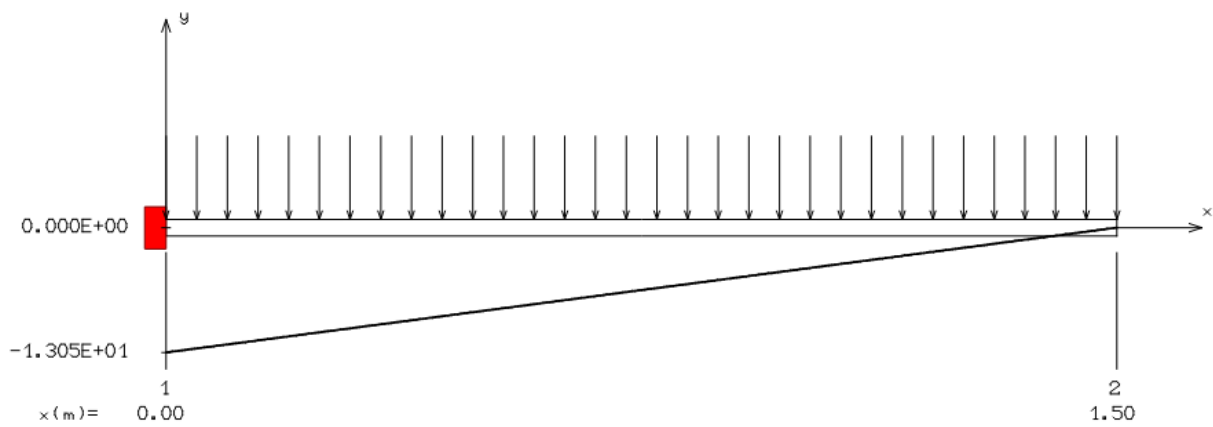


Figure IV- 21 Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM

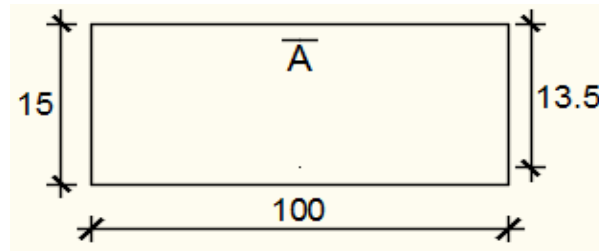


Figure IV-19 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -13800 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13800}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,053$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,73$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$u_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,053)} \right) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,085 = 0,972$$

$$A = \frac{13800}{348 \times 0,972 \times 13,5} = 3,03 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$M_s = 9780 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13800}{9780} = 1,4$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

IV.2.4.1 Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \\ \text{(Fissuration préjudiciable)} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$2T10 \rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = 18,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18410}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,136 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

**IV.2.4.2. Conclusion**

$\tau_u = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**IV.2.4.3. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > 0,05 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

### IV.2.5. Conclusion

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### IV.2.6. Schéma de ferrailage

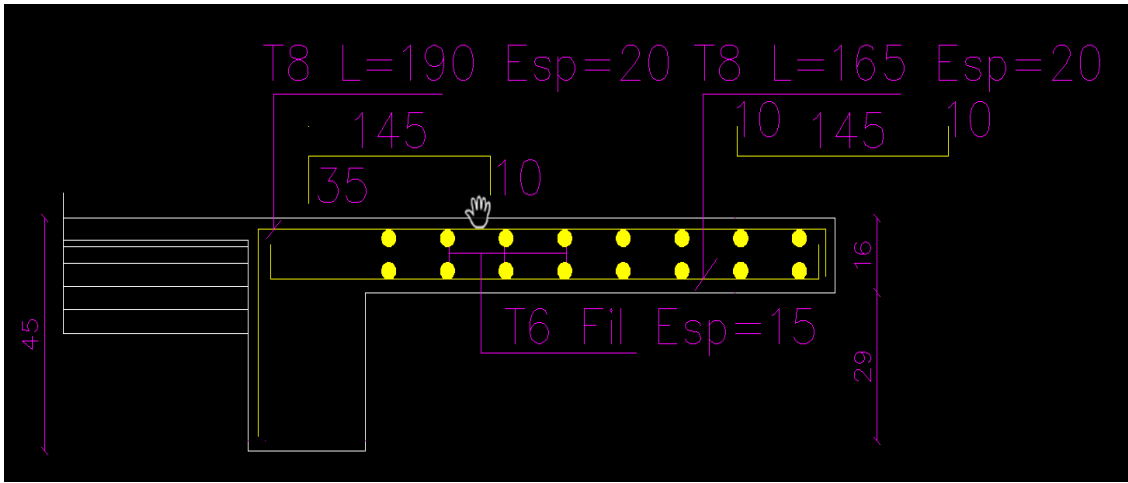


Figure IV-20 : schéma de ferrailage du Balcon

**Chapitre V**  
**Etude sismique**

## Chapitre V : Etude sismique

### V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### V.3. Méthode de calcul :

Selon le [RPA99(version2003)] le calcul des forces sismiques peut être manieur suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

#### 1- Méthode statique équivalente

##### a- Principe de la méthode [RPA99(version2003)] :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le [RPA99 (version2003)] permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{V \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Q :

facteur de qualité.

## Chapitre V : Etude sismique

---

W : poids total de la structure.

### b- Condition d'application :

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

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

### 2- Méthode dynamique :

#### a- Principe de la méthode [RPA99(version2003)]:

C'est une analyse dynamique de sismique représente la structure sous des force sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### b- Condition d'application :

Selon le « **RPA99/version 2003** », la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise donc, la méthode choisie est la « **méthode d'analyse modale spectrale** »

### V.4. Présentation du logiciel :

Le logiciel « Auto desk Robot » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- Performances de la technologie d'aujourd'hui.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids totale de la structure.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableau et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, efforts tranchant T, efforts normal N, contraintes).
- Analyse statique et dynamique.

### V.5. Etapes de modélisation :

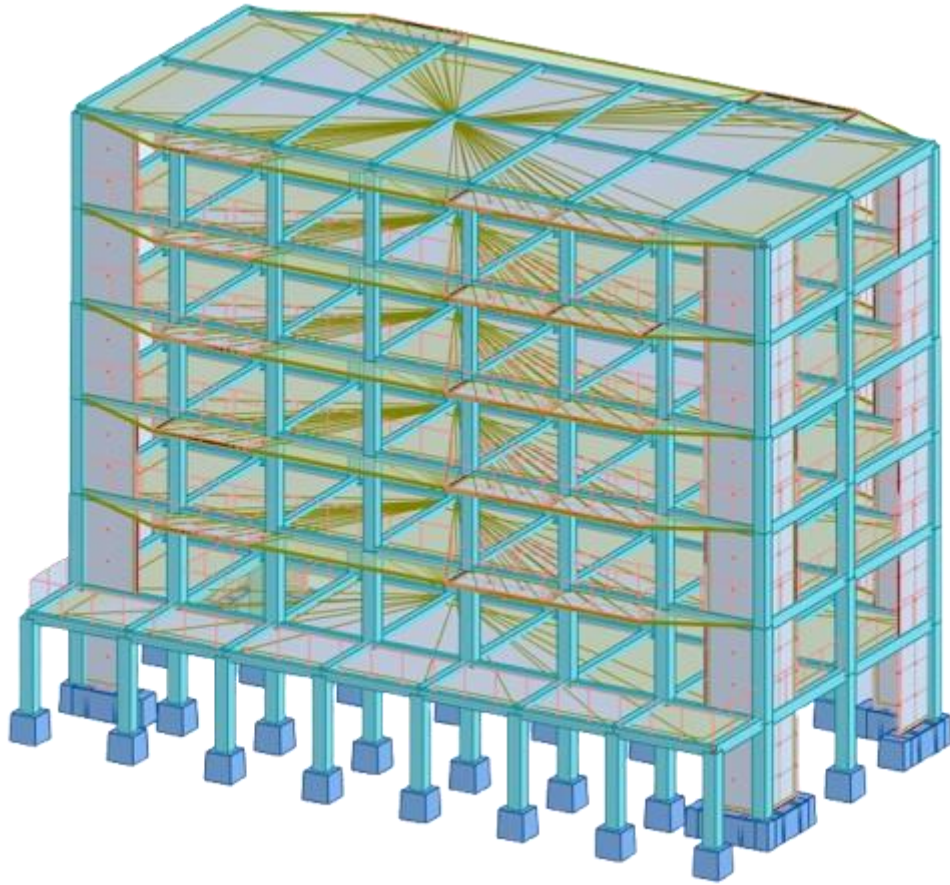
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- a- Choix du plan du travail.
- b- Choix de l'unité du travail ; [KN] et [m].
- c- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du ROBOT (voir la figure V.1).
- d- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau.

## Chapitre V : Etude sismique

---

- e- Introduire les propriétés des matériaux utilisé ; les propriétés du béton.
- f- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé
- g- Introduire les condition aux limites.



**Figure V.1 : interface du robot**

### V.6. Les forces sismiques E :

Contient les masses centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X.Y.Z)

#### a- Détermination des charges :

- 1- Le poids propre de la structure est calculé par logiciel.
- 2- Distribution des charges des planchers aux poutres.
- 3- Pour les dalles pleines et plancher a corps creux : la charge est calculée automatiquement par le logiciel.

#### b- Vérification la résultante des forces sismique :

$V_{(dynamique)} > 80 \% V_{(statique)}$ ..... [RPA99/4.3.6]

#### c- Calcul de la force sismique totale « V » :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

#### d- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4 .1) [RPA99/4.2.3] suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (ouvrage courants ou d'importance moyenne) on adopte : **A = 0,15**

#### e- Coefficient de comportement global de la structure R

Notre structure à un système de contreventement mixte portique voile avec interaction correspondant d'après le tableau .3 du RPA99 à un coefficient de comportement.

**R= 3.5**

#### a- Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum^6 P_{1q}$$

## Chapitre V : Etude sismique

**Tableaux.V.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère « q »	Pq	
	Qx	Qy
1- Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- redondance en plan	0,05	0
3- régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5- contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	0,20	0,20

$$Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

**b- Pourcentage d'amortissement critique «  $\xi$  » :**

Voiles en béton armé  $\xi = 7\%$

**c- Facteur de correction d'amortissements «  $\eta$  » :**

**d-**  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,882$

**e- Période fondamentale de la structure « T » :**

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage

$$h_N = 18.96 \text{ m}$$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0.05$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

### V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure T

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec

$h_N$ : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) et

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

### V.4.3. La valeur du coefficient $C_T$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

➤ Dans la direction x

$$h_N = 18.96 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05 \text{ m}$$

$$(\text{direction X}) D = 24.25 \text{ m}$$

$$T = 0.45$$

$$T_2 = 0.3 \text{ s} < T = 0.45 < 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.3}{0.45}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1.673$$

➤ Dans la direction y

$$h_N = 18.96 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05 \text{ m}$$

$$(\text{direction y}) D = 13.65 \text{ m}$$

$$T = 0.45$$

$$T_2 = 0.3 \text{ s} < T = 0.45 < 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.3}{0.73}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 1.673$$

## Chapitre V : Etude sismique

### V.4.6. Calcul du poids de la structure W

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum Q_i$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids des charges permanentes

**W<sub>Qi</sub>** : Poids des charges d'exploitation

**$\sum W_{Gi}$**  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

**$\sum Q_i$**  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 12967.93 \text{ KN}$$

### V.5. Calcul la force sismique

#### V.5.1. Calcul de V<sub>x</sub>

**Tableau.V. 1: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)**

A	D	Q	W	R	V <sub>x</sub>	80% V <sub>x</sub>
0.15	1.673	1.2	12967.93	3.5	1115.04	892.032

#### V.5.2. Calcul de V<sub>y</sub>

**. Tableau.V:2 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)**

A	D	Q	W	R	V <sub>y</sub>	80% V <sub>y</sub>
0.15	1.673	1.2	12967.93	3.5	1115.04	892.032

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- $V_{xdyn} = 7944.57 \text{ KN} > 80\% V_x = 892.032 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.
- $V_{ydyn} = 7230.78 \text{ KN} > 80\% V_y = 892.032 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### V.6 Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale

Algérien « RPA99/version 2003 ». Est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) d'un système à un seul L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique

Degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

## Chapitre V : Etude sismique

- L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

**Avec :**

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement ;

**$\varepsilon$**  : Pourcentage d'amortissement critique ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure ;

**$T_1$ ;  $T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et

**Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

**Tableau.V. 2: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)**

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.30	1.2

**Tableau.V. 3: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)**

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.30	1.2

### Interprétation de résultats obtenus :

#### 1- Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 direction orthogonale  
Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 direction d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90 % au moins de la masse totale de la structures (le nombre minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée :

$$K \geq 3$$

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (11niveau).  $K \geq 3$

modes

- **Mode 1** :  $U_x = 0,00\%$  ;  $U_y = 68,04\%$  translation suivant X
- **Mode 2** :  $U_x = 68,54\%$  ;  $U_y = 0,00\%$  torsion suivant Z
- **Mode 3** :  $U_x = 0,01\%$  ;  $U_y = 0,01\%$  translation suivant Y

Cas	Période	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masses modale UX	Masses modale UY	Totale mass UX	Totale mass UY
1	0,58	0,00	68,04	0,00	68,04	1871504,52	1871504,52
2	0,57	68,54	68,04	68,54	0,00	1871504,52	1871504,52
3	0,41	68,55	68,04	0,01	0,01	1871504,52	1871504,52
4	0,15	68,56	86,72	0,01	18,67	1871504,52	1871504,52
5	0,15	87,04	86,72	18,48	0,01	1871504,52	1871504,52
6	0,10	87,04	86,72	0,00	0,00	1871504,52	1871504,52
7	0,07	93,06	86,72	6,02	0,00	1871504,52	1871504,52
8	0,07	93,06	94,20	0,00	7,47	1871504,52	1871504,52
9	0,07	93,06	94,20	0,00	0,01	1871504,52	1871504,52
10	0,06	93,06	94,20	0,01	0,00	1871504,52	1871504,52

**Figure.V.3. Tableau de périodes**

## 2- Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]

Après l'interprétation des résultats du logiciel **Auto desk Robot**, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

$$V_{xd} = 7944.57[\text{KN}] > 80 \% V_{xs} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$V_{yd} = 7230.78 [\text{KN}] > 80 \% V_{ys} \dots \dots \dots \text{cv}$$

## 3- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4]

$$T_{dy} \leq 1,3 \times T_s \quad , \quad T_s = \min (0,44 ; 0,5 ; 0,75)$$

$$T_{dy} = 0,57 \leq 1,3 \times 0,44 = 0,736 \text{ cv}$$

## 4- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA99(version 2003) [Art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

**Avec :**

- $\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau K.
- $\delta_{ek}$ : Déplacement horizontal d aux forces sismique obtenu par Auto desk Robot.
- R : coefficient de comportement de la structure.

**Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal**

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{(k-1)}$$

$$D_{rad} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

**Tableaux.V. 2 :** La vérification du déplacement de tous les niveaux effectués sur le tableau suivant :

Niveaux	$h$ (mm)	$\delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{eky}$ (mm)	$\delta_{kx}=R*\delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky}=R*\delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
1 étage	3060	3,3	3,2	11,55	11,2	-13,65	-14	30,6	Vérifiée	Vérifiée
2 étages	3060	7,2	7,2	25,2	25,2	-7	-7,7	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3 étages	3060	9,2	9,4	32,2	32,9	-2,1	-2,1	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4 étages	3060	9,8	10	34,3	35	1,05	0,35	30,6	Vérifiée	Vérifiée
5 étages	3060	9,5	9,9	33,25	34,65	2,8	2,8	30,6	Vérifiée	Vérifiée
6 étages	3060	8,7	9,1	30,45	31,85	2,8	2,8	30,6	Vérifiée	Vérifiée

### V.8 justification vis-à-vis de l'effet P $\Delta$ : [RPA99(version 2003) /A.5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P - $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_k}{v_t \times h_k} \leq 0.10$$

-  $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,  
 $n$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

-  $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$v_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

- $\Delta_k$  : Déplacement relative du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».
- ❖ Si :  $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur.

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

- ❖ Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Tableaux.V. 3.** Récapitulatif pour la vérification de l'effet P-  $\Delta$  :

**SANS X-X :**

Niveau	Height	P	V <sub>x</sub>	UX	$\Delta X$	$\Theta X$	Check
ETAGE 1	3060	394126,4	1499,87	3,3	-3,9	-0,3349	NO P-DELTA
ETAGE 2	3060	343191,7	1416,79	7,2	-2	-0,1583	NO P-DELTA
ETAGE 3	3060	327577,2	1261,74	9,2	-0,6	-0,0509	NO P-DELTA
ETAGE 4	3060	327577,2	1046,33	9,8	0,3	0,0307	NO P-DELTA
ETAGE 5	3060	313799,7	762,96	9,5	0,8	0,1075	NO P-DELTA
ETAGE 6	3060	218862,7	367,28	8,7	8,287	1,6138	NO P-DELTA

**SANS Y-Y :**

Niveau	Height	P	V <sub>x</sub>	UX	$\Delta X$	$\Theta X$	Check
ETAGE 1	3060	394126,4	1485,52	3,2	-4	-0,3468	NO P-DELTA
ETAGE 2	3060	343191,7	1398,21	7,2	-2,2	-0,1765	NO P-DELTA
ETAGE 3	3060	327577,2	1247,07	9,4	-0,6	-0,0515	NO P-DELTA
ETAGE 4	3060	327577,2	1036,01	10	0,1	0,0103	NO P-DELTA
ETAGE 5	3060	313799,7	755,83	9,9	0,8	0,1085	NO P-DELTA
ETAGE 6	3060	218862,7	371,98	9,1	8,687	1,6703	NO P-DELTA

**V.9.Conclusion :**

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P-  $\Delta$  est négligé.

**Chapitre V I**  
**Etude des portiques**

### Chapitre VI : Etude des portiques

#### VI.1. Chargement des portiques :

##### VI.1.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

##### VI.1.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le [RPA99] et [BAEL91] comme suit :

- **BAEL91 :**
- Combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :

$$1,35 \times G + 1,5 \times P \rightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + P \rightarrow \text{E.L.S}$$

- **RPA99 Version 2003 :**
- Combinaisons accidentelles :

$$0,8 \times G \pm E \} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$D + P \pm E$$

$$0,8 \times G \pm E \} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$G + P \pm E$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel de calcul « **Robot bat** »

**Avec :**

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : effort sismique.

#### VI.2. Ferrailage des portiques :

##### VI.2.1. Ferrailage des poutres :

- **Définition :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple tant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

## Chapitre VI : Etude des portiques

---

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principale  $\Rightarrow (25 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires  $\Rightarrow (20 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Ferraillage réglementaire :**

**1- Recommandation du RPA99/Version 2003 :**

- **Armatures longitudinales :**

- Armatures minimales :  $0,5\% \times B$  en zone IIa
- Armatures maximales [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1]  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courente} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$

B : Section de la poutre

Longueur de recouvrement est de  $40 \times \phi$  en zone IIa (RPA99/Version 2003)

- **Armatures transversales :**

**La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b \dots \dots \dots \text{ [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1]}$$

Avec :

- $b$  : largeur de la section
- $S$  : l'espacement des armatures transversales

**L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :**

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

Dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

**2- Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour les armatures tendues [BAEL91]}$$

## Chapitre VI : Etude des portiques

### Les sollicitations des poutres :

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

**Tableau. VI.1. :** récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.

Poutre	Moment en travée [KN.m]			Moment en appuis [KN.m]		
	Elu	Els	Acc	Elu	Els	Acc
PP (25 ; 40)	51.67	34.78	73.26	-87.68	-58.67	-95.85
PS (20 ;30)	28.29	20.02	60.49	-31.32	-22.23	-61.01

### Calcul des armatures longitudinales :

- **Condition imposée par le RPA99/Version 2003 :**

Poutres *principales* :  $A'_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

Poutres *secondaires* :  $A'_{min} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

- **Conditions imposées par le BAEL91**

Poutres *principales* :  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} 25 \times 36 = 1,08 \text{ cm}^2$

Poutres *secondaires* :  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} 25 \times 27 = 0,81 \text{ cm}^2$

#### VI.2.1.1. Exemple de calcul :

Poutre principale de section (25 × 40) cm<sup>2</sup> :

##### a- En travées :

##### ➤ Etat limite ultime :

. Calcule des ferrailages :

A- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_p \times d^2} = \frac{51670}{25 \times 14.2 \times 36^2} = \mathbf{0.11} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = \mathbf{0.150}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.150 = \mathbf{0.94}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{51670}{0.94 \times 348 \times 36} = \mathbf{4.40 \text{ cm}^2}$$

A- AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{73260}{25 \times 14.2 \times 36^2} = \mathbf{0.15} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}) = \mathbf{0.204}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.175 = \mathbf{0.92}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{73260}{0.92 \times 348 \times 36} = \mathbf{6.36 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T12 =  $\mathbf{6.79 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{10 \frac{cm}{ml}}$

6.2.3.1.1.2. Vérification à l'ELU :

6.2.3.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.086 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.086 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{6.36 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.2.3.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.005\% \times 25 \times 36 = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{6.36 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

### VI.6.3 Etat limite service ELS :

$$M_s = 34.78 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'état limite service ELS :**

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- $= \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{51670}{34780} = 1,49$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,128 \leq \frac{1,49-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,49 \rightarrow \text{CV}$$

$\alpha = 0,157 < 0,49$   $\Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\max}^t = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^a = 6.36 \text{ cm}^2$$

6.2.3.1.2. En appuis :

6.2.3.1.2.1. Calcule des ferrillages :

A ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{87680}{25 \times 14.2 \times 36^2} = 0.19 < 0.293$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) = \mathbf{0.265}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.265 = \mathbf{0.90}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{87680}{0.90 \times 348 \times 36} = \mathbf{7.77 \text{ cm}^2}$$

A AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{95850}{25 \times 14.2 \times 36^2} = 0.203 < 0.293$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.203}) = \mathbf{0.287}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.287 = \mathbf{0.885}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{95850}{0.885 \times 348 \times 36} = \mathbf{8.64 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T14 =  $\mathbf{9.23 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{10 \frac{cm}{ml}}$

6.2.3.1.2.2. Vérification à l'ELU :

6.2.3.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.09 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.09 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{7.77 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.5.5.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.005\% \times 25 \times 36 = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{8.23 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification à l'état limite service ELS :**

- $M_s = 34.78 \text{ KN.m}$

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{87680}{58670} = 1,49$

## Chapitre VI : Etude des portiques

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,128 \leq \frac{1,49 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,49 \rightarrow CV$$

$\alpha = 0,157 < 0,49 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\max}^t = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^a = 8.23 \text{ cm}^2$$

### Remarque :

Après calcul des sections de ferrailage des poutres secondaires à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

Types des poutres		A <sub>min</sub>		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]
		BAEL [Cm <sup>2</sup> ]	RPA [Cm <sup>2</sup> ]			
Poutres principales	Travée	1,31	6	6.36	6T14	9.23
	Appuis	1,31	6	9.2	6T14	9.23
Poutres secondaires	Travée	0,68	3,75	6	6T12	6.78
	Appuis	0,68	3,75	6.2	6T12	6.78

**Tableau. VI.2.** Tableau de ferrailage des poutres :

### VI.6.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversal se fait sur la base de contrainte de cisaillement provoqué par l'effort tranchant.

**D'après le BAEL99 :**

La section minimale est de  $A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$

**Avec :**  $S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9 \times 36 ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 36 ; 40) = \min(36,45 ; 40) = 32.4 \text{ cm.}$$

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

$$A_t = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

**Diamètre des armatures d'âme :**

- Diamètre des poutres principales :

## Chapitre VI : Etude des portiques

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1,2\right) = \min(1,14; 2,5; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend :  $t = 8 \text{ mm}$

- Diamètre des poutres secondaires 01 :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1,2\right) = \min(0,87; 2; 1,2) = 0,87 \text{ cm}$$

On prend :  $t = 8 \text{ mm}$

Selon RPA99/version 2003 :

### VI.6.5. L'espace maximal (poutre principale) :

- En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est :  $L' = 2 \times h = 2 \times 0,40 = 0,8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(10; 16,8) = 10 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

### VI.6.6. L'espace maximal (poutre secondaire) :

- En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est :  $L' = 2 \times h = 2 \times 0,30 = 0,6 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(7,5; 16,8 \text{ cm})$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

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

$S_t = 15 \text{ cm}$

**Donc :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

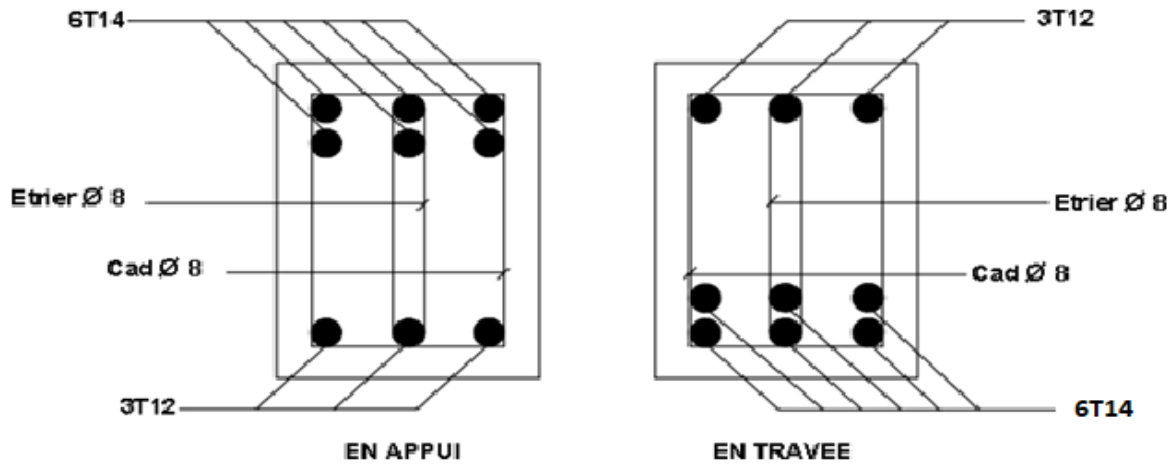


Figure.VI.1. Ferrailage des poutres principales

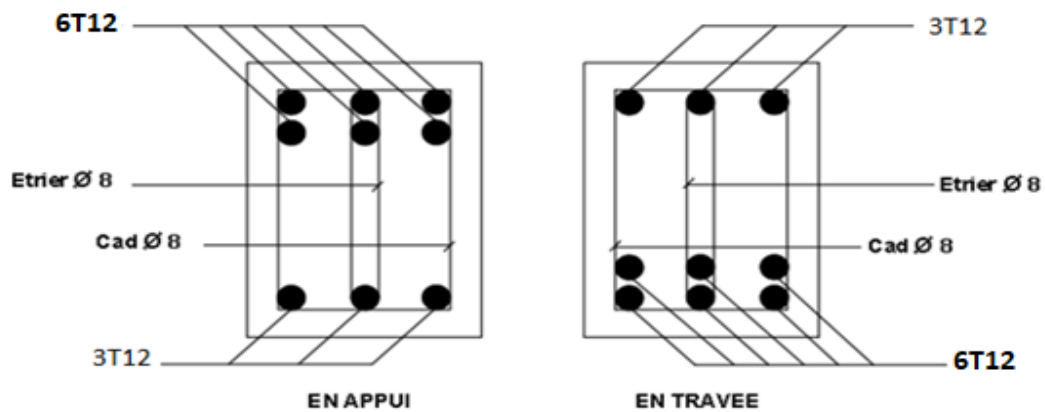


Figure.VI.2. Ferrailage des poutres secondaires

### VI.2.2. Ferrailage de poteaux :

- **Définition :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations.

Les poteaux sont sollicités en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales ; ils sont soumis à un effort normal (N) et un moment de flexion (M) dans le sens longitudinal et transversal.

- **On a 4 types de poteaux ; à savoir :**

Type 1: (45 × 45)

Type 2 : (40 × 40)

Type 3 : (35 × 35)

- **Ferrailage réglementaire :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le [RPA99/Version 2003] et le [BAEL.91].

**a- Armatures longitudinales :**

**Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, avec un diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \emptyset$  en zone IIa [RPA99/V2003].

- La distance verticale entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

**1- Condition imposée par le [BAEL91] :**

2-  $A_{min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{B(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{pour la compression}$

3-  $A_{min} = \frac{ft28}{fe} \times b \times h \rightarrow \text{pour traction simple}$

4-  $A_{min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} \times b \times h \rightarrow \text{pour flexion simple}$

### B - Les armatures transversales :

#### 1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $F_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : Coefficient dépend de l'élançement géométrique.
- $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $P_a = 3,5$  si  $\lambda_g < 5$

- **Espacement entre les armatures transversales  $\delta_t$  :**

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_t ; 15 \text{ cm}) \dots\dots \text{zone IIa.}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_t \dots\dots\dots \text{zone IIa.}$$

- **Section minimale des armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times \delta_t}$  en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 3%
- Si  $\lambda_g < 5$  : 3%
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes  $\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \cdot \frac{l_f}{b} \right)$$

$a, b$  : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur du flambement.

## Chapitre VI : Etude des portiques

### 1- Condition imposée par le [BAEL91/A.8.1.3] :

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

Avec :

$b$  : Plus petite dimension de la section transversales du poteau.

$\phi_{1min}$  : Plus petite diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

### Les sollicitations des poteaux :

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

TYPE DE POTEAU	COMBAINISON	N (KN)	My (KN)	Mz (KN)
POTEAU 45 X 45	ELU	1182.63	<b>18.46</b>	-36.91
	ELS	848.59	13.20	-26.69
	ACC	909.32	-61.20	70.88
POTEAU 40 X 40	ELU	790.08	24.87	-39.89
	ELS	563.75	17.80	-28.70
	ACC	610.63	69.58	-83.93
POTEAU 35 X 35	ELU	403.54	32.04	58.23
	ELS	284.23	22.59	39.54
	ACC	303.90	66.91	-72.69

Tableau. VI.3. : récapitulatif des moments en [KN.m]et effort normal en [KN.].

### VI.7.6. Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de Section : (45 × 45) cm<sup>2</sup>

#### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N^{\max} = 1182.63\text{KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cor}} = -36.91\text{KN. m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N':

## Chapitre VI : Etude des portiques

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36.91 \times 100}{1182.63} = 3.12 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

- **Vérifications a une compression excentrée :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.06 = 214.2 \text{ cm}$$

**VI.7.6.1. L'effort normal ultime agissant N doit être tel que**

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Calcul de la section total**

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0,2025 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section réduite  $B_r$**

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0,1849 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2,14 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 16.47$$

$$\lambda < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16.47}{35} \right)^2} = 0,814$$

$$A' \geq \left[ \frac{1182630}{100 \times 0,814} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq -3.65$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

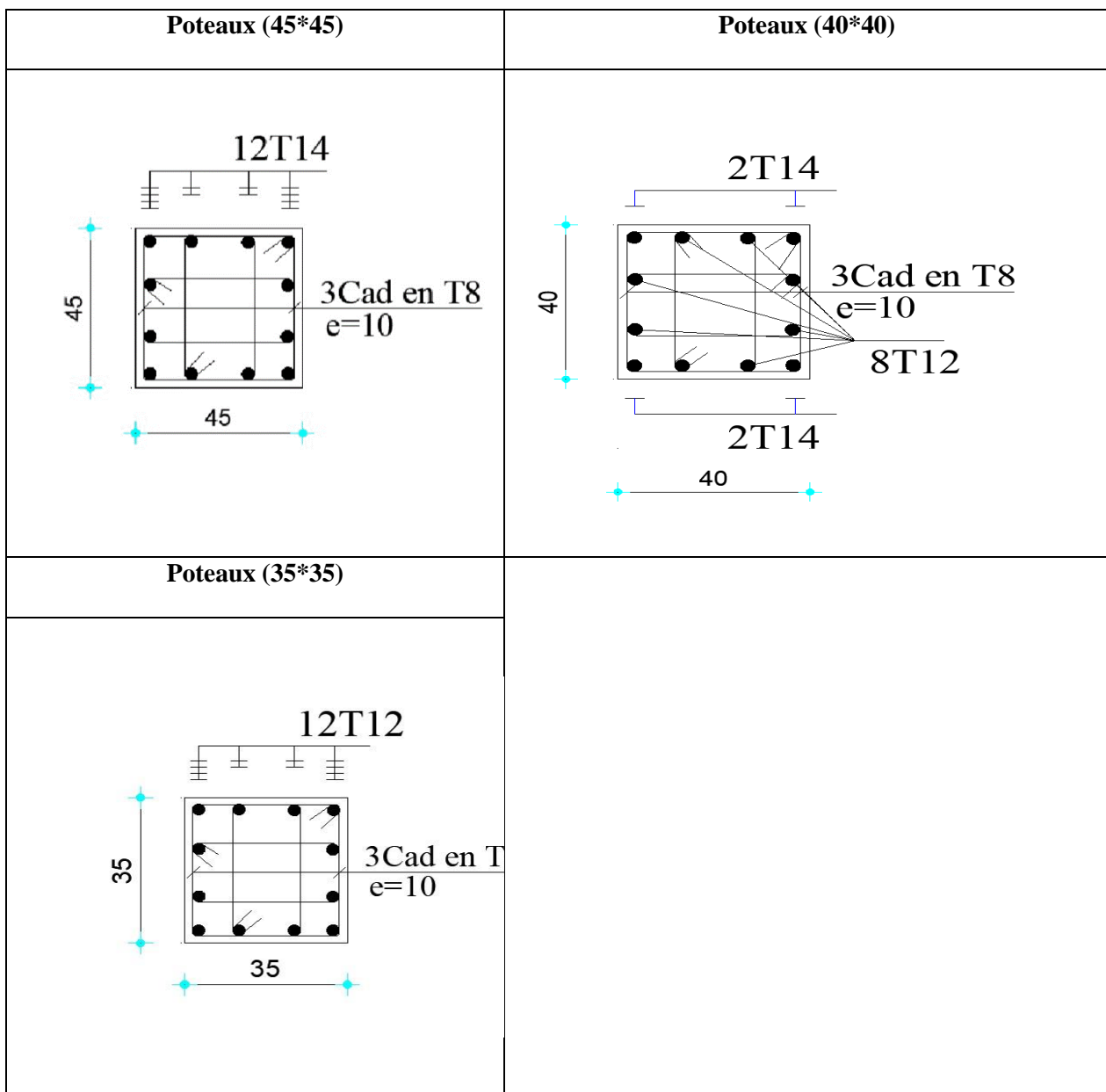
$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2 ; 4,05] = 7,2 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Etude des portiques

Types	A min (RPA)	A obtenu	Ferrailage	
			Choix	Section
(35 ; 35)	9,80	5.8	12T12	11.50
(40 ; 40)	12,80	2	4T14+8T12	15.21
(45 ; 45)	16.2	7.2	12T14	18.47

**Tableau. VI.4.** Calcul section des armatures :



**Figure.VI.3.** Schéma de ferrailage des poteaux

# Chapitre VI : Etude Des voiles

### Etude des voiles

#### VII.1. Généralités

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construit en béton armé ou non armé.

#### VII.2. Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers et
- A leurs extrémités.

#### VII.3. Ferrailage des voiles

## Chapitre VI : Etude des portiques

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

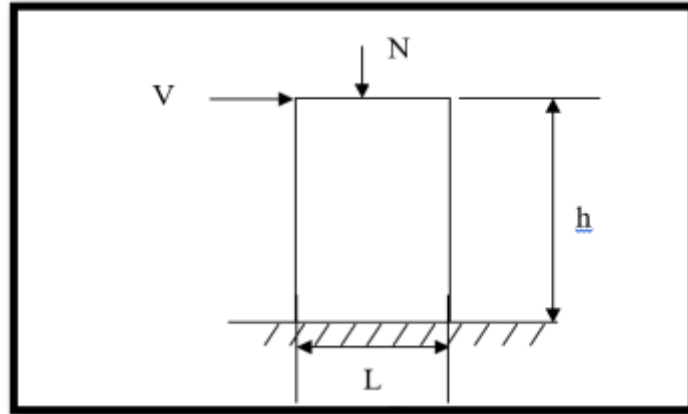


Figure.VII 1 : Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

### VII.4 Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties ;
- 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs et elles sont aussi uniformément réparties ;
- 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

### VII.5 Procédure de ferrailage

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage. Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Nota** : Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de  $M$  et  $N$  qui sont lues à partir du fichier résultat de **ROBOT BAT**.

## Chapitre VI : Etude des portiques

### 1er cas : Section Entièrement Comprimée

Si :  $(\sigma_d \text{ et } \sigma_g) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)**.

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h (0,15\%).$$

### 2ème cas : Section Entièrement tendue

Si :  $(\sigma_d \text{ et } \sigma_g) < 0$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- $A = \frac{f_t}{f_e}$  ; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- Si :  $A < A_{\min} = 0,15\%$  de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec A.

### 3ème cas : Section Partiellement Tendue

Si :  $(\sigma_d \text{ et } \sigma_g)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Armatures verticales (Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003) :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

- **Armatures horizontales (Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003) :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

### Règles communes (Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit : Globalement dans la section du voile : 0,15%

En zone courante : 0,10 % Armatures transversales

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

## Chapitre VI : Etude des portiques

- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement)
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

### 7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire, et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

• Les moments fléchissant et les efforts tranchants et normaux sont déjà calculés par le logiciel robot alors, on a procédé au calcul des sections de ferrailages par le robot aussi. On applique les paramètres de calcul suivants aux voiles

Le ferrailage vertical est nommé AX principale et le ferrailage horizontal est nommé AY perpendiculaire Les résultats sont présentes par cartographie

## Chapitre VI : Etude des portiques

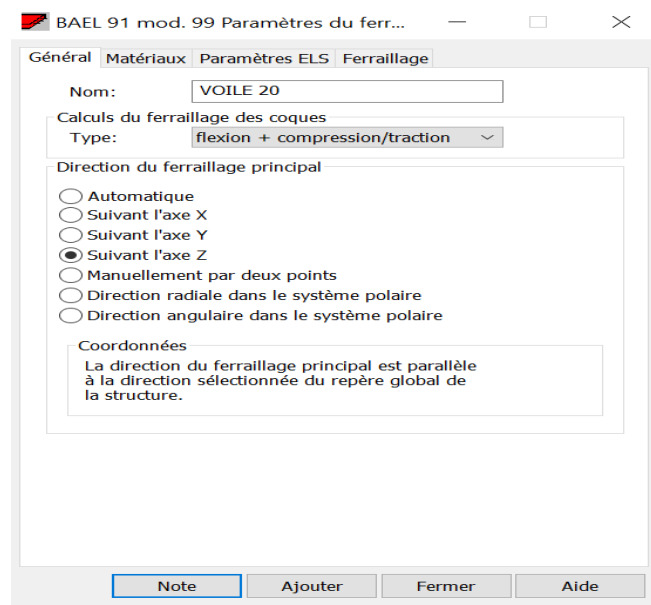


Figure.VI.3. Paramètres voile

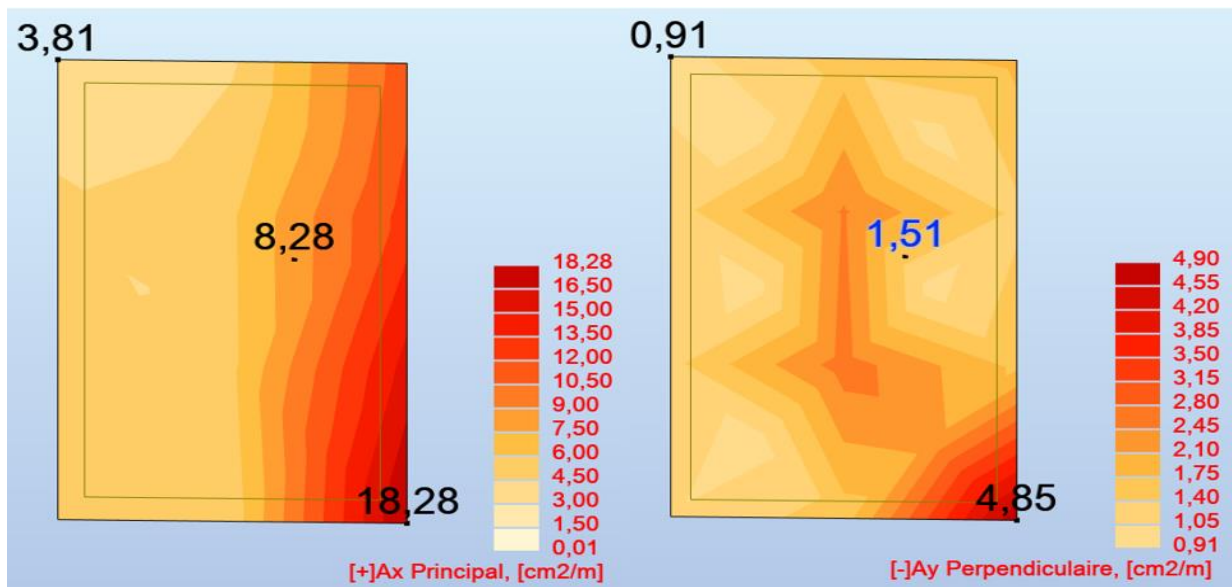


Figure.VI.3. Cartographie de ferrillage des voiles

<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>20</b>
<b>Ax(cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>18.28</b>
<b>Ay(cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>4.90</b>

Tableau. VI.4. Section des armatures des voiles

## **Chapitre V III**

### **Etude de l'infrastructure**

## **Chapitre : INFRASTRUCTURE**

### **6.1. Introduction**

La conception et la construction des fondations sont essentielles pour garantir la stabilité et la durabilité d'une structure. Dans ce chapitre, nous allons choisir le type de fondation le plus approprié, déterminer ses dimensions et estimer la quantité d'acier nécessaire.

Le choix des fondations dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, les charges à supporter et la forme de la structure. On distingue trois grandes catégories de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes.

Dans un premier temps, nous allons étudier les fondations superficielles, en particulier :

- Les semelles filantes
- Le radier général
- Les fondations profondes

### **6.2. Choix du type de fondation**

Nous nous concentrons sur le radier, qui est une dalle en béton armé coulée directement sur le sol, avec ou sans nervures. Il est souvent comparé à un plancher inversé en raison de son mode de fonctionnement.

#### **6.2.1. Avantage du radier**

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

##### **6.2.1.1. Pré dimensionnement**

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide. Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité
- Forfaitaire
- De non poinçonnement
- De non cisaillement

#### **Condition de rigidité**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ Et } L_e = \sqrt[4]{\left(\frac{4EI}{K \times B}\right)}$$

$L_e$  : longueur élastique du radier

$L_{\max}$  : longueur du panneau le plus sollicité = 4.85 m

E : module de Young =  $3.2 \cdot 10^6$  MPa

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol =  $15000 \text{ kN/m}^3$

B : largeur du panneau le plus sollicité = 3.05m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2 \times b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3.2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 3.05}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 100 \text{ cm}$$

### Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{4.85}{8} \leq h \leq \frac{4.85}{5} = 0.6m \leq h \leq 0.97 m$$

### Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité : :  $L_x=3.05m$  et  $L_y=4.85m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.05}{4.85} = 0.63 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ Et } T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

$$\frac{N}{Sb} = \frac{17510.45}{322.49} = 54.29 \text{ K}_n/m^2$$

$$\begin{cases} T_x = 73.34 \text{ K}_n/m \\ T_y = 55.19 \text{ K}_n/m \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 73.34 \text{ K}_n/m$$

Nous devons vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{73.34}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.033m$$

### Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0.045u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU)

$N_u = 5428,01 \text{ KN}$  localisé au voile

Uc : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier

$$Uc = 2 \times (a1 + b1) \text{ avec } \begin{cases} a1 = a + h \\ b1 = b + h \end{cases}$$

$$Uc = 9800 \text{ mm} = 9.8 \text{ m}$$

$$Nu = 5428,01 \text{ Kn} < 0.045 \times 9800 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7320.6 \text{ Kn}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

### 6.2.1.2. Caractéristiques du radier

$$h \text{ Radie} = 100 \text{ cm}$$

$$S = 322.49 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } Gr = \gamma_b \times h \times S = 25 \times 1 \times 322.49 = 8062.25 \text{ Kn}$$

### Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{sol} = 7,5 \text{ Mpa}$$

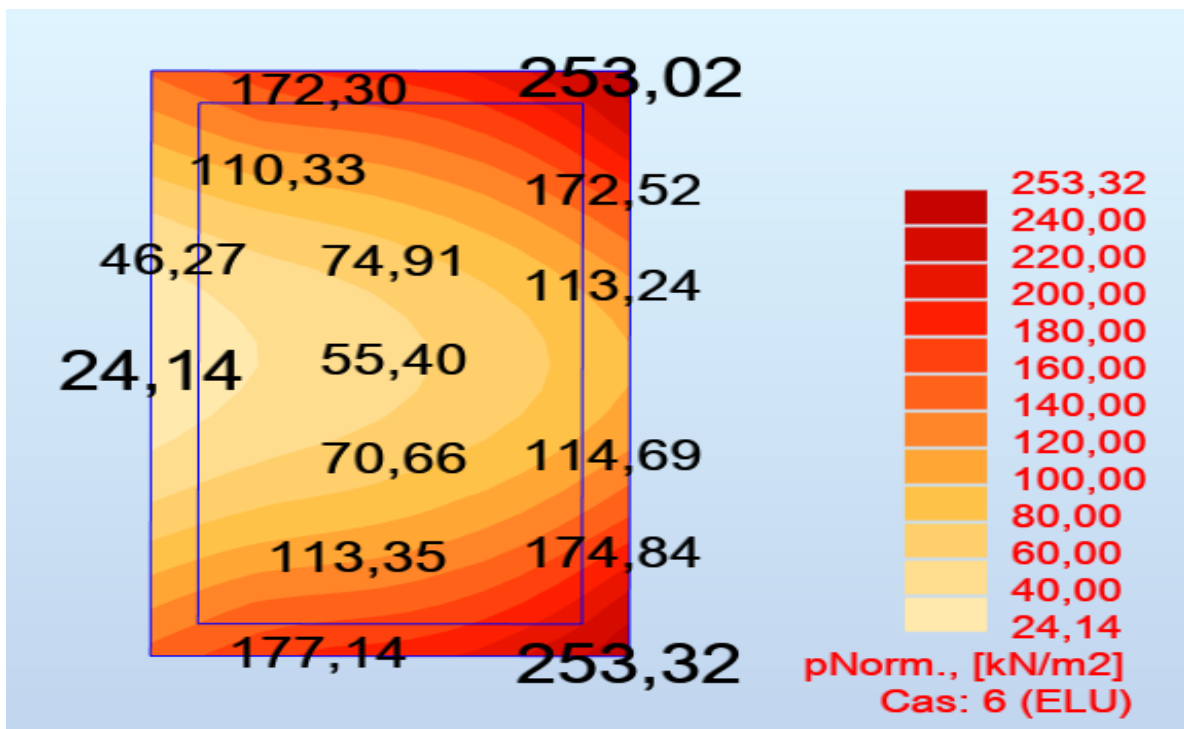


Figure 6-1 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2.53 + 0.24}{4} = 1.95 < 7.5$$

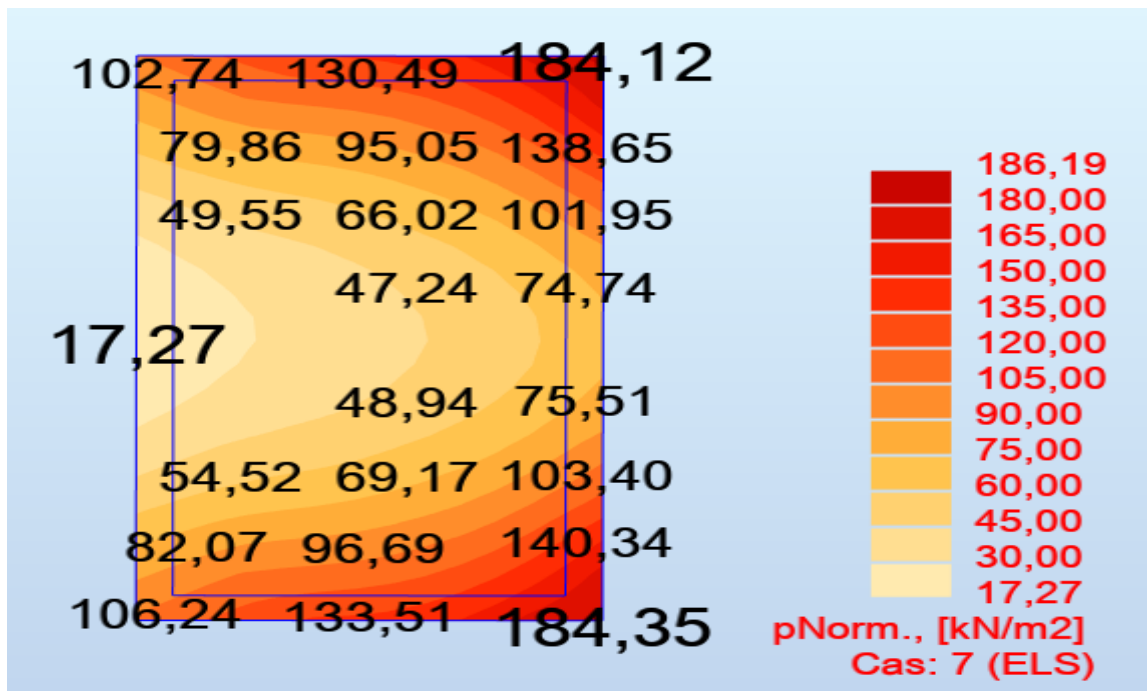


Figure 6-2 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 186 + 0,17}{4} = 1,44 < 7,5$$

### Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment

Z : profondeur d'ancrage

S : surface du radier

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

$$1,5 \times 322,49 \times 10 = 4837,35 \text{ KN}$$

$$P = 12967,93 \text{ KN} > 4837,35 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 6.2.1.3. Calcul du ferrailage du radier

$M < 0$  tend les fibres inférieures

Tableau 6-1 : récapitulatif moments Mxx

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-750	686.81	-600	506.17	-679.06	548.04

Tableau 6-2 : récapitulatif moments Myy

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-775	758.46	-562.50	550.58	-700	662.09

#### 6.2.1.4. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple par la méthode de cartographie. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT 2024 et les dimensions suivantes

B=100 cm

H=100 cm

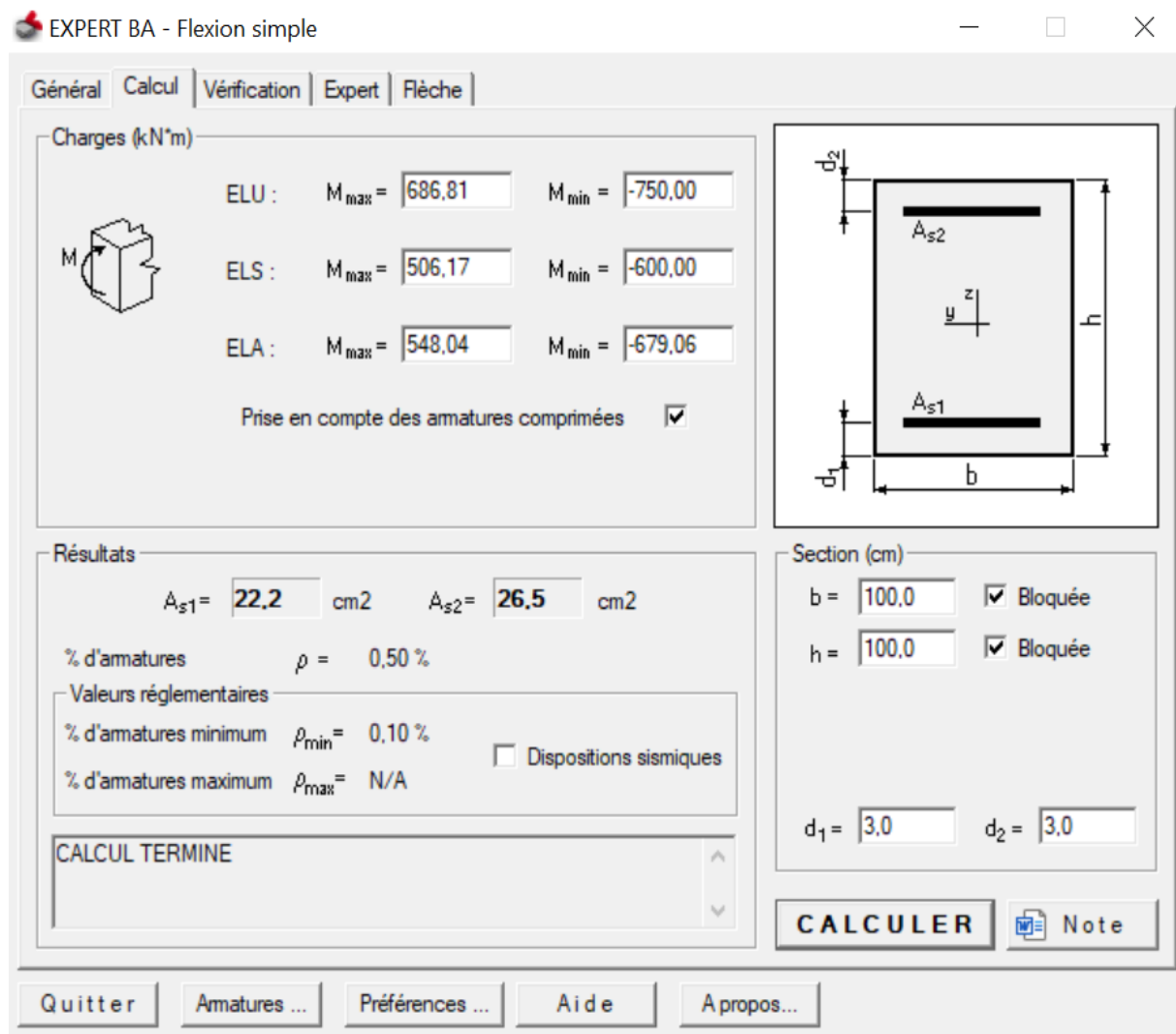


Figure 6-3 : Robot expert calcul les sections (X-X)

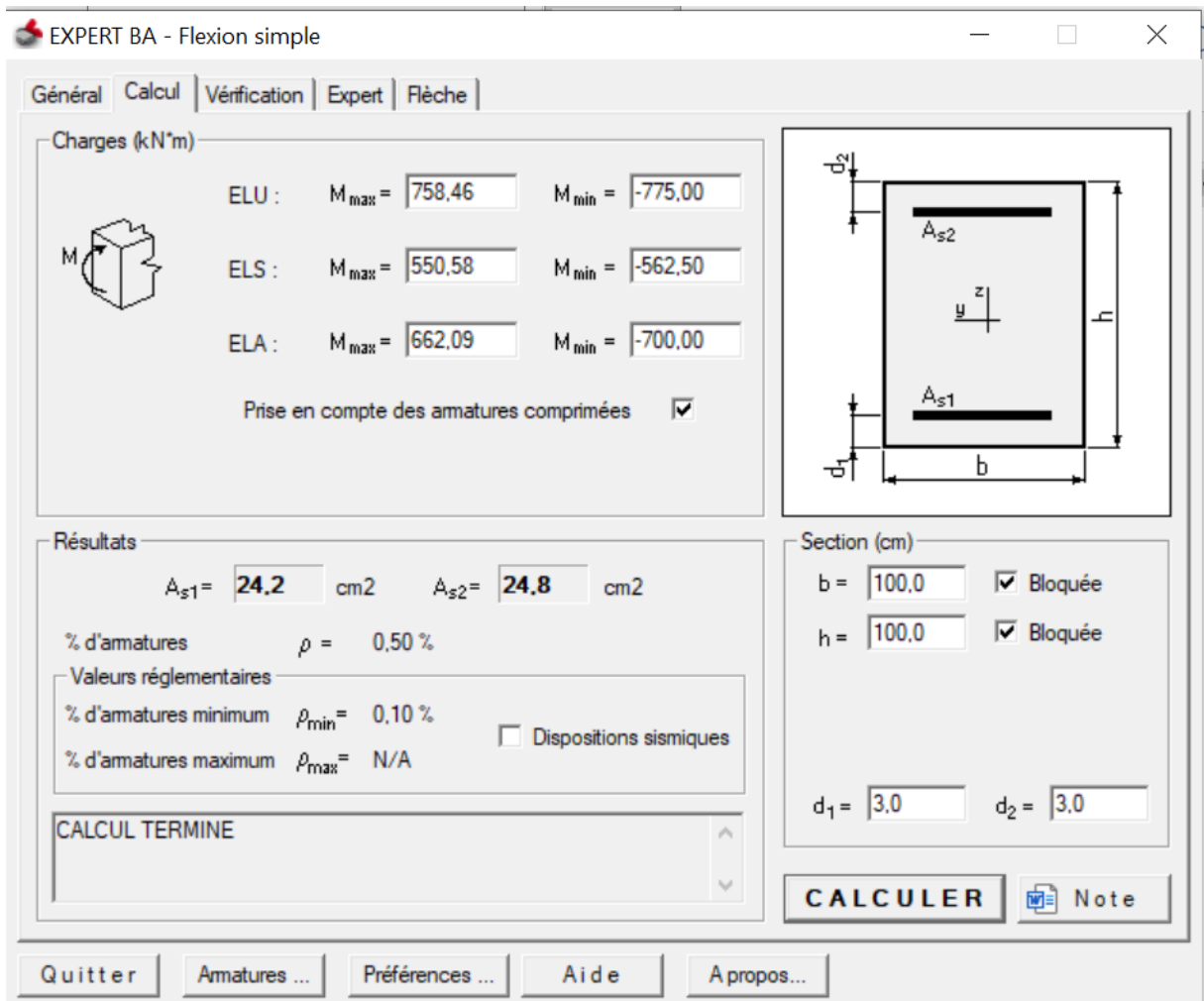


Figure 6-4 : Robot expert calcul les sections (Y-Y)

Tableau 6-3 : Choix des armatures de radier

		Acalc	Choix	A
Sens-X	Travée	22.2	8HA20	25.13
	Appui	26.5	9HA20	28.27
Sens-Y	Travée	24.2	8HA20	25.13
	Appui	24.8	8HA20	25.13

### Condition de non fragilité

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 100 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 9,66 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 9,66 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 28.27 \text{ cm}^2$$

### Vérification à L'ELS

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$p_1 = \frac{100 \times A}{bd} = 0.27$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}, \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ tirés du tableau}$$

		A	$\sigma_s$	$\sigma_b$	Vérification
Sens-Y	Appui	25.13	187.05	4,7	C.V.
	Travée	28.27	193.95	6.4	C.V.
Sens-Y	Appui	25.13	180.43	5.9	C.V.
	Travée	25.13	165,0	4.2	C.V.

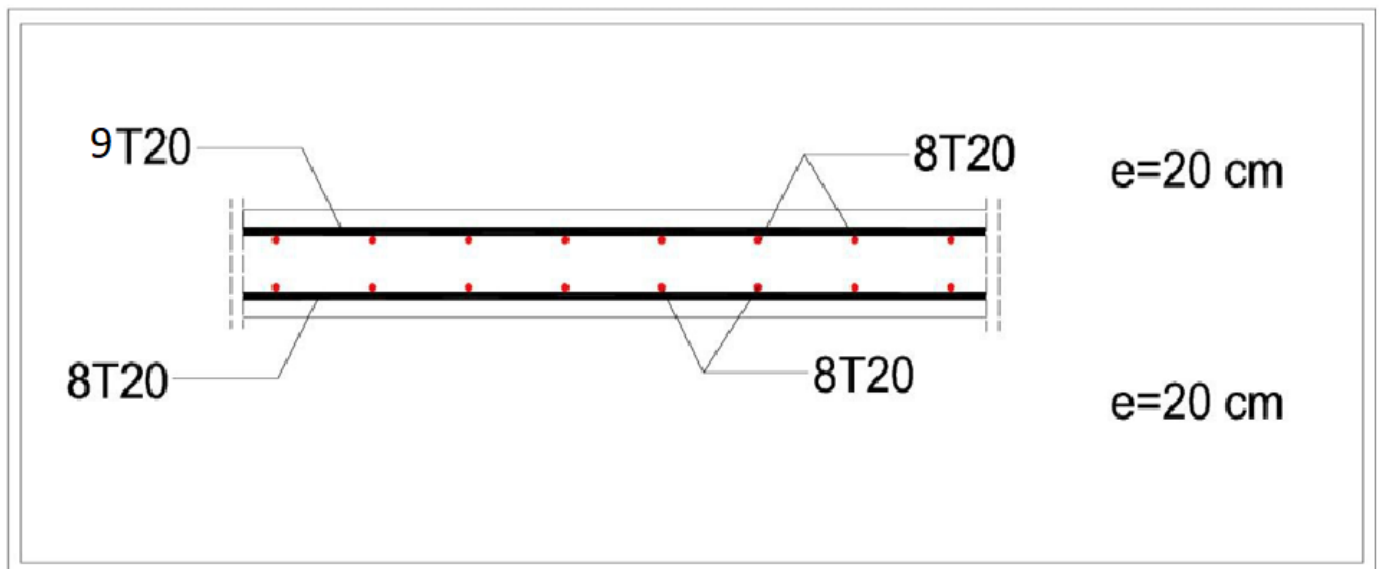


Fig. VII.3. Schéma du ferrailage de la dalle.



# *Conclusion générale*

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et de mettre en exécution nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements et les méthodes connues (**BAEL91 révisé 99, RPA 99 / version 2003**). Ces règlements et recommandations sont le fruit des travaux antérieurs basés sur l'expérience, L'expertise, la théorie et les recommandations des commissions de rédaction des codes.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- Une bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

# Annexe

## Annexe1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

**Annexe2**  
**Tableau des Armatures**  
 (en cm<sup>2</sup>)

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33