



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture



N° d'ordre: M.../GCA/2023

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

**Filière: Génie Civil**

**Spécialité: Structure**

### *Thème*

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation  
Et commercial)

**Présenté par:**

1. MANSOURI ISLAM

2. BENNACEUR AFIF

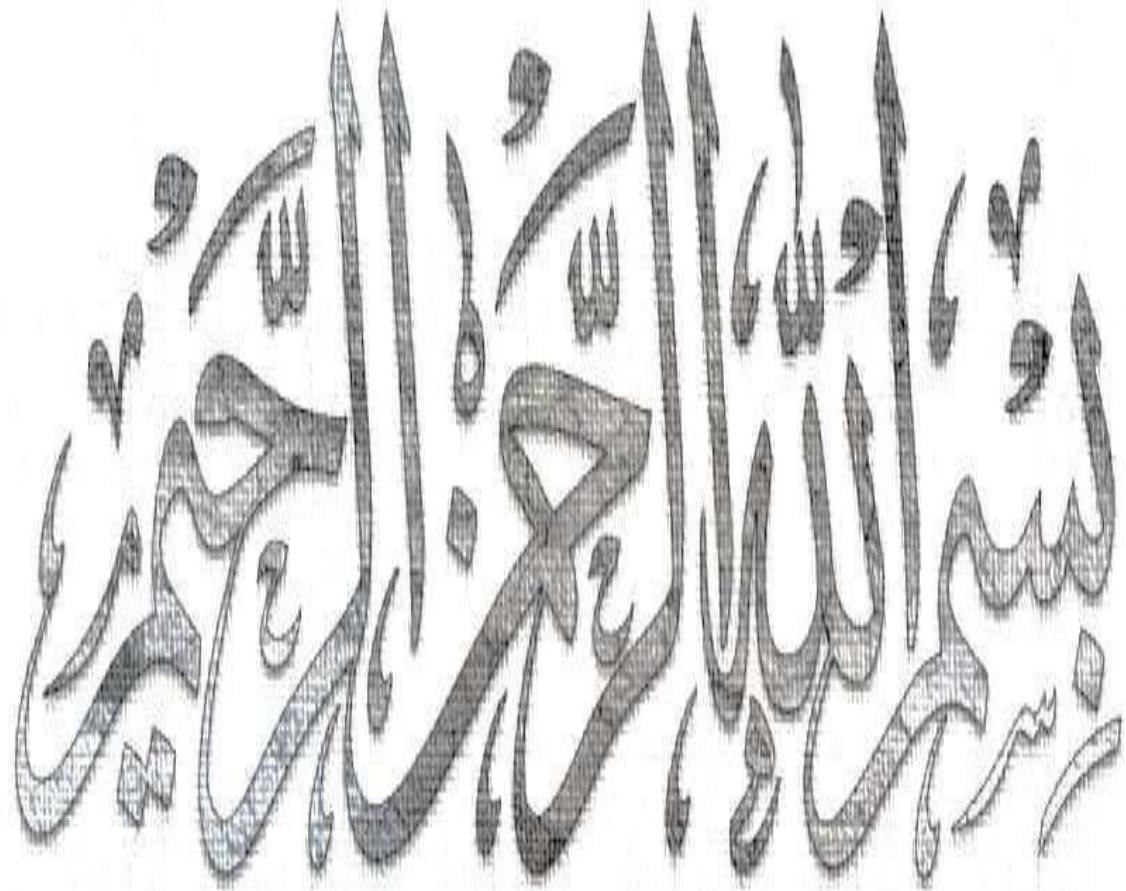
**Soutenu le 24/ 06/ 2025 devant le jury composé de:**

Président: Mr ZALMAT YACINE

Examineur: BELBACHIR NASSERINE

Encadrant: Mr BELGASMIA KHALIL

*Année Universitaire: 2024/ 2025*



***In the name of Allah. the Beneficent. the Merciful***

# ***Remerciements***

Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadrante Dr Belguesmia Khilil , pour son soutien inestimable, ses conseils avisés et sa bienveillance tout au long de la réalisation de ce projet.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à tous nos enseignants de Génie Civil de l'université de Abdelhamid Ibn Badis.

# Dédicace

*À mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma  
vie, symbole de tendresse.*

*À mon père et ma mère pour leurs amours et leurs sacrifices. Ils  
m'ont encouragé et soutenue tout au long de ce travail, j'espère  
que je vous rendrai fières d'avantage.*

*À mes sœurs et mon frère.*

*À mes proches et toute ma famille.*

*À mes amis.*

**AFIF**

*Je dédie ce modeste travail :*

*À 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.*

*À mes sœurs et mon frère.*

*À tous mes amis Bilal, Abed, Yacin, Karim, Siad, et*

*À tous mes camarades de classe*

*À mon encadrant bien sûr : « Dr Belguesmia Khalil » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienter dans l'élaboration de notre mémoire.*

*À toute la promotion de génie civil 2024/2025*

**ISLAM.**

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour en béton armé contreventée par des voiles de contreventement à usage multiple (Habitation, commercial) Constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée+ 8 étages, implantée dans la wilaya d'Oran(BIL ALGIR), zone de sismicité élevée (zone IIa).

Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments de la tour suivie par le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (les planchers ; l'acrotère ; les balcons et les escaliers).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été réalisée dans la troisième partie en utilisant « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 » afin de vérifier la stabilité de la structure et déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (Voiles, poteaux, poutres et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés** : Tour, béton armé ; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

# ***Abstract***

This project presents a detailed study of reinforced concrete Tower with shear walls. The tower has multi-use (habitational and commercial) and composed of a basement, a ground floor + 8 stories, implemented in the district of Oran. This study consists of four parts:

- **The first part:** is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the structure pre dimensioning and finally the computation of loads transmission from the upper structure to the lower structure.

- **The second part:** was devoted to secondary structural elements (e.g: Floors, parapet wall, balcony and the staircase).

- **The dynamic study of the structure:** was realized in the third part by using “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022” in order to verify the building stability and to determine the various solicitations due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

- **The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (walls, columns, beams and foundation). Taking into account the recommendations of BAEL91, modified 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

- **Keywords :** Tower, reinforced concrete ; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 modified 99

## المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج من الخرسانة المسلحة يحتوي على إطارات مدعمة بجدران القص. هذا البرج له استخدامات متعددة (سكنية. تجارية) و يتكون من طابق تحت ارضي و طابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق علوية ويقع في ولاية وهران التي تنصف كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط. اشتملت الدراسة على أربعة محاور

**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنائية، مع تحديد الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل العناصر المكونة لها.

**المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (البلاطات، الشرفات، الحواشي و الساللم).

**المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 من اجل التحقق من استقرار الهيكل و تحديد الأحمال المختلفة الناجمة عن الحمولات (الاحمال الدائمة و الاحمال التشغيلية و الزلزالية).

**المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (العوارض. الأعمدة، الجدران والأساسات) اعتمادا على RPA 99 / version 2003 BAEL 91 révisée 99

الكلمات المفتاحية: البرج، الخرسانة المسلحة، 2022 . Autodesk Robot Structural Analysis Professional . RPA 99 / version 2003 BAEL 91 révisée 99

# SOMMAIRE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction Générale	
<b>CHAPITRE I</b>	
Presentation du project .....	1
<b>I.1.</b> Introduction .....	1
<b>I.2.</b> Presentation de l'ouvrage .....	1
<b>I.3.</b> M Générale's .....	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> Lacier .....	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 principal .....	6
<b>II.2.2.</b> Poutre secondaries .....	7
<b>II.3.</b> Pré dimensionnements des planchers .....	7
<b>II.3.1.</b> % %	8
Plancher a corps creux .....	
<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 .....	
<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> Methode 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 elements secondaries .....	
<b>IV.1.</b> Etude de l' acroter .....	41
<b>IV.1.1.</b> Definition .....	41
<b>IV.1.2.</b> Calcul du ferrailage .....	41
<b>IV.1.3.</b> Determination des sollicitation's .....	42
<b>IV.1.4.</b> Determination 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 Balcon's .....	67
<b>IV.3.1.</b> Definition .....	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. Methode de calculus .....	73
V.4. Methode statique equivalence .....	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 modulization .....	74
V.5. Les forces sismiques E .....	76
V.5.1. Determination 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. Verification des déplacements .....	98
V.7.1. Verification des modes .....	99
V.8. Justification vis a 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 raider .....	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> Determinaton des sollicitations' .....	103
<b>VII.5</b> Ferrailage du raider .....	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 permanents 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 Secondaries	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 travel	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

---

---

# TE 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.
  - **∅** : Diamètre des armatures.
  - **φ** : Angle de frottement.
  - **Q** : Charge d'exploitation.
  - **γs** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
  - **γb** : Coefficient de sécurité dans le béton.
  - **σs** : Contrainte de traction de l'acier.
  - **σbc** : Contrainte de compression du béton.
  - **bc** : Contrainte de compression admissible du béton.
  - **τu** : Contrainte ultime de cisaillement.
  - **τ** : Contrainte tangentielle
  - **T** : L'effort de traction.
  - **β** : Coefficient de pondération.
  - **σsol** : Contrainte du sol.
  - **G** : Charge permanente.
  - **ε** : 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.
-

- 
- $\lambda$  : Élançement.
  - $E$  : Épaisseur.
  - $F$  : Force concentrée.
  - $f$  : Flèche.
  - $f$  : Flèche admissible.
  - $L$  : Longueur ou portée.
  - $LF$  : Longueur de flambement.
  - $d$  : Hauteur utile.
  - $Fe$  : Limite d'élasticité de l'acier.
  - $Mu$  : Moment à l'état limite ultime.
  - $Mser$  : Moment à l'état limite de service.
  - $MT$  : Moment en travée.
  - $Ma$  : Moment sur appuis.
  - $M0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
  - $I$  : Moment d'inertie
  - $Fi$  : Flèche due aux charges instantanées.
  - $Fv$  : Flèche due aux charges de longue durée.
  - $IFi$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
  - $IFv$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
  - $Eij$  : Module d'élasticité instantané.
  - $Evj$  : Module d'élasticité différé.
  - $Es$  : Module d'élasticité de l'acier.
  - $fc28$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
  - $ft28$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
  - $fcj$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
  - $\alpha$  : élançement 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 générale

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Le rôle de l'ingénieur en génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir, et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité, et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91), et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version (2003) sont utilisées dans ce projet, qui consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de dix niveau (RDC+9), et ce conformément aux règlements de construction algériens.

Ce mémoire est divisé en huit chapitres :

- Le premier chapitre est consacré pour présentation de l'ouvrage ;
- Le deuxième chapitre consiste au pré dimensionnement des éléments et desent des charges ;
- Le troisième chapitre l'étude des planchers ;
- Dans le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux ;
- Le cinquième chapitre est dédié pour l'étude sismique ;
- Le sixième chapitre traite l'étude des portiques ;
- Le septième chapitre concerne l'étude des voiles ;
- Le huit chapitre concerne l'étude des fondations ;

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

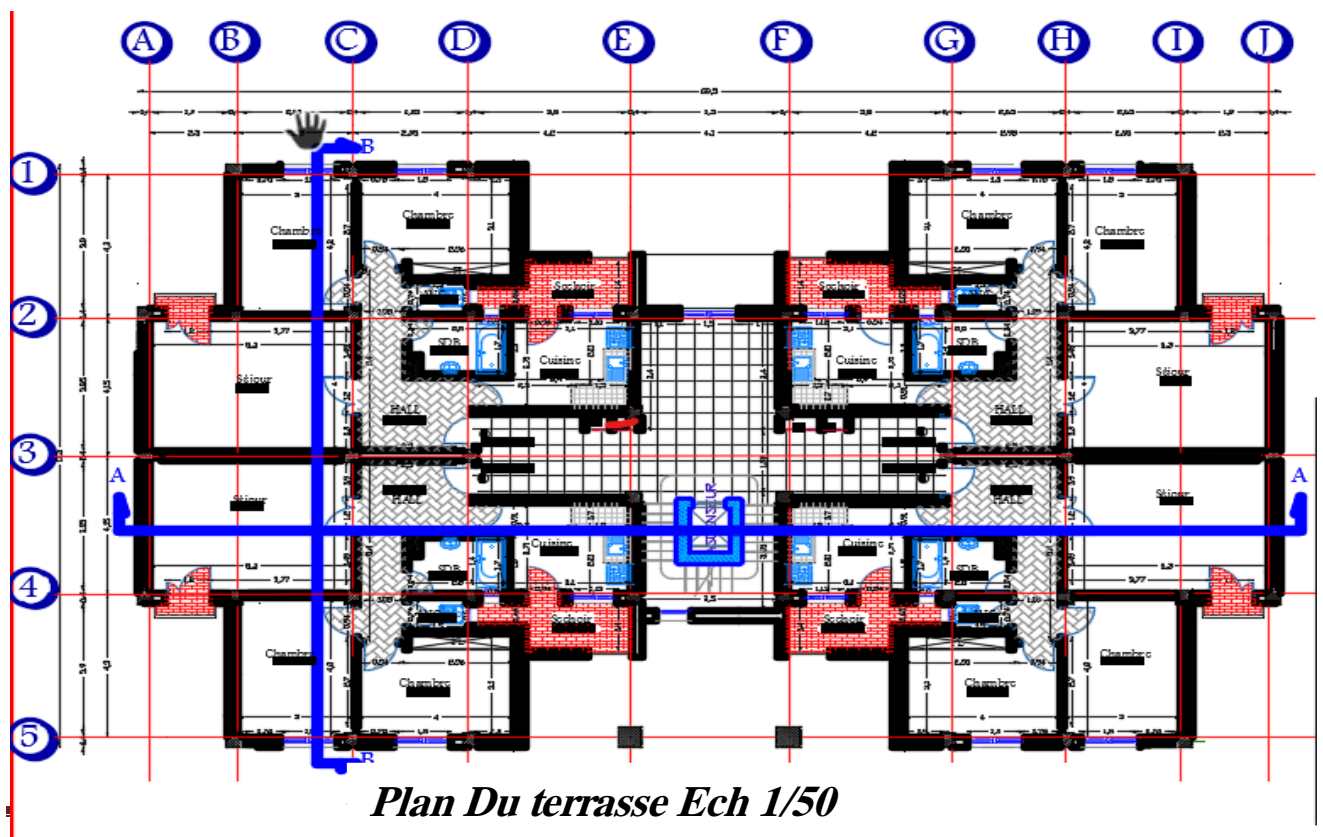
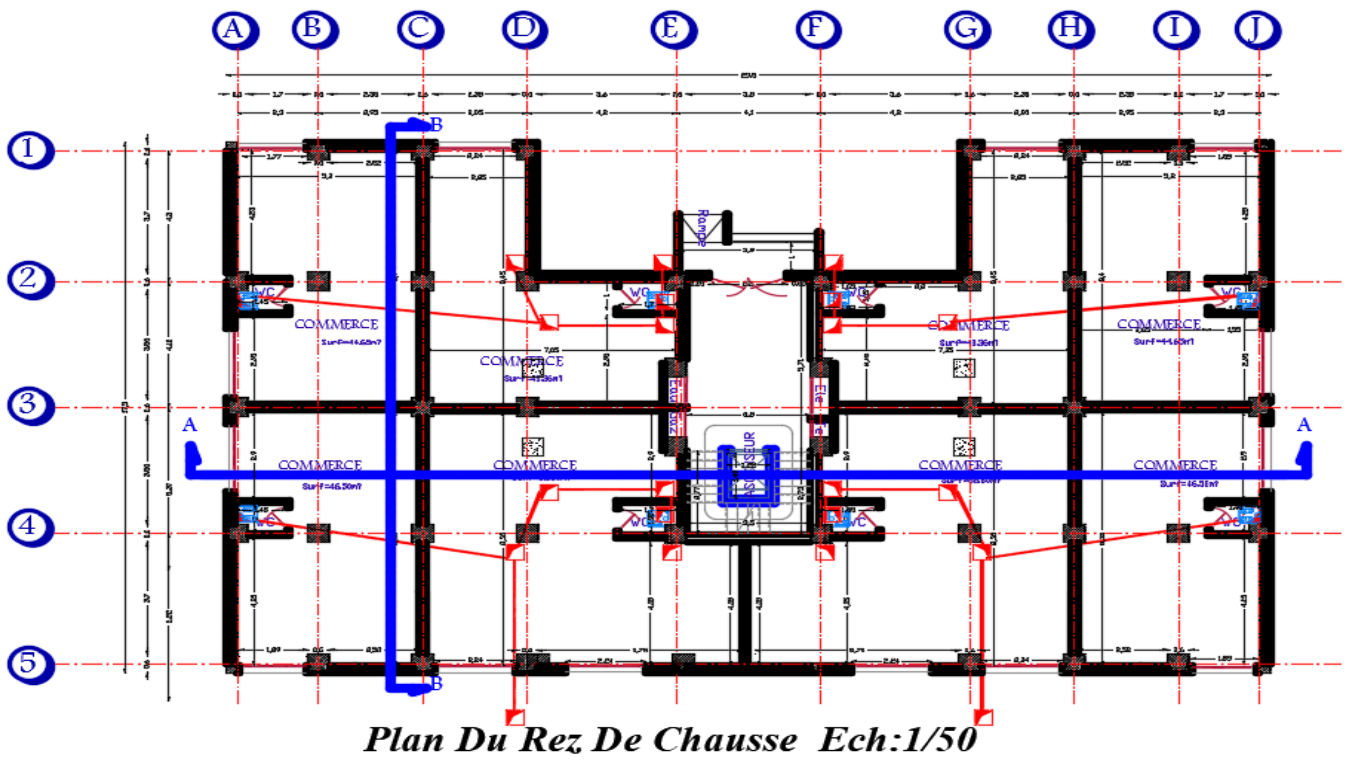


---

**Figure 1.1** : Vue sur la situation de site étudié.



## .1.2 Plan architecture



---

**Chapitre I :**  
**Présentation de l'ouvrage**

---

---

## **I.1- Introduction :**

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction est indispensable. c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## **I.2- Présentation de l'ouvrage :**

On propose dans ce projet, l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux), d'un bloc barre (R+8) à usage multiple (habitation et commercial) implanté dans la wilaya de «ORAN» Le terrain retenu pour recevoir le projet de 32 logements promotionnels + locaux commerciaux se situe à Quartier saint-jules-oran, dont la zone est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et qui appartient au groupe d'usage 2 vu que la hauteur totale ne dépasse pas les 30m, ce bâtiment est dans un site S3 (Site meuble) selon le RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- Un rez-de-chaussée plus 8 niveaux à usage d'habitation avec quatre logements (F3 et F4) par niveau ;

- terrasse inaccessible.

## **I.3- Caractéristiques générales :**

### **I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

a. Dimension en plan :

- Longueur en plan.....29.5 m

- Largeur en plan.....17.5 m

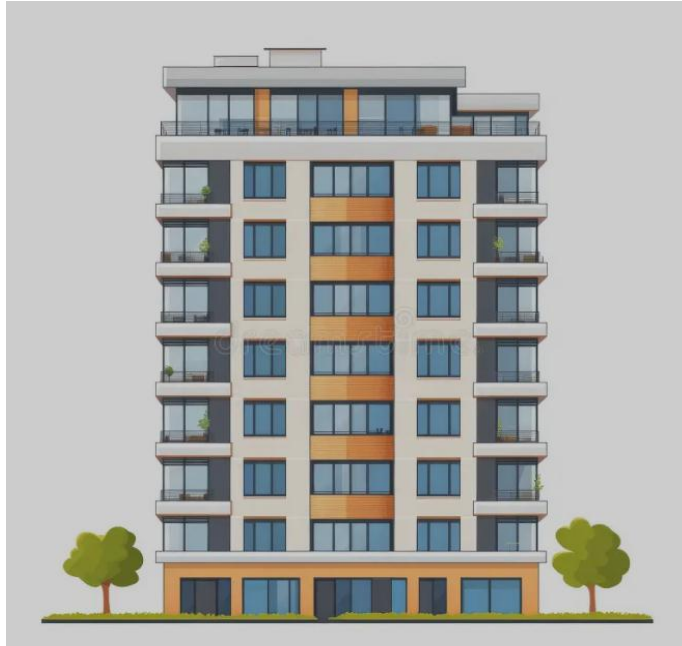
b. Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau de RDC est ..... 4.08 m

- la hauteur d'étage courant ..... 3.06 m

- la hauteur totale du bâtiment est.....29.16 m

---



**Figure I.2.** Vue en plan

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

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (Site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

- La contrainte admissible du sol: sol  $\sigma = 2.5$  bars
- L'absence d'une nappe phréatique

### **I.3.3- 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.4 Les différents éléments de la structure :**

#### **a) Le Contreventement :**

Le contreventement est assuré par un système mixte (portique + voile) suivant les deux sens (transversal et longitudinal).

#### **b) Maçonnerie :**

Le cloisonnement du bâtiment se fait en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, pour séparation entre les chambres et réserves pour les placards. Les murs extérieurs seront conçus en double cloison (15 + 10) cm avec une lame d'air de 5 cm qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.

#### **c) Les escaliers :**

L'escalier droit à deux volées avec un seul palier utilisé pour RDC et étage courant.

#### **d) L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en maçonnerie de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

---

---

**e) Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est de type 630 Kg pour 8 personnes.

**f) Les balcons :**

Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

**g) Les planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux et
- Plancher dalle pleine.

**g.1) Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé de 60 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé. Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- L'isolation phonique et thermique (confort) et
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

**2) plancher dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

**h) Les fondations :**

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**i) Système de coffrage :**

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

**J) Isolation :**

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

**I .5. Règlements utilisés :**

- **B.A.E.L 99 :**

Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble. La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service dans le cas d'une fissuration peu nuisible.

---

---

- **R.P.A 2003 :**

Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments. Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique.

- **DTR-B.C 2.2 :**

Charges permanentes et charges d'exploitation

- **CBA99 :**

Calcul des ouvrages en béton armé.

- **Logiciel utilisé :**

Afin de réaliser l'étude des portiques, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel « Robot2022 » et « Autocad 2022 ».

### **I.6- 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 ( $11.10^{-6}$  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 / m3) ;
- Sable .....400 litres / m3 (DS 0.5 mm) ;
- Gravier ..... 800 litres / m3 ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage ..... 160 à 180 litres / m3

### **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 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec :  $j \leq 28$  jours

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours  $< j < 60$  jours .....  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour  $j \geq 60$  jours.....  $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

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 :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$  (BAEL 91, art A.2.1,12) Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$  On aura donc pour :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

---

---

Pour :  $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$  ;  $f_{cj} =$

$f_{cj}^{2/3}$  Contraintes

limites de

compression:

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.})$$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

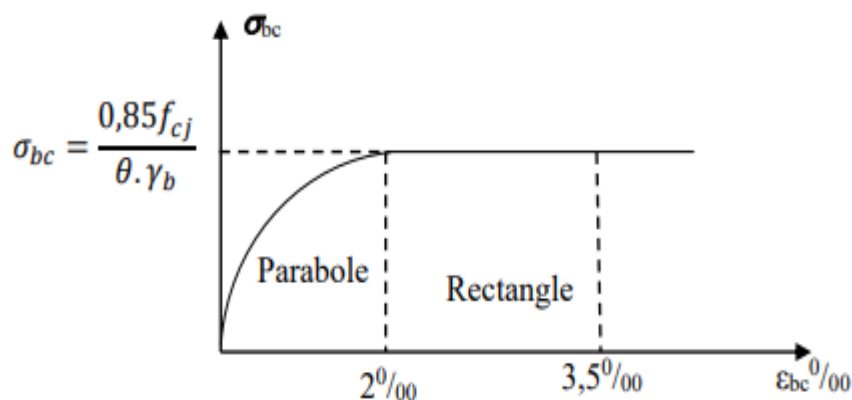
- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- $\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

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

$\theta = 0.9$  : si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a  $\sigma_{bc} = 14.2\text{ MPa}$



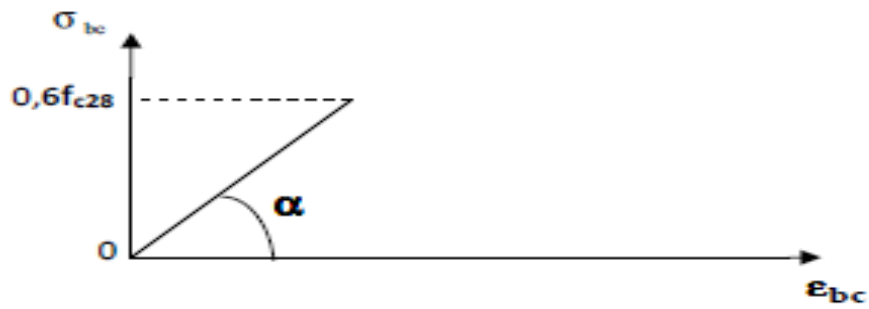
**Figure 1.2** : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

**A l'ELS :**

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5})$$

---



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

Figure 10.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

### 1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS:

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

#### 1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

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

#### 1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

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

$b_0$ : Largeur de la section cisillée.

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

#### 1.7.1.10. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m S'il n'est pas armé.

2500 daN/m S'il est armé.

### 1.7.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de

---

traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

---

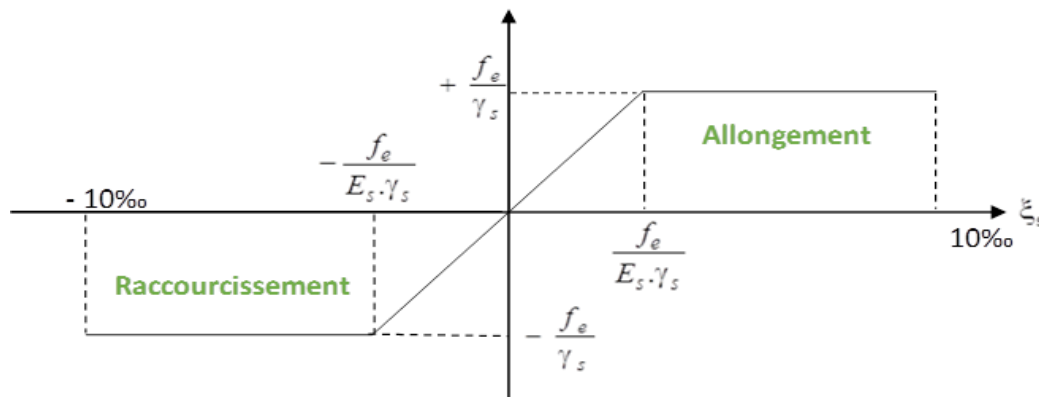
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210000 \text{ MPa}$

### 1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Aciers	Nuances	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE235	235	Emploi courant
Barres H.A	FeE400	400	Emploi courant
Treillis soudés en fils lisse	TLE520	520	Emploi courant

**Tableau 1.1 : Différents types d'acier.**

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :



**Figure 10.4 : Diagramme contrainte déformation.**

#### 1.7.2.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ . [BAEL91 /A.4.3.2]

$f_e$ : Résistance élastique d'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$  situation durable

$\gamma_s = 1$  situation accidentel.

#### 1.7.2.2.2. L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  limitation à  $f_e$  [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  [BAEL91/A.4.5,33]

c) 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.

## **1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**

### **1.8.1. Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  
1,35 G + 1,5 Q.

### **1.8.2. Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : G + Q

### **1.8.3. Etat limite accidentelle :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévoit des combinaisons d'action suivantes

G+Q ± E

0,8G ± E

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par G+Q± 1,2E.

**Avec :**

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : e = h-d avec d = h-e

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

- La résistance du béton à la traction est :  **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**

- Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : **H.A.  $f_e = 400 \text{ MPa}$**

- Transversales : on a choisi le : **R.L.  $f_e = 235 \text{ M}$**

---

---

**Chapitre II :**  
**Pré dimensionnement des**  
**éléments structuraux:**

---

---

## II- Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des différents éléments de la structure Avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et les Sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux +règlements dictes par le RPA 99 version 2003. le BAEL 91 et le 93. Les sections obtenues ne sont pas définitives. elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase de dimensionnement.

## Prédimensionnementdesdifférents éléments :

### II-1- II-1-1- Les poutres :

En construction. les poutres peuvent être de différents types de sections. Pour les bâtiments d'habitation. des sections régulières telles que rectangulaires ou carrées sont généralement adoptées. Le pré dimensionnement de ces poutres repose sur le critère suivant :

$$\begin{array}{l} \text{a) Condition de rigidité} \\ \text{b) Condition de RPA99 (2003) :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \\ h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

#### ❖ Poutres principale :

$$\begin{array}{l} L_{\max} = 4.3 \text{ m} \\ \left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{15} \leq h = 40\text{cm} \leq \frac{430}{10} \\ 0.4h \leq b = 30\text{cm} \leq 0.8h \\ \left\{ \begin{array}{l} 40 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \left(\frac{40}{30}\right) \leq 4 \end{array} \right. \end{array}$$

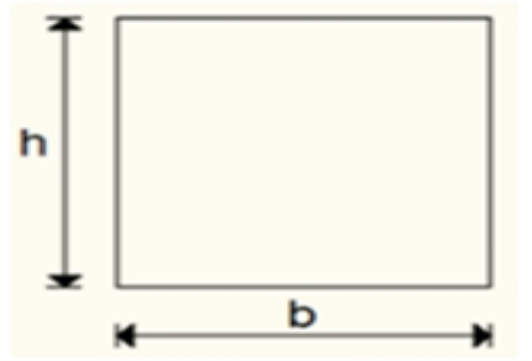
Dimensions des poutres principales choisies [P.P] (30 x 40) cm

#### ❖ Poutres secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{420}{15} \leq h = 35 \text{ cm} \leq \frac{420}{10} \\ 0.4h \leq b = 30 \text{ cm} \leq 0.8h \\ \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \left(\frac{35}{30}\right) \leq 4 \end{array} \right.$$

Dimensions des poutres secondaires ou chainage [P.S 1] (30 x 35) cm

---



**Fig.II.1**Sectiontransversaled'une poutre

Avec :

Lmax: Portée maximale de la poutre (cm) ;

b: Largeur de la poutre (la plus petite dimension de la section transversale) en (cm) ; ht: Hauteur de la poutre (la plus grande dimension de la section transversale) en (cm)

→ **Vérification selon le RPA99. V2003 :**

Les dimensions de la poutre doivent respecter l'article 7.5.1 / RPA 99. V2003

---

Suivant :

**Tableau II.2 :** Dimensions des sections des poutre

Types de poutres	Sens	Lmax [cm]	Lmax	Lmax	b [cm]	h [cm]	$\frac{h}{b}$	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
			15	10				
<b>Poutre principal (PP)</b>	Y-Y	430	28.66	37	30	40	1.33	30×40
<b>Poutre secondaires (PS)</b>	X-X	420	28	36	30	35	1.16	30×35

## II.2- Pré- Dimensionnement des planchers :

### II.2.1- Plancher à corps creux :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

Planchers à corps-creux :

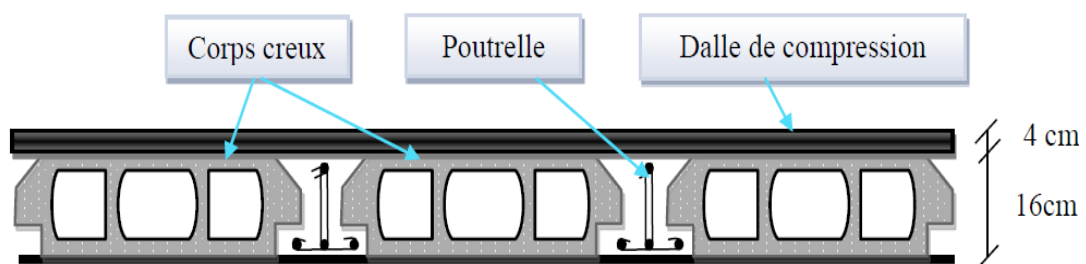
L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

#### A- la condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$h$  : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L_x$  : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles (Voir .fig.II.2)



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

#### ❖ Résistance :

La résistance est normalement assurée dans le domaine d'utilisation planchers, conformément aux règlements en vigueur.

#### ❖ Isolation thermique :

Le procédé est au-delà des exigences minimales fixées par la réglementation.

Thermique en vigueur, selon le DTR C3.2 (règles de calcul des déperditions calorifiques) et le

---

DTR C3.4 (règles de calcul des apports calorifiques).

❖ Isolation acoustique :

Les performances du produit sont vérifiées en fonction des exigences du DTR C3.11 (isolation acoustique des parois aux bruits aériens – Règles de calcul) l'isolation acoustique au bruit d'impact est supérieure à celle d'une dalle traditionnelle en corps creux en aggro-béton.

❖ Résistance au feu :

- E = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu ;
- E= 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu et
- E=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

❖ Isolation phonique :

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

❖ Résistance à la flexion :

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec :**

$L_{\max}$ : Longueur entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère.

---

On a:  $L_{max} = (420-60) \text{ cm} = 360 \text{ cm}$   $L = 360 \text{ cm}$

On a  $L_x = 3.60 \text{ m}$

$h t \geq 360/22.5$  Donc  $h t \geq 16 \text{ cm}$  On prend

:  $h t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$  Épaisseur de la table de compression.  $h_t =$

$16 \text{ cm}$  Épaisseur du corps creux

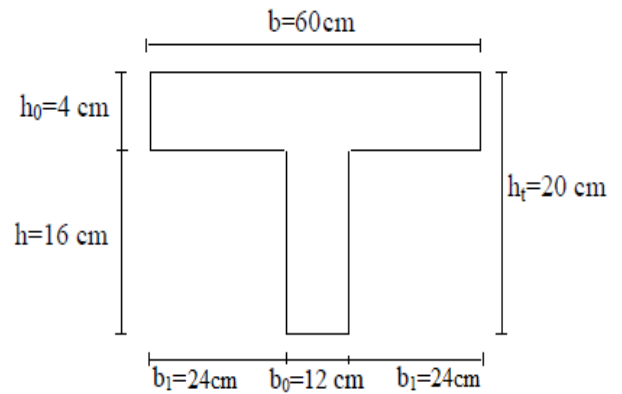
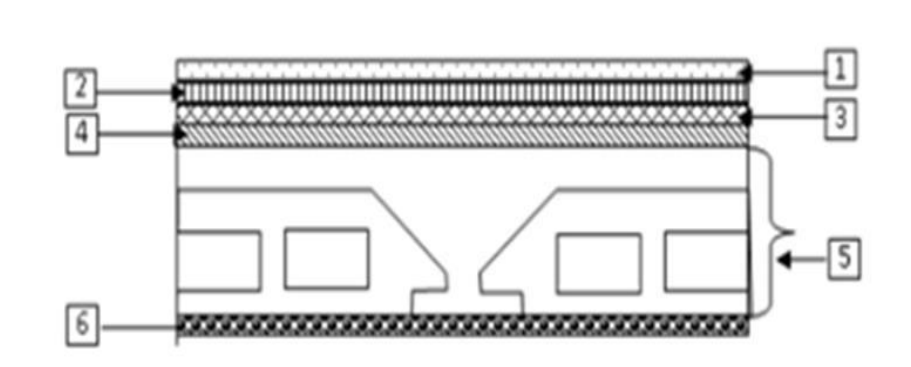


Figure.II 1: Schéma d'une poutrelle

### II.3- Descente de charges :

#### II.3.1-plancher terrasse inaccessible :

Figure. II.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible



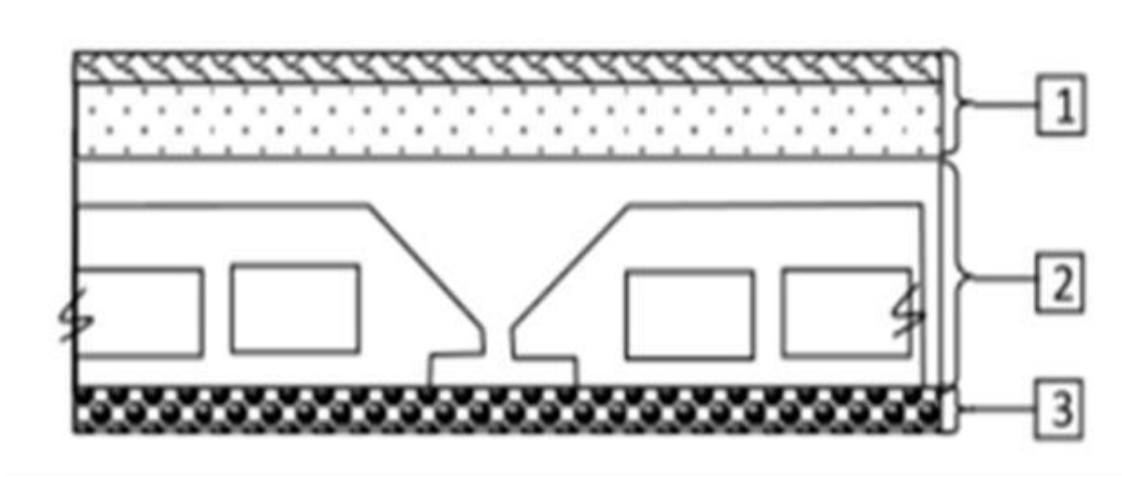
#### ➤ Charges permanentes :

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep m	G (KN /m <sup>2</sup> )
1-Protection gravillon	20	4	0.8
2- Étanchéité multicouche (ep 2 cm) (FEUTRE 36 S AC)	12	2	0.12
3- Forme de pente (ep moy 10 cm)	20	6	1.2
4- Isolation thermique (ep 4 cm)	5	4	0.16
5- Dalle en corps creux (16+4)		2	2.8
6- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0.1
<b>Totale:</b>			<b>5.18K</b>
			<b>N/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes :  $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible :  $Q = 1.00 \text{ KN/m}$

### II.3.2- Plancher étage courant :



**Figure. II.4 :** Coupe transversale du plancher étage courant

**TABLAU .Charges permanentes :**

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Dalle de sol	20	2	0.4
2- Mortier de pose 1 cm	20	1	0.2
3- Chappe de béton	20	2	0.4
4- Enduit plater (ep 1 cm)	10	1	0.1
5- Dalle en corps creux (16+4)			2.8
6- Cloisons intérieures			1
<b>Total :</b>			<b>4.90KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes: **G = 4.90KN/m<sup>2</sup>**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage de commercial **Q = 5 KN/m<sup>2</sup>**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau II.3 :** Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

---

Charge s	Destinations	G	Q	Qu	Qs	Band e (b)	qu	qs
Niveau		[KN /m2]	[KN/ m 2]	[KN/m2]	[KN/m 2]	[m]	[KN/m ]	[KN/ mL]
<b>Terrasse</b>	Inaccessible	5.180	1	8.493	6.18	0.6	5.096	3.708
<b>1<sup>ère</sup>-8<sup>ème</sup></b>	Habitation	<b>4.90</b>	1.5	8.865	6.40	0.6	5.319	3.840

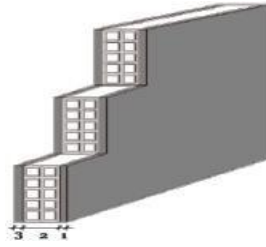
Etage								
<b>RDC</b>	Commercial	6.58	5.00	15.46	10.9	0.6	9.276	6.54

---

---

**b. Maçonnerie :**

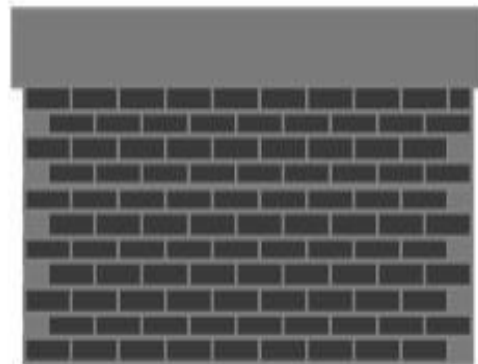
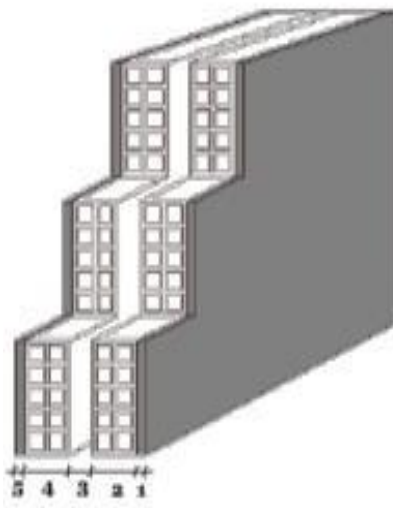
**b.1. Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :**



**Figure.II.5 :** Schéma du mur extérieur.

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement de ciment (2 cm)	18	0.02	0.36
2. Brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.9
3. polystyrene (5 cm)	21	0.05	0.11
4. Brique creuse (15 cm)	9	0.15	1.35
5. Enduit ciment (2 cm)	18	0.02	0.36
			<b>G = 3.08 KN/m<sup>2</sup></b>

**b.2. Murs intérieur :**



**Figure.II.6 :** Schéma du mur intérieur.

---

Matériaux	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement de ciment (2 cm)	18	0.02	0.36
2. Brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.9
3. Enduit ciment (2 cm)	18	0.02	0.36
			<b>G = 1.62 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.4- 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.

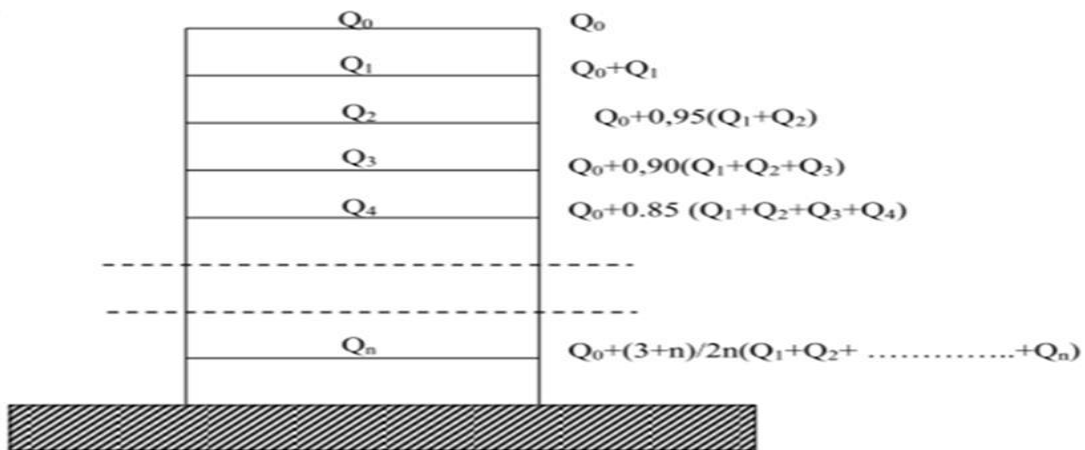


Figure. II.7: Schéma de la loi de dégression

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

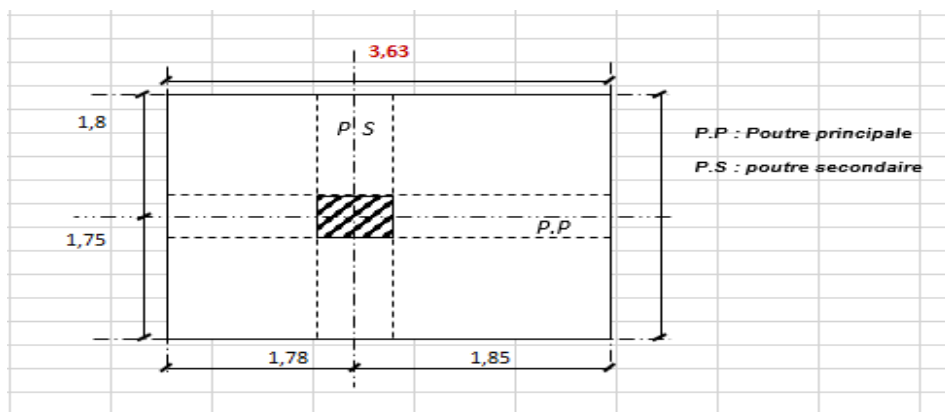


Figure. II.8: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :



**Figure. II.9:** Schéma représentatif d'un étage courant.

$Min(a; b) \geq 25\text{cm}$ ..... zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} Min(a; b) \geq \frac{h e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

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

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

$B_r$  : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

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

La résistance du béton comprimé

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

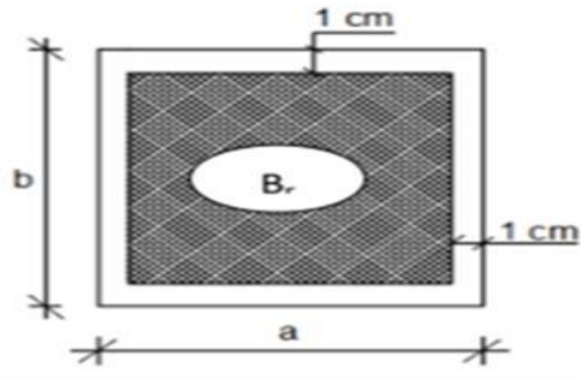
Contrainte d'acier :

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

**Pour :**

$$\lambda \leq 35 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2}\right)} = \frac{0,85}{\beta}$$

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



**Figure. II.10** : Section réduite du béton

L'effort normal résistant ultime :

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

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

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s 1,15$ ;

$f_e$ : nuance de l'acier  $f_e = 400$  MPa ;

A : section d'armature longitudinale et

$\alpha$  : coefficient dépend l'élanement.

Avec ces correctifs. l'effort normal résistant ultime

**LA formule général**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On prend :

$$\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$$

**Suivant les règles BAEL 91 :**

pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre

$$\lambda \leq 35$$

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

---

En introduisant les valeurs dans l'inégalité :

$$B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \frac{0,8}{100} \times \frac{400}{1,15} \right]} = 0,066 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,066 \times N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

D'après le critère de résistance on a

$$p_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

$N_g$ : Effort normal dus aux charges permanentes.

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

$$N_u = 1 \times p_u$$

- **D'après les règles BAEL91 :**

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre :  
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]**

$l_f$  : 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.4 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation**

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 8eme etage	5.18	1
Haut 7ème étage	4.9	1.5
Haut 6ème étage	4.9	1.5
Haut 5ème étage	4.9	1.5
Haut 4ème étage	4.9	1.5
Haut 3ème étage	4.9	1.5
Haut 2ème étage	4.9	1.5
Haut 1ème étage	4.9	1.5
RDC	6.58	5.0

**Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des cumules des charges permanents et des surcharges d'exploitat**

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 8 eme etage	5.18	1
Haut 7ème étage	10.08	2.5
Haut 6ème étage	14.98	4
Haut 5ème étage	19.88	5.5
Haut 4ème étage	24.78	7
Haut 3ème étage	29.68	8.5
Haut 2ème étage	34.58	10
Haut 1ème étage	39.48	11.5
Haut RDC	44.38	13

---

---

❖ **exemple de calcul :**

\* **La surface afférente est :**

$$S_{\text{aff}} = 3.63 \times 3.55 = 12.89 \text{ m}^2.$$

\* **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.186 \text{ KN/mL}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.50 \text{ KN/ML}$$

\* **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{\text{aff}} = (3.55/2 + 3.55/2) = 3.55 \text{ m}$$

\* **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{\text{aff}} = (3.63/2 + 3.63/2) = 3.63 \text{ m}$$

\* **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(p_p) + p_s \times L_{\text{af}}(p_s) = (3.375 \times 3.55) + (2.625 \times 3.63) ; P_t = 21.51 \text{ KN}$$

$$N_P = 1.35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n=9(\text{Nombre de plancher})$$

$$N_P = 1.35 \times 21.51 \times 9 \Rightarrow N_P = 261.346 \text{ KN}$$

\* **z\*Poids propre des planchers :**

$$G_{\text{cumulé}} = 44.38 \text{ KN/m}^2 \text{ P}$$

$$\text{cumulé} = 13 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 44.38) + (1.5 \times 13)] \times 21.51 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 1708.17 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1.15 \times (1708.17 + 261.340)$$

$$\Rightarrow N_u = 2264.936 \text{ KN}$$

\*La section réduite de béton :  $Br \geq 0.661369 \times N_u$

$$Br \geq 0.6613690 \times 1497.959 = 990.707 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 990.707 \text{ cm}^2$$

---

---

**\*Pérennant une section carré pour le poteau :**

$$Br = (a - 2)^2 \geq \sqrt{990.707 + 2} \Rightarrow a=b= 33.48\text{cm}$$

Donc on choisit (50X(50) cm<sup>2</sup> pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

**\*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)
  - $\text{Min} (a ; b) \geq \frac{408}{20} = 20.4\text{cm}$
  - $0.25 < \frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad \Rightarrow$  Conditions vérifiées

**❖ 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]

---

$$2500$$

---

→ le pré-dimensionnement est acceptable

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm} \quad L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>ulong</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3.06	haut 8 <sup>eme</sup> etage	5.18	1	16.539	10.935		0.000	110.987	138.461	101.111	91.767	11.580	30	11.611	24.735
3.06	haut 7 <sup>eme</sup> etage	10.08	2.5	33.078	21.870		7.928	226.834	289.711	210.970	192.010	15.857	30	16.772	24.735
3.06	haut 6 <sup>eme</sup> etage	14.98	4	49.618	32.805		15.856	342.682	440.960	320.829	292.253	19.095	35	20.683	21.201
3.06	haut 5 <sup>eme</sup> etage	19.88	5.5	66.157	43.740		26.646	458.530	595.073	432.809	394.394	21.859	35	24.022	21.201
3.06	haut 4 <sup>eme</sup> etage	24.78	7	82.696	54.675		37.437	574.378	749.186	544.789	496.534	24.283	40	26.952	18.551
3.06	haut 3 <sup>eme</sup> etage	29.68	8.5	99.235	65.610		51.531	690.226	906.602	659.215	600.864	26.513	40	29.647	18.551
3.06	haut 2 <sup>eme</sup> etage	34.58	10	115.774	76.545		65.625	806.073	1064.018	773.641	705.194	28.555	45	32.117	16.490
3.06	haut 1 <sup>eme</sup> etage	39.48	11.5	132.314	87.480		83.463	921.921	1225.178	890.841	812.005	30.496	45	34.464	16.490
3.06	haut rdc	44.38	13	148.853	98.415		101.301	1037.769	1386.337	1008.041	918.816	32.312	50	36.661	14.841
2.5	haut Avant poteau	44.38	13	148.853	98.415	27.002	123.323	1037.769	1435.361	1044.354	951.307	32.843	50	37.316	12.125
	haut semelle	44.38	13	148.853	98.415	27.002	140.619	1037.769	1452.658	1057.167					

## 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 :

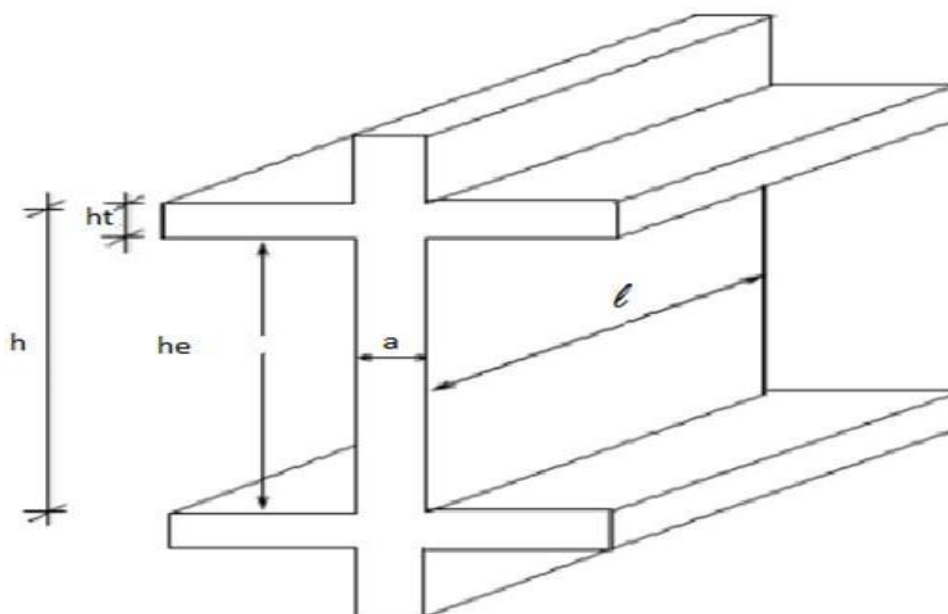


Fig. II.11: Coupe sur voile en élévation

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

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à

L'article (7.7.1 de RPA99)  $e_{min}=15cm$

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

$$\rightarrow h_e = h - h_d$$

$h$  : Hauteur d'étage

$h_d$  : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{408-20}{20} = 19.4 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{306-20}{20} = 14.3 \text{ cm}$

On prendra :  $e = 20 \text{ cm}$

## II.5 Les escaliers :

Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur paliers coulés en place. la jonction palier-volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

- Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution et
- Utilisation immédiate de l'escalier.

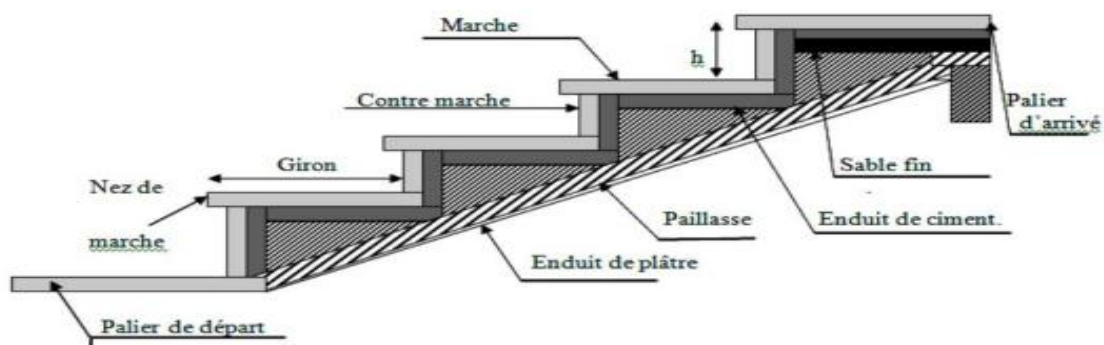


Figure.II 2 : Schéma de l'escalier

Pour déterminer  $h$  on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

- Hauteur de RDC ( $H = 4.08 \text{ m}$ ).

$$H = 4.08 \text{ m} \rightarrow \frac{H}{2} = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} \rightarrow \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches} \rightarrow n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

- Hauteur étage courant ( $H = 3.06 \text{ m}$ )

$$H = 3.06 \rightarrow \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} \rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} \rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

### Volée $N_1$ :

$n = 8 \text{ marches. } h = 17 \text{ cm. } G = 30 \text{ cm. } H = 3.06 \text{ m.}$

$59 \leq g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

❖ **Détermination des charges :**

**Paillasse**

Revêtement horizontal	1.2
-----------------------	-----

**Tableau.II. 1 : Evaluation des charges du paillasse**

revêtement vertical	0.680
Pp des marches	1.87
Pp de la paillasse	3.448
Enduit au ciment	0.36
	$G=7.55 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
	$Q=2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

• **Palier**

Revêtement horizontal	1.14
-----------------------	------

**Tableau.II. 2: Évaluation des charges du palier.**

Pp du palier	3.0
Enduit au ciment	0.36
	$G=4.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
	$Q=2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

**II.6 Balcons :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m

$$e \geq 12 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

On prend  $e = 20 \text{ cm}$ .

**Tableau.II. 3: Évaluation des charges du balcon**

carrelage	0.44
Mortier de pose	0.54
Sable fin	0.54
Dalle pleine	3.75
Enduit au ciment	0.36

$G=5.6 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
$Q=3.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

### II.2.2 Planchers à dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- ❖ De résistance à la flexion :
  - 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.
  - 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- ❖ D'isolation acoustique :  $\geq 16 \text{ cm}$ .
- ❖ De rigidité ou limitation de la flèche  $\leq 1/500$ .
- ❖ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

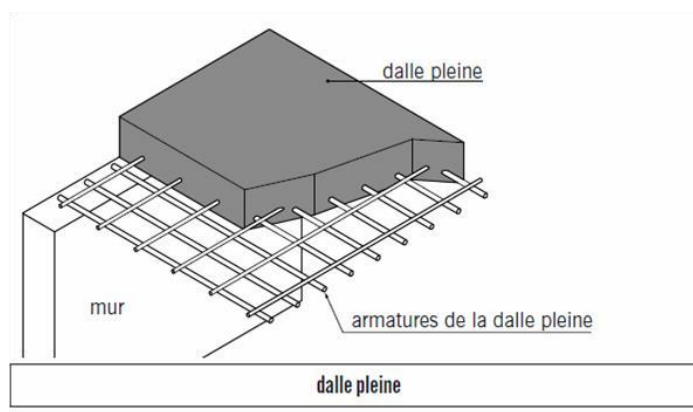


Figure.II 3: Schéma d'une poutrelle

- Condition de la flèche

$$\begin{cases} l_x = 420 \text{ cm} \\ l_y = 537 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{537} = 0.8 \dots \dots \dots 0.4 \leq \rho \leq 1. \text{ Dalle porte dans les deux sens}$$

**Choix final** : la hauteur de la dalle qui satisfait toutes les conditions est  $h=16 \text{ cm}$

$E=15$

- 
- Charges permanentes:  $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$
  - Surcharge d'exploitation : Locaux à usage de commercial  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau.II.6:** Dimensions de sections des poteaux et verification de la condition de RPA99 et de flambement.

Étages	Poutre principale		Poutre secondaire		N <sub>u</sub> [daN]	B <sub>r</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Poteau	Condition de RPA 99				Condition du Flambement					
	L <sub>ap</sub> [m]	N <sub>p</sub> [daN]	L <sub>ap</sub> [m]	N <sub>ps</sub> [daN]				a = b [cm]	Min(a;b) ≥ 25cm	Min (a;b) ≥ 1/20	1/4 < a/b < 4	L <sub>0</sub> [cm]	L <sub>r</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [m <sup>2</sup> ]	i (cm)	λ ≥ 35
8 eme etage	3.55	<b>16.539</b>	3.63	<b>10.935</b>	<b>138.461</b>	<b>91.767</b>	30	Min (a;b) = 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	341718.8	2025	12.99	16.49	< 35
7ème Étage	3.55	<b>33.078</b>	3.63	<b>21.870</b>	<b>289.711</b>	<b>192.010</b>	30	Min (a;b) = 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	341718.8	2025	12.99	16.49	< 35
6ème Étage	3.55	<b>49.618</b>	3.63	<b>32.805</b>	<b>440.960</b>	<b>292.253</b>	35	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	341718.8	2025	12.99	16.49	< 35
5ème Étage	3.55	<b>66.157</b>	3.63	<b>43.740</b>	<b>595.073</b>	<b>394.394</b>	35	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	341718.8	2025	12.99	16.49	< 35
4ème Étage	3.55	<b>82.696</b>	3.63	<b>54.675</b>	<b>749.186</b>	<b>496.534</b>	40	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	520833.3	2500	14.43	14.84	< 35
3ème Étage	3.55	<b>99.235</b>	3.63	<b>65.610</b>	<b>906.602</b>	<b>600.864</b>	40	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	520833.3	2500	14.43	14.84	< 35
2ème Étage	3.55	<b>115.774</b>	3.63	<b>76.545</b>	<b>1064.018</b>	<b>705.194</b>	45	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	520833.3	2500	14.43	14.84	< 35
1ème Étage	3.55	<b>132.314</b>	3.63	<b>87.480</b>	<b>1225.178</b>	<b>812.005</b>	45	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	306	214.2	520833.3	2500	14.43	14.84	< 35
RDC	3.55	<b>148.853</b>	3.63	<b>98.415</b>	<b>1386.337</b>	<b>918.816</b>	50	Min (a;b) > 25	Min (a;b) > 15.30	1/4 < a/b < 4	408	285.6	762552.1	3025	15.88	13.49	< 35

Verifier

Vérifié



### III.1. La dalle en corps creux :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 55) \text{cm}^3$ . avec une dalle de compression de  $4 \text{cm}$  d'épaisseur. Pour les planchers à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

### III.2. Étude de la dalle de compression :

$$\begin{aligned} \text{➤ Si } L_n \leq 50 \text{ cm} &\rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases} \\ \text{➤ Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} &\rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq 4 \frac{l_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases} \end{aligned}$$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

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

- Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A_{\perp} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux nervures (A//) :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} \geq \frac{0.6}{2} \rightarrow A_{//} \geq 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A_{//} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudé  $\phi 5 (150 \times 150) \text{mm}^2$

### III.3 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis. leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire et
- Méthode de Caquot.

#### III.3.1 Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges. L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91. on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée. si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $Q_{\min} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  ;
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 et
- La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

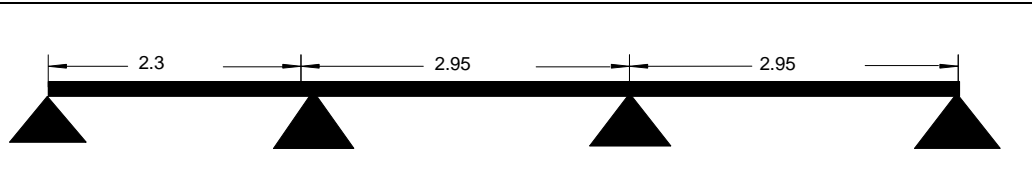
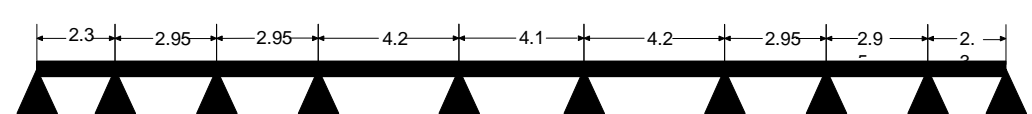
### III.3.2 Présentation théorique de la méthode de Caquot

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équation linéaire. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

### III.4 Les différents types des poutrelles :

Schémas statique étage terrasse :

Tableau.III. 1: les schémas statiques des poutrelles.

Type s 01	
Type s 02	

#### III.4.1 Vérification des méthodes de calcul :

##### III.4.1.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 490 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{2.95}{2.3} = 1.28 \rightarrow \text{Condition non vérifiée pour type 01.}$$

Alors on applique la méthode la méthode Caquot minorée pour le type 01

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{2.3}{2.95} = 0.79 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 02.}$$

Alors on applique la méthode de Caquot minorée pour le type 02.

##### III.4.1.1.1 Évaluations des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**bleau. III.2 :** Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Ln	G[daN/m <sup>2</sup> ]	Q[daN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	0.6	518	100
Etage courant	0.6	490	150
Commercial	0.6	6.58	500

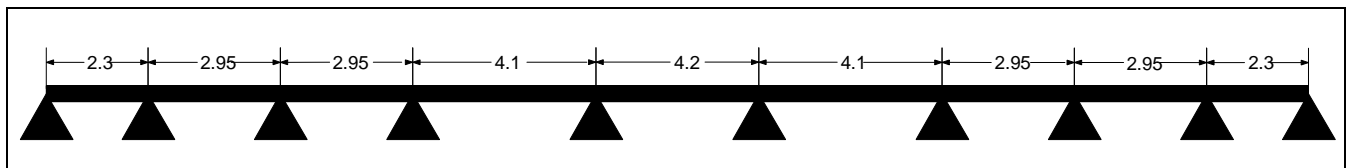
Tableau.III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

	formule	terrasse	Étage courant	comercial
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q)L_n$	509.60	531.90	927.9
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) * L_n$	370.8	384	654

### III.4.1.2 Application de la méthode de Caquot-minorée :

#### III.4.1.2.1 Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

Type de poutrelle à étudiée :



#### a) Calcul des moments fléchissant

Type 02 (Terrasse) :

$$\begin{cases} Q_u = 509.6 \text{ daN/ml.} \\ Q_s = 370.8 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

❖ ELU

#### 1) Travée (AB) ; (BC) (2.3; 2.95)

Calcul de la charge répartie sur la travée AB :

$$\begin{aligned} P_w &= (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1) \times 0.6 \\ P_w &= 5.09 \text{ kN/ml.} \end{aligned}$$

Calcul de la charge répartie sur la travée BC :

$$\begin{aligned} P_e &= (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1) \times 0.6 \\ P_e &= 5.09 \text{ kN/ml.} \end{aligned}$$

Calcul de la charge réduite sur la travée BC :

$$\begin{aligned} P_{rw} &= [1.35 \times (2/3) \times G + (1.5 \times Q)] \times L_n \\ P_{rw} &= 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 5.18 + 1.5 \times 1] = 3.70 \text{ kN/ml.} \end{aligned}$$

Longueur de calcul pour la travée AB :

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 2.3 \text{ m.}$

Longueur de calcul pour la travée BC :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

Calcul du moment en appui central :

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3.70 \times 2.3^3) + (3.70 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.3 + 2.36)}$$

$$M_{a01} = -2.36 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment en appui gauche (West).**

$$M_{aw01} = -0.2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.70 \times 2.3^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -0.489 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2.3}{2}\right) - \frac{-0.489 - (-2.36)}{(5.09 \times 2.3)}$$

$$X = 0.990 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{vgf_{t01}} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{5.09 \times 2.3 \times 0.990}{2} - \frac{5.09 \times 0.99^2}{2} - (-0.489) + \frac{(-0.489) - (-2.36)}{2.3} \times 0.99$$

$$M_{t01} = 4.60 \text{ KN}$$

**2) Trav BC. CD (2.95 ;2.95)**

**Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 5.09 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 5.09 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 5.18 + 1.5 \times 1] = 3.70 \text{ kN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée CD :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 5.18 + 1.5 \times 1] = 3.70 \text{ kN/ml}$$

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.70 \times 2.36^3) + (3.70 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 2.36)}$$

$$M_{a02} = -2.42 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2.95}{2}\right) - \frac{-2.36 - (-2.42)}{(5.09 \times 2.95)}$$

$$X = 1.47 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée BC :**

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{5.09 \times 2.95 \times 1.47}{2} - \frac{5.09 \times 1.47^2}{2} - (-2.56) + \frac{(-2.560 - (-2.42))}{2.95} \times 1.47$$

$$M_{t02} = 8.07 \text{ KN.m}$$

**3) Travée CD. DE (2.95 ;4.10)****Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36\text{m}$$

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.70 \times 2.36^3) + (3.70 \times 3.28^3)}{8.5 \times (2.36 + 3.28)}$$

$$M_{a03} = - 3.73\text{KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2.95}{2} \right) - \frac{-2.42 - (-3.73)}{(5.09 \times 2.95)}$$

$$X = 1.38 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{5.09 \times 2.95 \times 1.38}{2} - \frac{5.09 \times 1.38^2}{2} - (-2.42) + \frac{(-2.42) - (-3.73)}{2.95} \times 1.38$$

$$M_{t03} = 8.54 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE. EF) (4.1 ;4.2)****Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 5 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36\text{m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3.70 \times 3.28^3) + (3.70 \times 3.36^3)}{8.5 \times (3.28 + 3.36)}$$

$$M_{a04} = - 4.8 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{4.1}{2} \right) - \frac{-3.40 - (-4.80)}{(5.09 \times 4.1)}$$

$$X = 1.98 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{5.09 \times 4.1 \times 1.98}{2} - \frac{5.09 \times 1.98^2}{2} - (-3.40) + \frac{(-3.40) - (-4.8)}{4.1} \times 1.98$$

$$M_{t04} = 14.75 \text{ KN.m}$$

**5) Travée (EF) ; (FG) (4.2; 4.1)****Longueur de calcul pour la travée EF :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$

**Longueur de calcul pour la travée FG :**

Travée 5 est une travée de rive alors  $L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.70 \times 3.36^3) + (3.70 \times 3.28^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.28)}$$

$$M_{a05} = -4.80 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{4.2}{2} \right) - \frac{-4.8 - (-4.80)}{(5.09 \times 4.2)}$$

$$X = 2.10 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{5.09 \times 4.2 \times 2.10}{2} - \frac{5.09 \times 2.10^2}{2} - (-4.8) + \frac{(-4.8) - (-4.80)}{4.2} \times 2.10$$

$$M_{t05} = 16.02 \text{ KN.m.}$$

**❖ ELS****1) Travée (AB) ; (BC) (2.3; 2.95)****Calcul de la charge répartie sur la travée AB :**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (5.18 + 1) \times 0.6$$

$$p_w = 3.70 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (5.18 + 1) \times 0.6$$

$$p_w = 3.70 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times G + Q \right) \times L_n$$

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times 5.18 + 1 \right) \times 0.6 = 2.67 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times G + Q \right) \times L_n$$

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times 5.18 + 1 \right) \times 0.6 = 2.67 \text{ KN/ml}$$

**Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 2.3 \text{ m}$ .

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$ .

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(2.67 \times 2.3^3) + (2.67 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.3 + 2.36)}$$

$$M_{a01} = -1.70 \text{ KN}$$

**Calcul du moment en appui gauche (West).**

$$M_{aw01} = -0.2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0.2 \times \frac{2.67 \times 2.36^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -0.37 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2.3}{2} \right) - \frac{-0.37 - (-1.70)}{(2.67 \times 2.3)}$$

$$X = 0.94 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{t01} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{3.70 \times 2.3 \times 0.94}{2} - \frac{3.70 \times 0.94^2}{2} - (-0.37) + \frac{(-0.37) - (-1.70)}{2.3} \times 0.94$$

$$M_{t01} = 3.28 \text{ KN.m}$$

**2) Travée (BC) ; (CD) (2.95 ; 2.95)**

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(2.67 \times 2.36^3) + (2.67 \times 2.36^3)}{8.5 \times (2.36 + 2.36)}$$

$$M_{a02} = -1.74 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2.95}{2} \right) - \frac{(-1.70) - (-1.74)}{(3.70 \times 2.95)}$$

$$X = 1.47\text{m}$$

**Calcul du moment en travée BC :**

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{3.7 \times 2.95 \times 1.47}{2} - \frac{3.7 \times 1.47^2}{2} - (-1.70) + \frac{(-1.70) - (-1.74)}{2.95} \times 1.47$$

$$M_{t02} = 5.74 \text{ KN.m}$$

**3) Travée (CD) ; (DE) (2.95; 4.1) m**

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 2.95 = 2.36 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée de rive alors } L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(2.67 \times 2.36^3) + (2.67 \times 3.28^3)}{8.5 \times (2.36 + 3.28)}$$

$$M_{a03} = -2.69 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2.95}{2} \right) - \frac{-1.74 - (-2.69)}{(3.70 \times 2.95)}$$

$$X = 1.39 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{3.70 \times 2.95 \times 1.39}{2} - \frac{3.70 \times 1.39^2}{2} - (-1.74) + \frac{-(-1.74) - (-2.69)}{2.95} \times 1.39$$

$$M_{t03} = 6.19 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE) ; (EF) (4.1 ; 4.2) m**

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 5 est une travée de rive alors } L'_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(2.67 \times 3.28^3) + (2.67 \times 3.36^3)}{8.5 \times (3.28 + 3.36)}$$

$$M_{a04} = -3.46 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{4.1}{2}\right) - \frac{-2.69 - (-3.46)}{(3.7 \times 2.95)}$$

$$X = 1.98\text{m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{3.70 \times 4.1 \times 1.98}{2} - \frac{3.70 \times 1.98^2}{2} - (-2.67) + \frac{(-2.67) - (-3.46)}{4.1} \times 1.98$$

$$M_{t04} = 10.81\text{KN.m.}$$

### 5) Travée (EF) ; (FG) (4.2; 4.1) m

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36 \text{ m}$

**Longueur de calcul pour la travée FG :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_e = 0.8 \times 4.1 = 3.28 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(2.67 \times 3.36^3) + (2.67 \times 3.28^3)}{8.5 \times (3.28 + 3.36)}$$

$$M_{a05} = -3.46\text{KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{4.2}{2}\right) - \frac{(-3.46) - (-3.46)}{(3.70 \times 4.2)}$$

$$X = 2.10\text{m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{3.70 \times 4.2 \times 2.10}{2} - \frac{3.70 \times 2.10^2}{2} - (-3.46) + \frac{(-3.46) - (-3.46)}{4.2} \times 2.10$$

$$M_{t05} = 11.61 \text{ KN.m.}$$

**b) Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2}$$

**Type 03 :**

1) Travée (2.3) m

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.489 - (-2.36)}{2.3} + \frac{5.09 \times 2.3}{2} = 6.67 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.489 + 2.36}{2.3} - \frac{5.09 \times 2.3}{2} = -5.04 \text{ KN}$$

2) Travée (2.95) m

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.489 + 2.36}{2.95} - \frac{5.09 \times 2.95}{2} = -6.87 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.489 + 2.36}{2.95} + \frac{5.09 \times 2.95}{2} = 8.14 \text{ KN}$$

3) Travée (2.95) m

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.42 + 3.73}{2.95} - \frac{5.09 \times 2.95}{2} = -7.06 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.42 + 3.73}{2.95} + \frac{5.09 \times 2.95}{2} = 7.95 \text{ KN}$$

3) Travée (4.1) m

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.42 + 3.73}{4.1} - \frac{5.09 \times 4.1}{2} = -10.11 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.42 + 3.73}{2.95} + \frac{5.09 \times 4.1}{2} = 13.72 \text{ KN}$$

4) Travée (4.2) m

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3.20 + 2.95}{4.2} - \frac{5.09 \times 4.2}{2} = -10.83 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3.20 + 2.59}{4.2} + \frac{5.09 \times 4.2}{2} = 10.54 \text{KN}$$

**Tableau.III. 2** Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(TERRASSE)

Travée	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]				Effort tranchant [KN]
	ELU	ELS	ELU		ELS		
			Gauche	Droit	Gauche	Droit	
1	4.60	3.28	-0.489	-2.36	-0.37	-1.70	6.67
2	8.07	5.74	-2.36	-2.42	-1.70	-1.74	8.14
3	8.54	6.19	-2.42	-3.73	-1.74	-2.69	7.95
4	14.75	10.81	-3.73	-4.80	-2.69	-3.46	13.72
5	16.02	11.61	-4.80	-4.80	-3.46	-3.46	10.83
6	14.75	10.81	-4.80	-3.73	-3.46	-2.69	10.87
7	8.54	6.19	-3.37	-2.42	-2.69	-1.74	7.95
8	8.07	5.74	-2.42	-2.36	-1.74	-1.70	8.14
9	4.60	3.28	-2.36	-0.489	-1.70	-0.37	6.67

**III.5 Ferrailage des poutrelles :**

**III.5.1 Etat limite ultime (E.L.U) :**

a) En travée

$M_t^u = 16.20 \text{ KN.m}$

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$b = 60 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14.17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_T = 54412.8 \text{ N.m}$$

$$M_T = 54412.8 \text{ N.m} > M_t^u = 16200 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

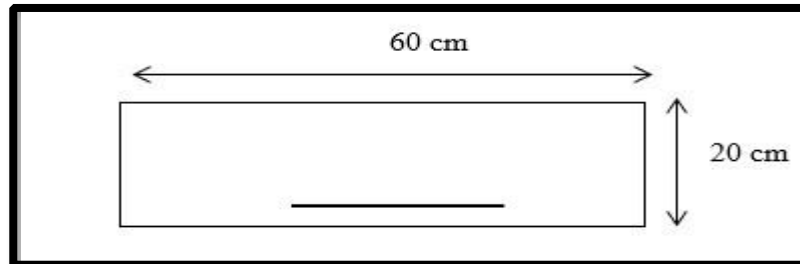


Figure.III 1: Section de calcul en travée

2) Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{16200}{60 \times 14.17 \times 18^2} = 0.061$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = 0.968 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

3) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16200}{0.982 \times 348 \times 18} = 2.60 \text{ cm}^2$$

4) Condition de non fragilité

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

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

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

- Choix des armatures : 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

### III.5.2 Etat limite de service (E.L.S) :

III.5.2.1 Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = -15.6 < 0$$

$H < 0 \rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la nervure et  $y_1 > h_0$

- L'axe neutre dans la nervure :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - (b - b_0) \frac{(y_1 - h_0)^2}{2} - 15A(d - y_1) + 15A'(y_1 - d') = 0$$

$$\frac{60}{2} y_1^2 - 48 \frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 227,4y_1 - 1021,2 = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4.06$  cm

- **Moment quadratique**

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

$$I = \frac{60}{3} \times 4,06^3 - \frac{(60 - 12)(4,06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 4,06)^2$$

$$I = 8217 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_1 = \frac{11610 \times 10^3}{8217 \times 10^4} \times 4,06 \times 10 = 5,73 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 8,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront}$$

maintenues à l'ELS.

### III.5.3 Etat limite ultime (E.L.U) :

#### a) En travée

$$M_a^u = -4,80 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0$  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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

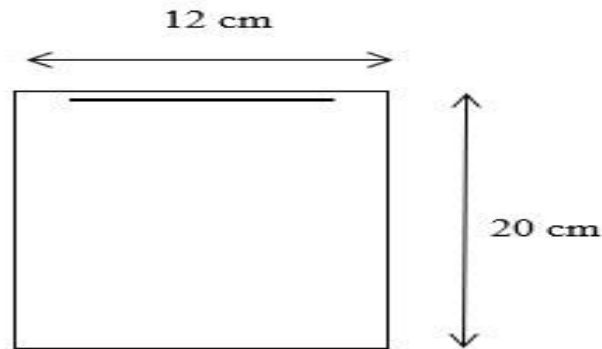


Figure.III 2: Section de calcul en appuis

## 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4800}{12 \times 14.17 \times 18^2} = 0.090$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}) = 0.120$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.120 = 0.952$$

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

## 2) Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4800}{0.952 \times 18 \times 348} = 0.820 \text{ cm}^2$$

## 3) Condition de non fragilité :

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

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

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0.820; 0.26) = 0.820 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T12  $\longrightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$

## III.5.4 Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^s = -3.46 \text{ KN.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{4800}{3460} = 1.38$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0.120 < 0.44 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

### 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.

$$T_u^{\max} = 13.72 \text{ KN} = 13720 \text{ N}$$

### III.5.5 .Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 13720 \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

#### III.5.5.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 236 \text{ mm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[ 13720 - \frac{4800 \times 100}{0.9 \times 18} \right] = -46 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

#### III.5.5.2 Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13720}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.635 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.635 \text{ MPa} < \tau = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section des armatures transversales  $A_t$  :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

**On prend:**  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6$   $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

- **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$  (Flexion simple)

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

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.635 - 0.3 \times 2.1)} = 1786 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

### III.5.6 Vérification de la flèche

III.5.6.1 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.04 < 0.063$$

Avec  $l = 4.5 \text{ m}$  (la plus grande portée) □ (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{11610}{3460} \right) = 0.336$$

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

$$\frac{A_t^s}{b_a \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{4.2}{235} = 0.018 \rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

III.5.6.2 Conclusion :

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

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

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

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

$f_{pi}$ : La flèche dus à la charge totale  $p$  et

$g$ : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0.6 = 0.6 \times 5.18 = 3.10 \text{ KN/ml}$$

$j = g$ : charge permanente avant mise en place de cloisons ;

$$j = g = 3.10 \text{ KN/ml}$$

$p$ : charge totale ;

$$p = (G + Q) \times 0.6 = (5.18 + 1) \times 0.6 = 3.70 \text{ KN/ml}$$

### III.5.7 Calcul des moments fléchissant :

On utilise la méthode de Caquot minorée pour calcul les moment  $M_g$ ,  $M_p$  et  $M_j$  :

$$M_g = 513 \text{ daN. m}$$

$$M_p = 612 \text{ daN. m}$$

$$M_j = 513 \text{ daN. m}$$

**Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

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

**Coordonnées du centre de gravité :**

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

$$V_1 = \frac{12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right) + (15 \times 3.39 \times 18) + \left(4 \times 60 \times \frac{4}{2}\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 3.39}$$

$$V_1 = \frac{2304 + 615.30 + 480}{467.4} = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.66 = 12.34 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 60 \times \frac{7.66^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7.66 - 4)^3}{3} + 12 \times \frac{12.34^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 7.66)^2$$

$$I_0 = 21061.63 \text{ cm}^4$$

### III.5.8 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.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\beta_1 = 0.856$$

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5130}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 141.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6120}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 168.30 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 188.92 + 2.1} = 0.355$$

$$\mu_g = \mu_j = 0.355$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 218.62 + 2.1} = 0.315$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

**Avec**

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_i = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_v = 1.48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 21061.63}{1 + 0.355 \times 3.71}$$

$$I_{fg}^i = 9234.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21061.63}{1 + 0.355 \times 1.48}$$

$$I_{fg}^v = 9998.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 21061.63}{1 + 0.315 \times 3.71}$$

$$I_{fp}^i = 10683.05 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5130 \times 420^2}{10 \times 10818.87 \times 9998.83} = 0.836 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6870 \times 420^2}{10 \times 32164.2 \times 10683.05} = 0.353 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{5130 \times 420^2}{10 \times 32164.2 \times 10683.05} = 0.430 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

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

$$\Delta_{ft} = (0.836 - 0.353) + (0.430 - 0.353) = 0.$$

$$\Delta_{ft} = 0.4 \text{ cm}$$

**La flèche admissible :**

$$l = 4.20 \text{ m} < 5.20 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{l}{5} = \frac{4.20}{5.37} = 0.9$$

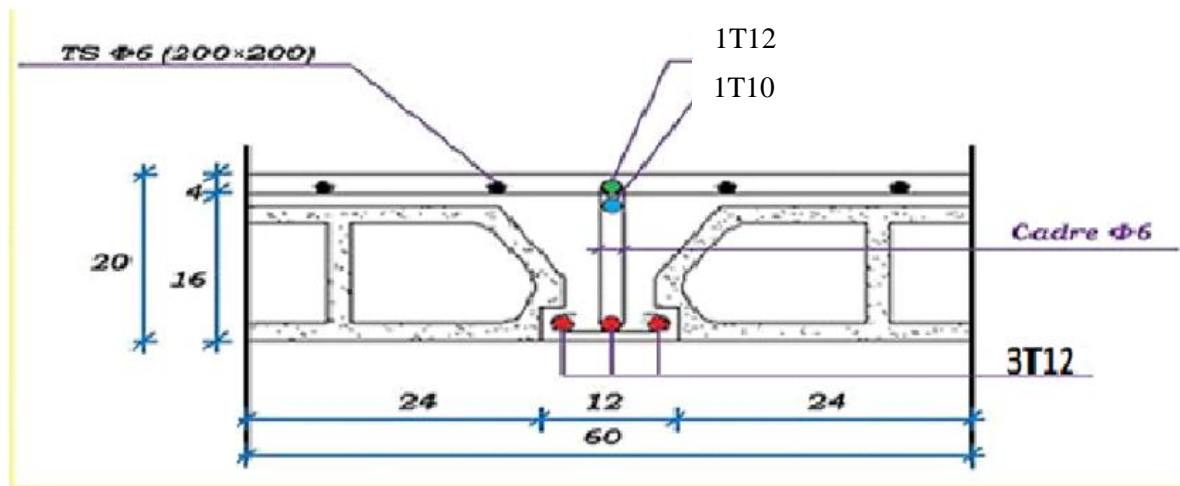
$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0.487 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0.9 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

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

**Tableau.III. 3: Tableau de ferrailage de poutrelles.**

			Armature longitudinal		Choix d'armatures	Armature transversal	
			M[N.m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]		T[N/m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]
<b>Plancher terrasse</b>	En travée	ELU	16200	2.60	3T12 A <sub>t</sub> =3.39cm <sup>2</sup>	13720	2∅ <sub>6</sub> A <sub>t</sub> =0.57cm <sup>2</sup>
		ELS	11610	Vérifiée			
	En appui	ELU	-4800	0.820	1T12 A <sub>a</sub> =1.13 cm <sup>2</sup>		
		ELS	-3460	Vérifiée			



**Figure.III 3: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

**III.6. La dalle pleine :**

**III.6.1 Principe de calcul :**

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

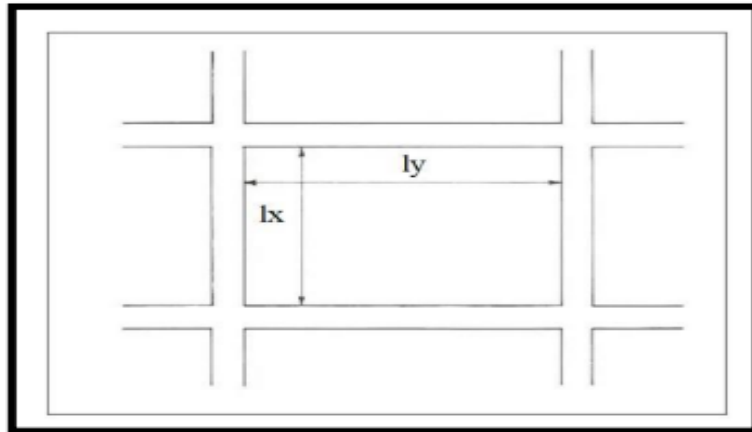
- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
  - Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  de largeur 1 m.
  - Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  de largeur 1 m.

**III.6.2. Calcul du ferrailage :**

L'épaisseur des panneaux :  $e = 16\text{cm}$ .

Le rapport :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{537} = 0.8$

$0.4 < \alpha = 0.8 < 1 \rightarrow$  Donc la dalle travaille dans deux sens.



**Figure.III 4: Dimensions d'un panneau de dalle.**

**III.6.3. Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2 .2 BAEL91. (C.B.A 93) on a :

$h_d = 16\text{ cm}$ .

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \rightarrow \text{Donc on prend } \phi = 10\text{ mm}.$$

**a) Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 1\text{ cm} \\ C_x = \left( a + \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow C_x = \left( 10 + \frac{10}{2} \right) = 15\text{ mm} \\ C_y = \left( a + \phi + \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow C_y = \left( 10 + 10 + \frac{10}{2} \right) = 25\text{ mm} \end{array} \right.$$

**b) Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.5 = 14.5\text{ cm}.$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{ cm}.$$

**III.6.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

$$G = 658\text{ daN} \rightarrow \text{ELU} : 1.35.G + 1.5Q = 1638.3\text{daN/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ daN} \rightarrow \text{ELS} : G + Q = 1158 \text{ daN/m}^2$$

- Pour une bonde de 1m

$$\text{ELU} \times 1 = 1638.3 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} \times 1 = 1158 \text{ daN/ml}$$

- Calcul des sollicitations

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{La direction } l_y$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f \left\{ \rho = \frac{l_x}{l_y} ; \nu \right\}$$

- Et Coefficient de poisson :  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

### III.6.4. Calcul des moments fléchissant :

#### ❖ ELU

$$l_x = 4.2 \text{ m} ; \quad l_y = 5.37 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.2}{5.37} = 0.8 > 0.4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0561 \times 1638.3 \times 4.2^2 \times 10$$

$$M_x^u = 16212.68 \text{ N.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0.5959 \times 16212.68$$

$$M_y^u = 9661.13 \text{ N.m}$$

#### ➤ En travée

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 16212.68 = 12159.51 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 9661.13 = 8211.96 \text{ N.m}$$

#### ➤ En appui

#### Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 16212.68 = -8106.34 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 9661.13 = -4830.56 \text{ N.m}$$

#### Appuis de rive

$$M_{aiy} = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 9661.13 = -2898.339 \text{ N.m}$$

#### ❖ ELS

$$l_x = 4.2 \text{ m} ; \quad l_y = 5.37 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.2}{5.37} = 0.8 > 0.4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0628 \times 1158 \times 4.2^2 \times 10$$

$$M_x^s = 12828.23 \text{ N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0.8502 \times 12828.23$$

$$M_y^s = 10906.56 \text{ N.m}$$

➤ **En trsavée**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x^s = 0.75 \times 12828.23 = 9621.07 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 10906.56 = 9270.58 \text{ N.m}$$

➤ **En appui**

### Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 12828.23 = -6414.11 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 10906.56 = -5453.28 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 10906.56 = -3271.97 \text{ N.m}$$

Sens	ELU		ELS	
	Mt[N. m]	Ma[N. m]	Mt[N. m]	Ma[N. m]
X-X	12159.51	8106.34	9621.07	6414.11
Y-Y	8211.96	4830.56	9270.58	5453.28

### III.6.5 Calcul de ferrailage

a) **Sens X-X :**

➤ **En travée :**

$$\diamond \text{ELUA}_t^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 2.46 \text{ cm}^2$$

1) **Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$M_{tx}^u = 12159.51 \text{ N.m}$$

2) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{12159.51}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.041 < 0.392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.041)} \right)$$

$$\alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.052$$

$$\beta = 0.979$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12159.51}{348 \times 14.5 \times 0.979}$$

$$A_{tx}^u = 2.46 \text{ cm}^2$$

### 3) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

- **oix des armatures :**

$$A = 6T10/ml = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 15 cm)}$$

#### ❖ ELS

$$M_{tx}^s = 9621.07 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{12159.51}{9621.07} = 1.26$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 > 0.048$$

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

#### ➤ En appui :

#### ❖ ELU

$$M_{ax}^u = 8106.34$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{8106.34}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.027 < 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.027)} \right)$$

$$\alpha = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.034$$

$$\beta = 0.986$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8106.34}{348 \times 14.5 \times 0.986}$$

$$A_{tx}^u = 1.62 \text{ cm}^2$$

### 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.52 \text{ cm}^2$$

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 15 cm)}$$

## ❖ ELS

$$M_{tx}^s = 6414.11 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{8106.34}{6414.11} = 1.26$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 > 0.032$$

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

## b) Sens Y-Y :

➤ En travée :

## ❖ ELU

$$M_{ty}^u = 8211.96 \text{ N.m}$$

## 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{8211.96}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.032 < 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.032)} \right)$$

$$\alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.041$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8211.96}{348 \times 13.5 \times 0.984}$$

$$A_{ty}^u = 1.78 \text{ cm}^2$$

## 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.78 \text{ cm}^2$$

## 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

## 4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 20 cm)}$$

## ❖ ELS

$$M_{ty}^s = \text{N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{8211.96}{9270.58} = 0.89$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.195 > 0.050$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **En appui :**

❖ **ELU**

$$M_{ay}^u = 4830.56 \text{ N.m}$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{4830.56}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.018 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.018)} \right)$$

$$\alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.025$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4830.56}{348 \times 13.5 \times 0.990}$$

$$A_{ay}^u = 1.04$$

### 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay}^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_{ay}^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

### 4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 (e = 15 \text{ cm})$$

❖ **ELS**

$$M_{ay}^s = 5453.28 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{4830.56}{5453.28} = 0.89$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.195 > 0.029$$

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

### III.6.6. Vérification

#### III.6.6.1. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1638.30 \times 4.2}{2} \times \frac{5.37^4}{5.37^4 \times 4.20^4}$$

$$T_x^u = 11.06 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1638.3 \times 5.37}{2} \times \frac{5.37^4}{5.37^4 \times 4.2^4}$$

$$T_y^u = 14.14 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \text{Max}(11.06; 14.14)$$

$$T_{\max} = 14.14 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{14.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145} = 0.098 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

#### III.6.6.2 Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{537} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \rightarrow \frac{9621.07}{20 \times 12828.56} = 0.037 > 0.032 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc. le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{537}$$

$j = G$  - poids des murs 1m

$$j = 658 - 100 = 558 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 658 \text{ daN/ml}$$

$$p = G + Q = 658 + 500 = 1158 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = \text{daN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$M_g = 0.75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0628 \times 658 \times 4.2^2$$

$$M_g = 549.69 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0.75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0628 \times 558 \times 4.2^2$$

$$M_j = 463.61 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0628 \times 1158 \times 4.2^2$$

$$M_p = 962.11 \text{ daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4.71 \times 14.5)}{(100 \times 16) + (4.71 \times 15)} = 8.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.27 = 7.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8.27^3}{3} + \frac{100 \times 7.73^3}{3} + 15 \times 4.71 \times (7.73 - 2)^2$$

$$I_0 = 36569.58 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 14.5} = 0.003248$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.324$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{5496.9}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 88.350 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{4636.10}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 74.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{9621.1}{4.71 \times 0.911 \times 14.5} = 154.63 \text{ MPa}$$

- **Calcul de  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$**

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003248 \times 88.350 + 2.1} \right]$$

$$\mu_g = -0.74$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003248 \times 74.51 + 2.1} \right]$$

$$\mu_p = -0.20$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003248 \times 154.63 + 2.1} \right]$$

$$\mu_j = 0.11$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.003248}$$

$$\lambda_i = 6.47$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6.47 = 2.59$$

- **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36569.58}{1 + 6.47 \times 0.14}$$

$$I_{fg}^i = 21107.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36569.58}{1 + 2.59 \times 0.14}$$

$$I_{fg}^v = 29521.90 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (j)

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36569.58}{1 + 6.47 \times 0.21}$$

$$I_{fj}^i = 17054.54 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (p)

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36569.58}{1 + 6.47 \times 0.09}$$

$$I_{fp}^i = 25422.83 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches partielles

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5496.90 \times 420^2}{10 \times 32164.20 \times 21107.43} = 0.30$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5496.90 \times 420^2}{10 \times 10818.87 \times 29521.90} = 0.14$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4636.10 \times 420^2}{10 \times 32164.20 \times 17054.54} = 0.15$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = hj \frac{9621.10 \times 420^2}{10 \times 32164.20 \times 25422.83} = 0.21$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{537}$$

$$\Delta_{ft} = (0.33 - 0.17) + (0.23 - 0.16) \leq \Delta_{ft} = \frac{420}{537}$$

$$\Delta_{ft} = 0.23 < \Delta_{ft} = 0.78 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

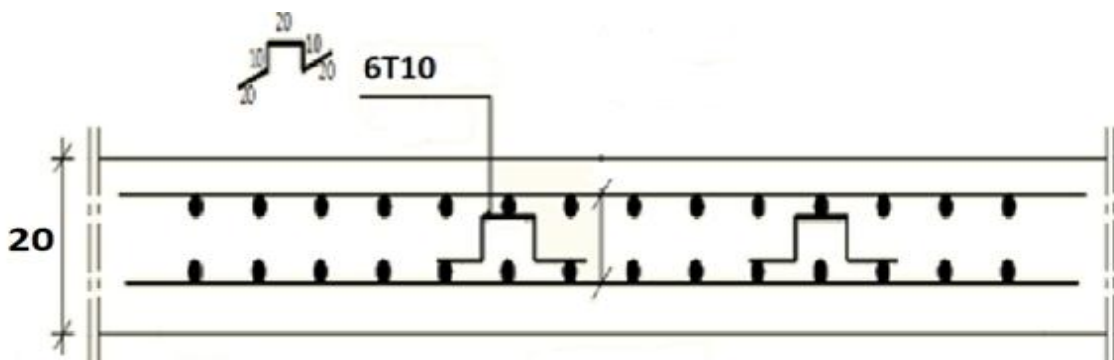


Figure.III 5: Ferrailage de la dalle pleine.

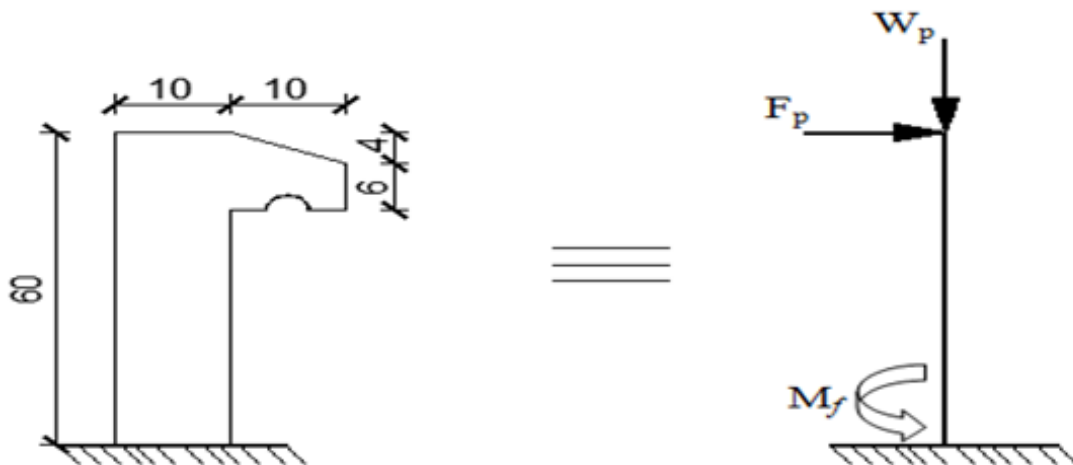
**Chapitre IV :  
Etude les éléments non  
structuraux**



### IV.1. Etude de l'acrotère :

#### IV.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort horizontal  $Q$  dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement  $M$  au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).



• **Figure.IV 1: les dimensions d'acrotère.**

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation. on prend le maximum entre (1 KN et  $F_p$ ).

$$\text{Surface : } S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + \left(\frac{0.04 \times 0.1}{2}\right) = 0.068 \text{ m}^2.$$

• **IV.1.2. Le poids propre  $W_p$  :**

$$W_p = \rho \times S = 25 \times 0.068 = 1.7$$

$$W_p = 1.7 \text{ KN.}$$

**IV.1.3. La force horizontale  $F_p$  :**

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

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone ;  $A = 0.15$

$C_p$ : Facteur de force horizontale ;  $C_p = 0.8$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7$$

$$F_p = 0.816 \text{ KN}$$

ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.70 = 2.295 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times 0.816 \times 0.6 = 0.7344 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2295 \text{ N} \\ M_u = 734.4 \text{ N.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.70 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.816 \times 0.6 = 0.4896 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1700 \text{ N} \\ M_{ser} = 489.6 \text{ N.m} \end{cases}$$

**IV.1.4. Détermination de la section d'armature :**

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est (100×10) cm<sup>2</sup>.

**IV.1.4.1. Position de point d'application de l'effort normal N :**

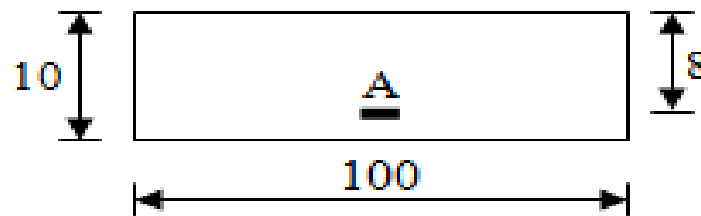


Figure.IV 2: section de calcul.

$$e_0 = \frac{\tilde{M}_u}{N_u} = \frac{734.4}{2295} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section. donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

La section sera étudiée en flexion simple avec M<sub>f</sub> moment fictif par rapport aux armatures tendues.

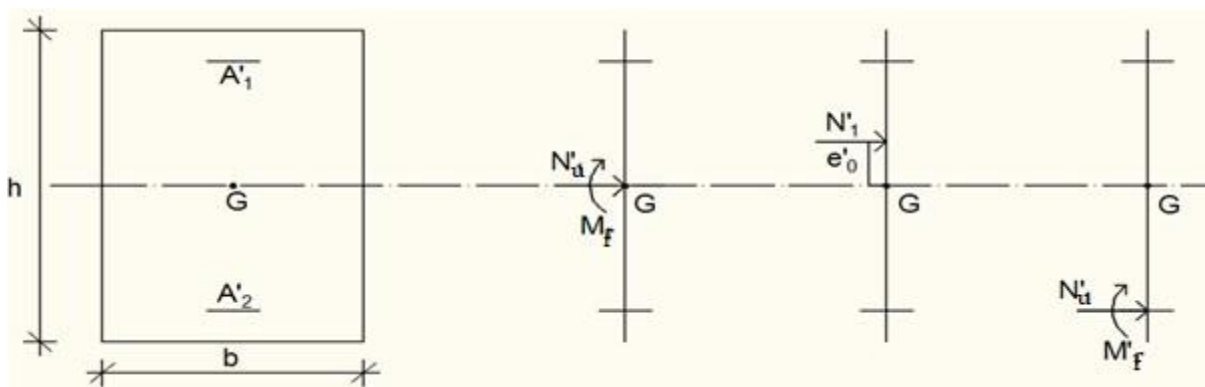


Figure.IV 3: Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2.295 \times \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_f = 0.803 \text{ KN.m}$$

#### IV.1.4.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10}$$

$$d = 10 - \frac{10}{10} = 9 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.803 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 9^2} = 0.0069$$

$$\mu = 0.0069 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0087$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0087$$

$$\beta = 0.996$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.803 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.257 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.257 - \frac{2295}{100 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.086 \text{ cm}^2$

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \Rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **L'espace des armatures :  $e = 20 \text{ cm}$**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

4T8 ⇒ A = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

• **L'espacement des armatures :** e = 25 cm

❖ **Etat limite service (ELS) :**

M<sub>s</sub> = 489.6 N.m

N<sub>ser</sub> = W<sub>p</sub> = 1700 N.m

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = \frac{489.6}{1700} + 0.09 - \left(\frac{0.10}{2}\right) = 0.248 \text{ m}$$

$$e_a = 0.248 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.016 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression N<sub>ser</sub> se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

**IV.1.4.3. Vérification au cisaillement (ART : 5.1.21. BAEL91 ; CBA93)**

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

Effort tranchant : T = F<sub>p</sub> × 1 = 0.816 KN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = \min(0.1 \times 25; 4) = 2.5\text{MPa.}$$

Tel que : T<sub>u</sub><sup>max</sup> = 0.816 KN

✓  $\tau_u = \frac{0.816 \times 10^{-3}}{100 \times 90} = 0.09 \text{ MPa}$

✓  $\tau_u = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**IV.1.4.4. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91. CBA93)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

ψ<sub>s</sub> : Coefficient de scellement → 1.5 pour FeE400.

∑<sub>i=1</sub><sup>n</sup> U<sub>i</sub> = nπ∅ : Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres.

∅ : Diamètre des barres (∅ = 10 mm)

$$\sum_{i=1}^n U_i = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}^2$$

✓  $\tau_{se} = \frac{0.816 \times 10^3}{0.9 \times 90 \times 125.6} = 0.08 \text{ MPa}$

✓  $\tau_{se} = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91. CBA93)**

✓ L<sub>s</sub> = 40∅ → pour FeE400

✓ L<sub>s</sub> = 50∅ → pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE400 :  $L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

**IV.1.4.5. Vérification à L'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$
- ✓ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

**IV.1.4.5.1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})]$

Tel que :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$K = \frac{M_s}{I} \text{ avec I: Moment d'inertie}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 + A(y - d)^2$$

y : Position de l'axe neutre.

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0$$

$$100y^2 + 117.9y - 1061.6 = 0 \Rightarrow y = 2.72 \text{ cm.}$$

- ✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 + A(y - d)^2 \Rightarrow I = 3150.67 \text{ cm}^4$$

- ✓  $\overline{\sigma}_s = \min[226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 201.6 \text{ MPa})] = 201.6 \text{ MPa}$

- ✓  $\sigma_s = nK(d - y)$  tel que  $n = 15$ ;

- ✓  $\sigma_s = 15 \times 0.015(90 - 27.2) = 14.13 \text{ MPa}$

- ✓  $\sigma_s = 14.13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**IV.1.3.5.2. Vérification des contraintes de compression dans le béton**

- ✓  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- ✓  $\sigma_{bc} = K \times y = 0.015 \times 2.72 = 0.04 \text{ MPa}$

- ✓  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 0.04 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**IV.1.4.5.3. Vérification de l'écartement des barres**

$$s_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- ✓ Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend  $s_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

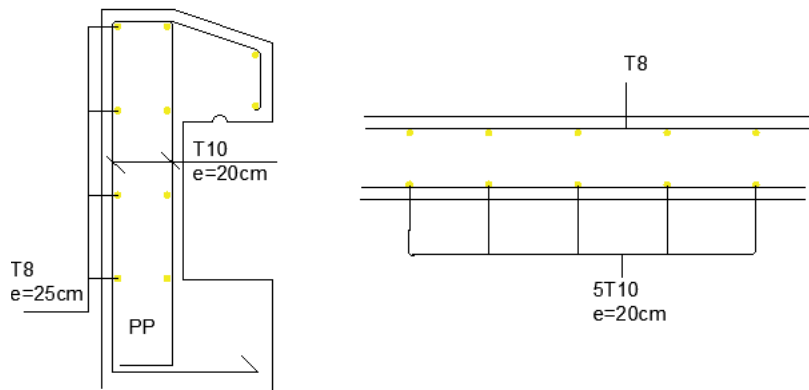


Figure.IV 4: schémas de ferrailage d'acrotère.

## IV.2. Étude des balcons :

### IV.2.1. 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 ».

6

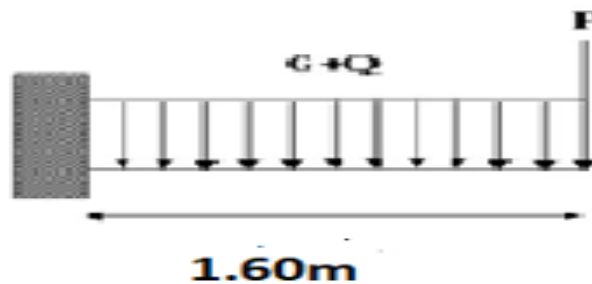


Figure.IV 5: Schéma statique du balcon

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.

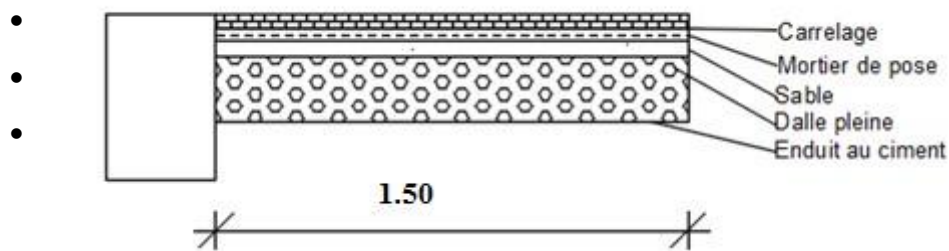


Figure.IV 6: Coupe sur balcon.

- **Epaisseur du balcon :**

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{160}{10} \Rightarrow e_p = 16 \text{ cm}$$

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

### IV.2.2. Détermination des charges et surcharges

- **Charge concentrée :**

La charge concentrée du garde-corps :

$$\Sigma P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}}$$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times e_p \times \gamma \times h = 2 \times 0.01 \times 18 \times 1.2 = 0.432 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{brique}} = e_p \times \gamma \times h = 0.1 \times 9 \times 1.2 = 1.08 \text{ KN.}$$

$$P = 1.51 \text{ KN.}$$

- **Charge permanente :**

$$G = 5.6 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge exploitation :**

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

### IV.2.3. Calcul à l'état limite ultime (E.L.U) :

- **Combinaison de charges :**

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l$$

$$Q_u = ((1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 3.5) \times 1.45) \times 1 = 18.57 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times 1.51 = 2.04 \text{ KN.}$$

- **Le moment des charges et surcharges :**

#### ❖ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - p_u \times l = \frac{-18570 \times 1.45^2}{2} - 2040 \times 1.45$$

$$M_u = -2.2479 \times 10^4 \text{ N.m}$$

Figure.IV 7: Diagramme moment état limite ultime.

➤ effort tranchant :

$$T_u = -Q_u \times l - p_u = -18570 \times 1.45 - 2040 = -2.8966 \times 10^4 \text{ N}$$

Efforts tranchant :

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

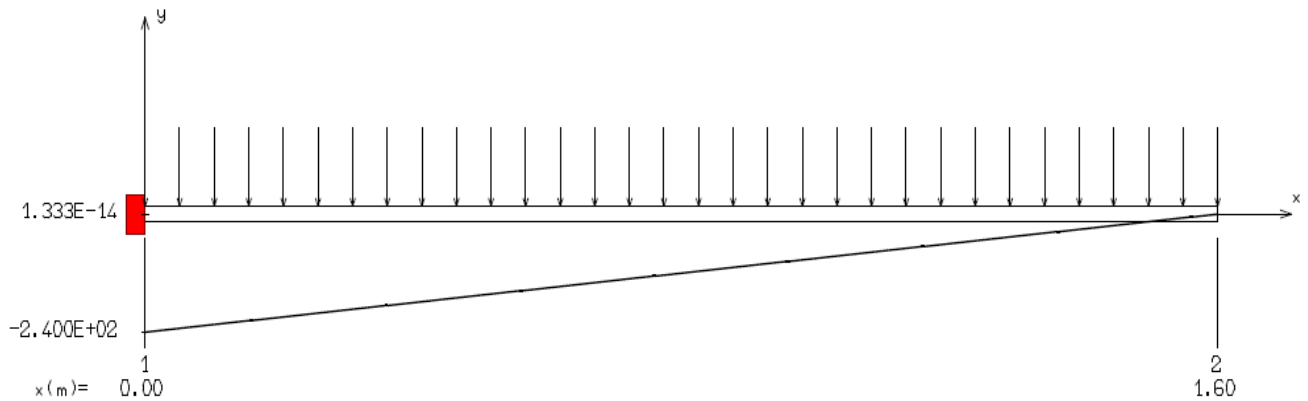


Figure.IV 8: Diagramme de efforts tranchant

Etat limite service (E.L.S)

$$Q_s = (G + Q) \times l$$

$$Q_s = (5.6 + 3.5) \times 1.45 = 13.195 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - p_s \times l = \frac{-13195 \times 1.45^2}{2} - 1510 \times 1.45 = -1.6 \times 10^4 \text{ N.m}$$

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

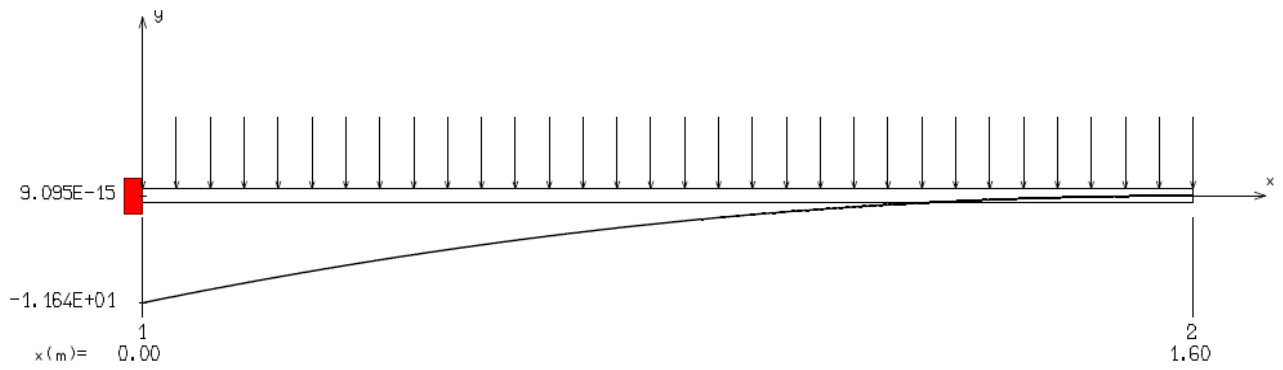


Figure.IV 9: Diagramme moment état limite service

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = -Q_u \times l - P_u = -16070 \times 1.45 - 1510 = -2.4798 \times 10^4 \text{ N}$$

Efforts tranchant :

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

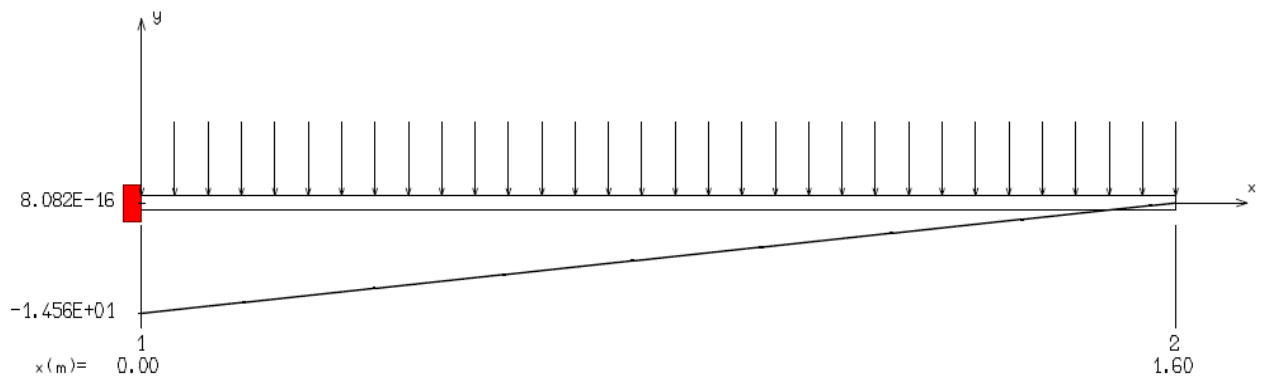
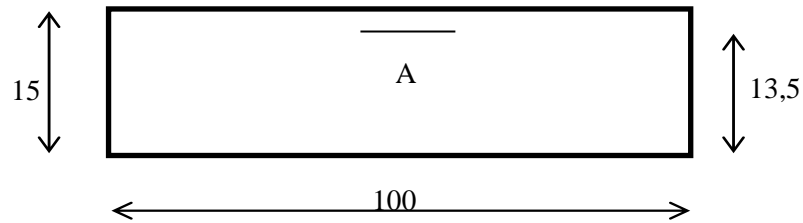


Figure.IV 10: Diagramme de efforts tranchant

#### IV.2.4. Détermination du ferrailage :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :



$$\varnothing \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

**Figure.IV 11: Section de calcul.**

On prendra  $\varnothing = 10 \text{ mm}$

$$c = a + \frac{\varnothing}{2} = 10 + 5 = 15 \text{ mm}$$

$$d = h_d - c = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.24 \times 10^4}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.086$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1.15} = 1.73$$

$$u_1 = 0.8 \times \alpha(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$u_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

• **Détermination des armatures :**

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

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.086)} \right) = 0.113$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.113 = 0.954$$

$$A = \frac{2.24 \times 10^4}{348 \times 0.954 \times 13.5} = 4.99 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0006 \times b \times h = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

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

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

$$M_t = 1.6 \times 10^4 \text{ KN.m}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \end{array} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.24 \times 10^4}{1.6 \times 10^4} = 1.4$$

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

#### 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 :**

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A_r = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

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

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = 1.35G + 1.5Q \times L + 1.35P \times 1$$

$$T_u^{\max} = (1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 3.5) \times 1.45 + 1.35 \times 1.51 \times 1$$

$$T_u^{\max} = 20.611 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{20611}{100 \times 100 \times 13.5} = 0.152 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

#### IV.2.4.2. Conclusion

$$\tau_u = 0.152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 > 0.05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

### 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

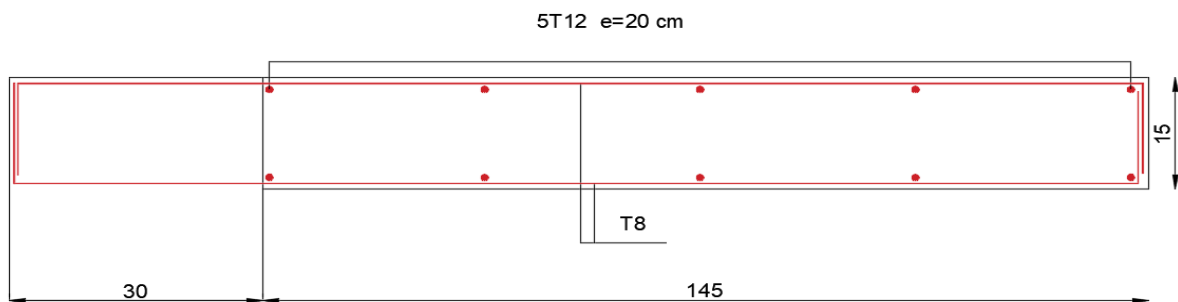
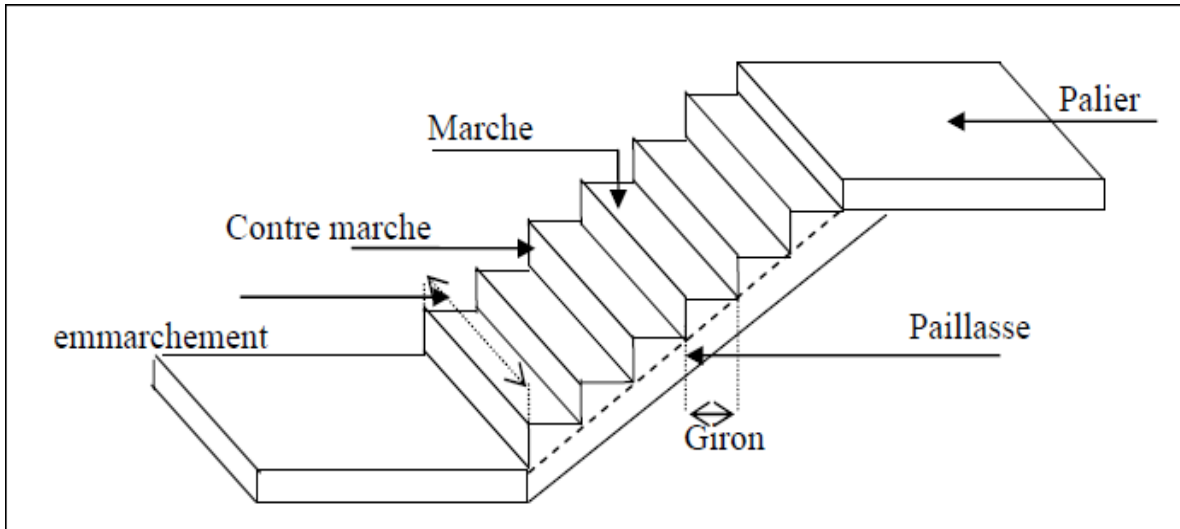


Figure.IV 12: Schéma du ferrailage de balcon

## IV.3. Étude des escaliers :

### IV.3.1. Détermination des efforts :

- Les sollicitations de calcul :
- Paillasse :  $G=7.55 \text{ KN/m}^2$   $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$



➤ Le palier :  $G=4.5 \text{ KN/m}^2$     $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison des charges**

❖ **ELU :**

➤ Paillasse :  $1.35G+1.5Q= 13.94 \text{ KN/m}^2$

➤ Le palier :  $1.35G+1.5Q= 9.82 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELS :**

➤ Paillasse :  $G+Q= 13.88 \text{ KN/m}^2$

➤ Le palier :  $G+Q= 9.70 \text{ KN/m}^2$

**Sollicitation de calcul :**

**Tableau.IV.1:Sollicitation de calcul**

	Les charges (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	G=7.55	13.94	10.05
	Q=2.50		
Palier	G=4.50	9.82	7.00
	Q=2.50		

**Schéma statique**

❖ **ELU :**

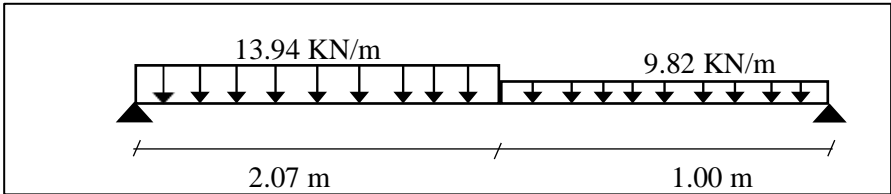
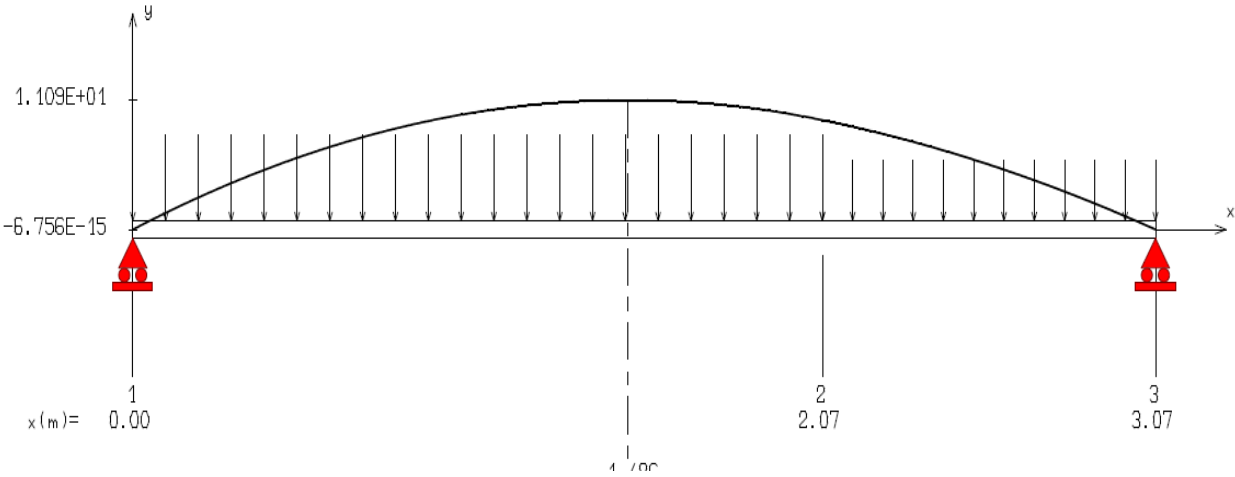


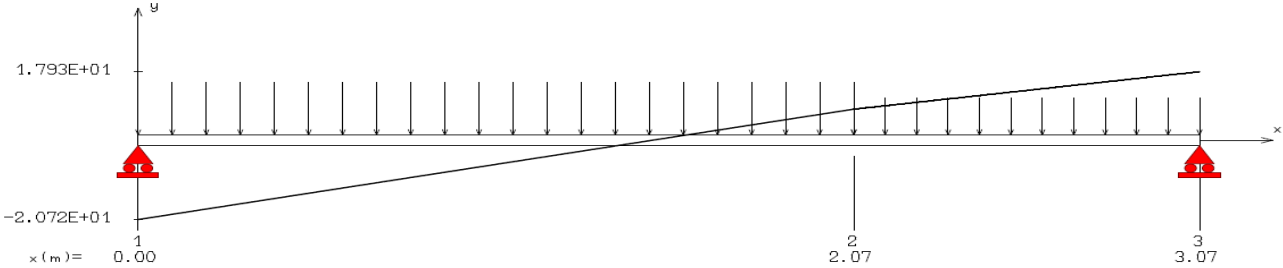
Figure.IV 13: schéma statique d'escalier ELU

VOLI 1

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



EFFORT TRANCHANT [ kN ]



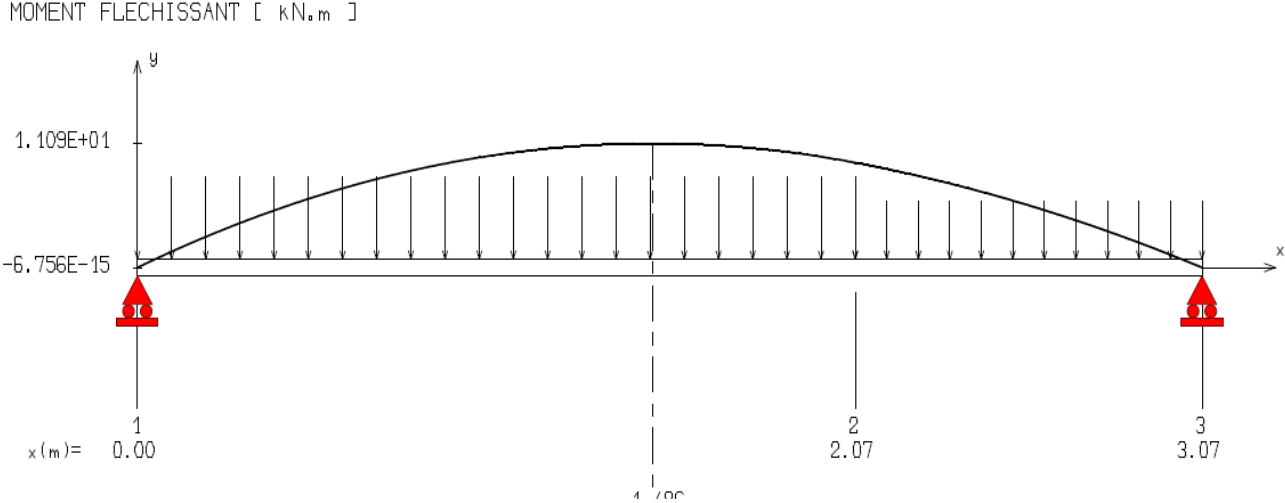


Figure.IV 16: Diagramme du moment à ELS

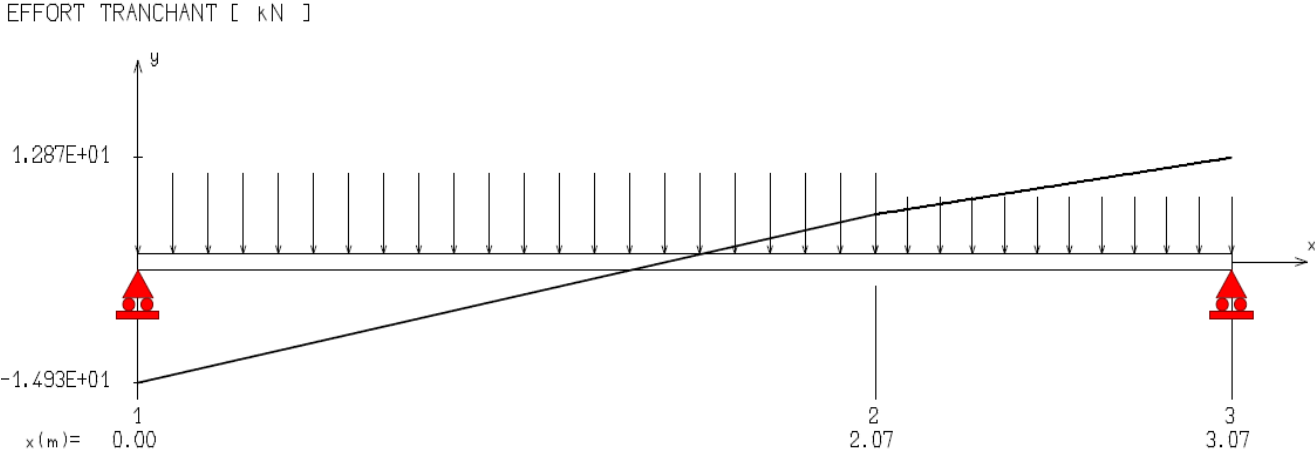


Figure.IV 17: Diagramme effort tranchant à ELS.VOLI 2

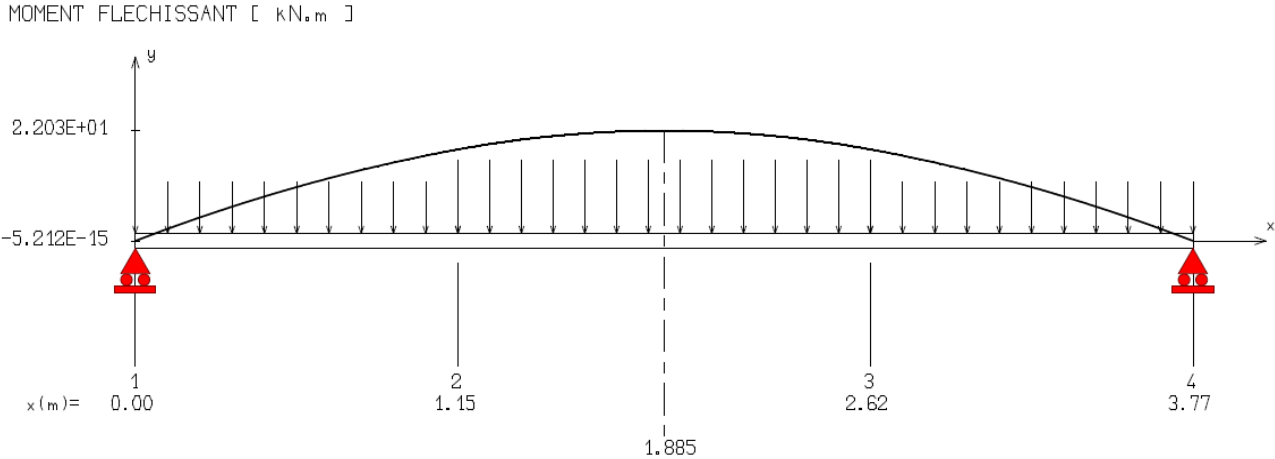


Figure.IV 18: Diagramme du moment à ELU

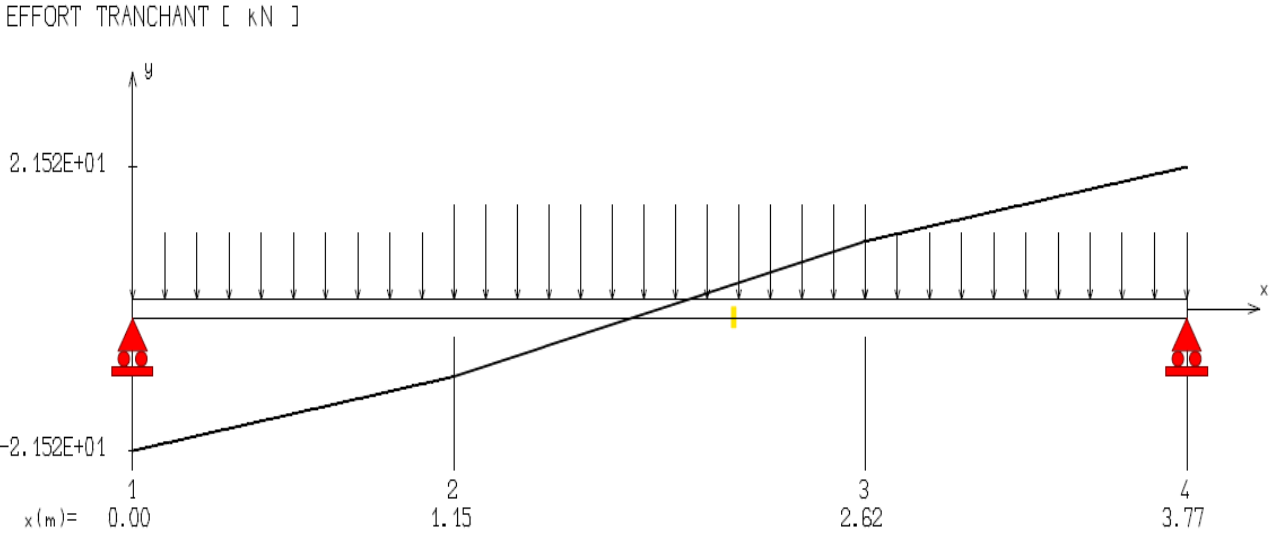


Figure. IV 19: Diagramme effort tranchant à ELU.

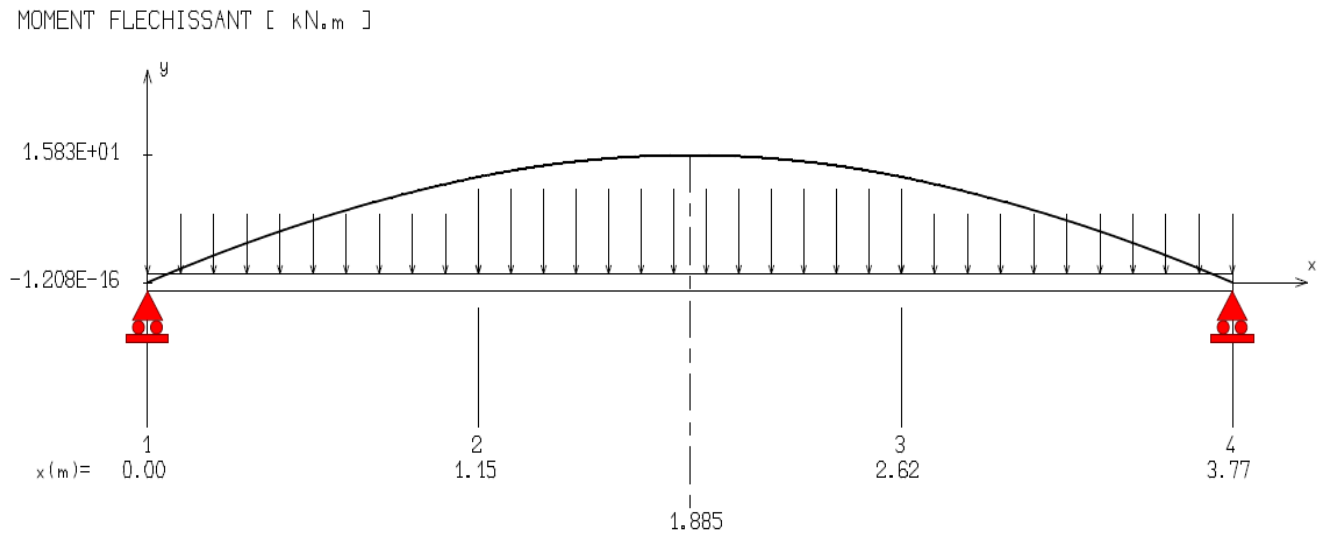


Figure.IV 20: Diagramme du moment à ELS

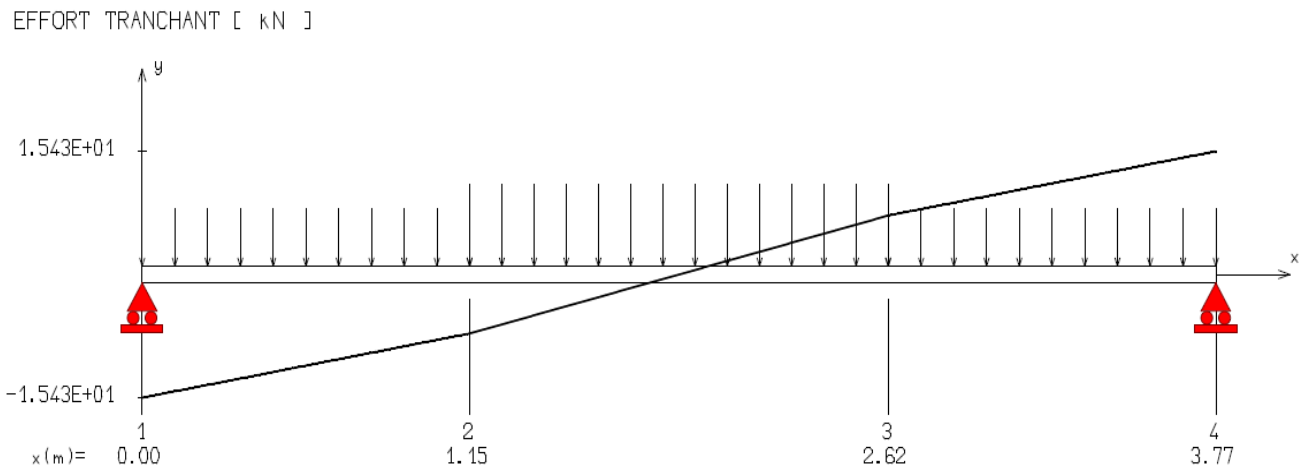


Figure.IV 21: Diagramme effort tranchant à ELS.VOLI 1

VOLI 1

Cas	$M_t(N.m)$	$M_a(N.m)$	T(N)
ELU	$1.109 \times 10^3$	$6.756 \times 10^3$	$2.072 \times 10^3$

ELS	$1.109 \times 10^3$	$6.756 \times 10^3$	$1.49310^3$
ELU	$2.20310^3$	$5.20210^3$	$2.15210^3$
ELS	$1.58310^3$	$120810^3$	$1.54310^3$

### IV.3.2. Détermination du ferrailage

- **En travée :**  $M_u = 1109 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1109}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0042 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.0042)} \right)$$

$$\alpha = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.005$$

$$\beta = 0.998$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1109}{348 \times 13.5 \times 0.998}$$

$$A = 1.24 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

➤ **En appui** :  $M_a = 6756 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6756}{100 \times 13.5^2 \times 14.20} = 0.026 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.026)}\right)$$

$$\alpha = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.032$$

$$\beta = 0.987$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13.5 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6756}{348 \times 13.5 \times 0.987}$$

$$A = 1.46 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

• **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm.}$$

• **Vérification de la condition non fragilité**

➤ **En travée :**

$$A_u = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_u = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

### IV.3.3. Vérification :

#### IV.3.3.1 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

**(BAEL91Art6.1.3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

□ : 1.5 pour H. A

$$2.072 \times 10^3$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.072 \times 10^4}{0.9 \times 135 \times 157} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{2.072 \times 10^4}{135 \times 1000} = 0.15 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

**IV. 3.3.3 Vérification des contraintes ELS**

❖ **En travée :**

$$M_s = 5.907 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.203}{1.583} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > 0.04$$

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

➤ **En appui :**

$$M_s = 1109 \text{ KN.m}$$

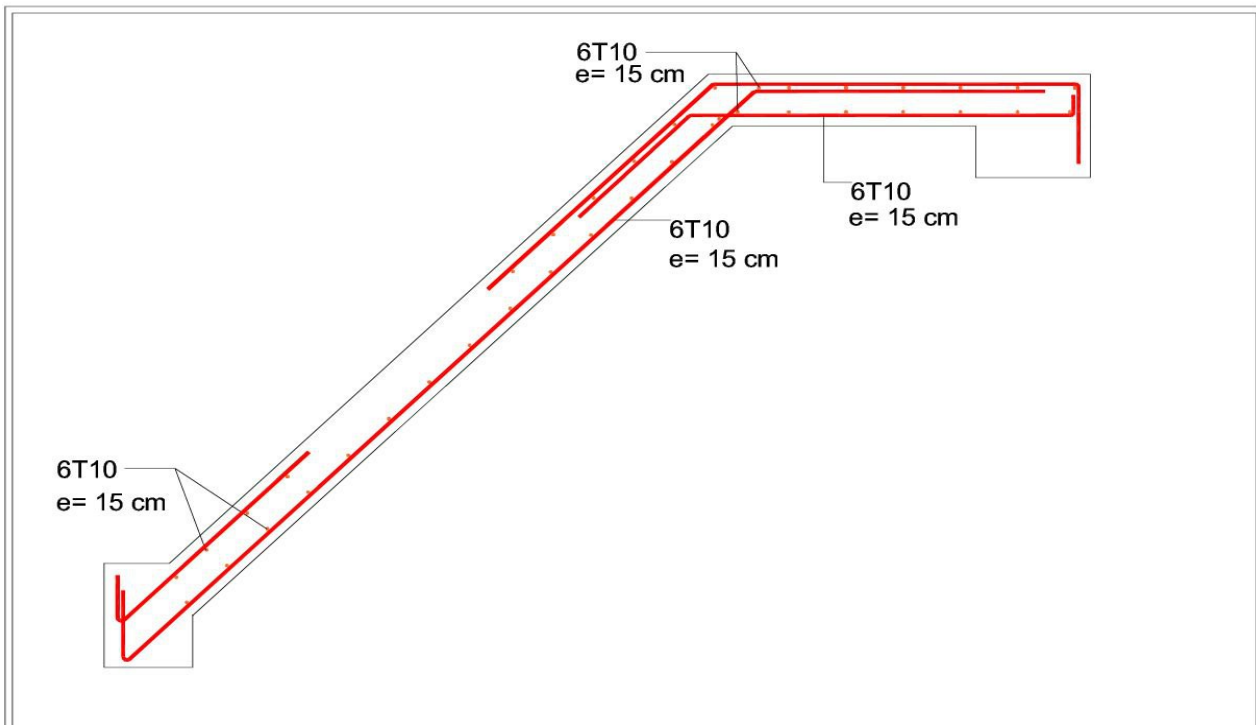
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1109}{1109} = 1$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 > 0.041$$

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

**IV. 3.3.4 Schéma de ferrailage :**



VOLI2

Figure.IV 17Schéma de ferrailage

### IV.3.2. Détermination du ferrailage

- En travée :  $M_u = 2203 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2203}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0085 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.0085)} \right)$$

$$\alpha = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.010$$

$$\beta = 0.996$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2203}{348 \times 13.5 \times 0.998}$$

$$A = .50 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

➤ **En appui :**  $M_a = 5212 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5212}{100 \times 13.5^2 \times 14.20} = 0.020 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.020)} \right)$$

$$\alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.025$$

$$\beta = 0.990$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13.5 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5212}{348 \times 13.5 \times 0.990}$$

$$A = 1.12 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}.$$

- **Vérification de la condition non fragilité**

➤ **En travée :**

$$A_u = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_u = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

### IV.3.3. Vérification :

#### IV.3.3.1 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

□ : 1.5 pour H. A

$$2.072 \times 10^3$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.072 \times 10^4}{0.9 \times 135 \times 157} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{2.072 \times 10^4}{135 \times 1000} = 0.15 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

#### IV. 3.3.3 Vérification des contraintes ELS

❖ **En travée :**

$$M_s = 1.583 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.203}{1.583} = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > 0.04$$

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

➤ **En appui :**

$$M_s = 1208 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2203}{1208} = 1.82$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.82 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.66 > 0.041$$

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

#### IV. 3.3.4 Schéma de ferrailage :

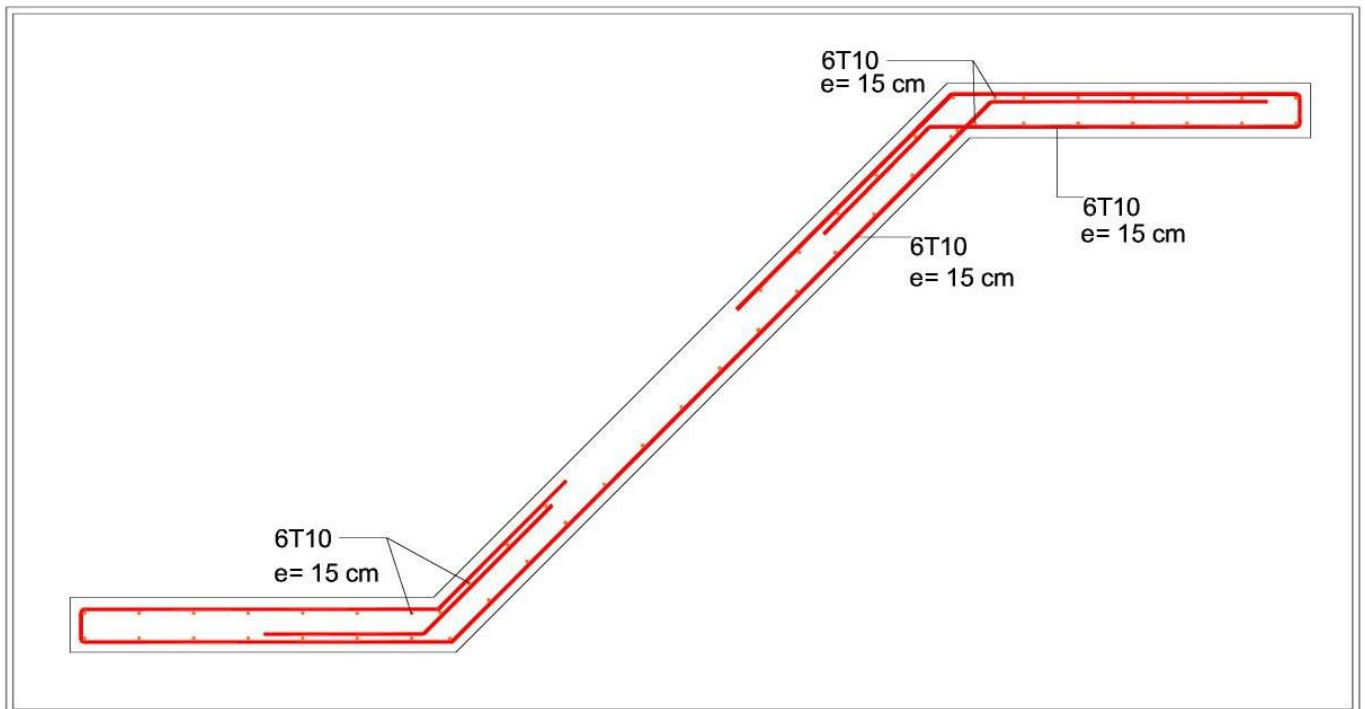


Figure.IV 18Schéma de ferrailage

#### IV.3.4. Étude de la poutre palière :

##### IV.3.4.1. Pré dimensionnement

$$L = 3.5\text{m}$$

- La hauteur de la poutre palier

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

$$h = 35\text{m}$$

- **La largeur de la poutre palière**

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

$$b = 25\text{cm}$$

- **Vérification selon RPA :**

$$h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 > \frac{1}{4} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section de la poutre palière est de dimension :  $(35 \times 25) \text{ cm}^2$

#### IV.3.4.2. Calcul des sollicitations

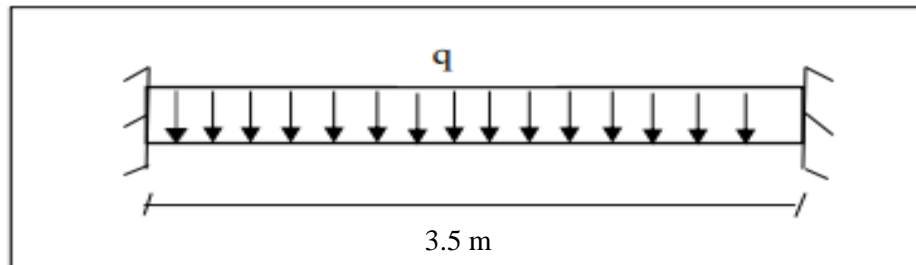


Figure.IV 19: schéma statique de la poutre palière

- **Calcul du poids propre (g) de la poutre palière**

$$g = \gamma_b \times b \times 8h = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.18\text{KN/ml}$$

- **Charge permanente du palier de repos**

$$G = 450 \text{ Kg/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

**La réaction du palier :**

$$\begin{cases} R_{BU} = 21.52 \\ R_{Bser} = 15.43 \end{cases}$$

❖ ELU

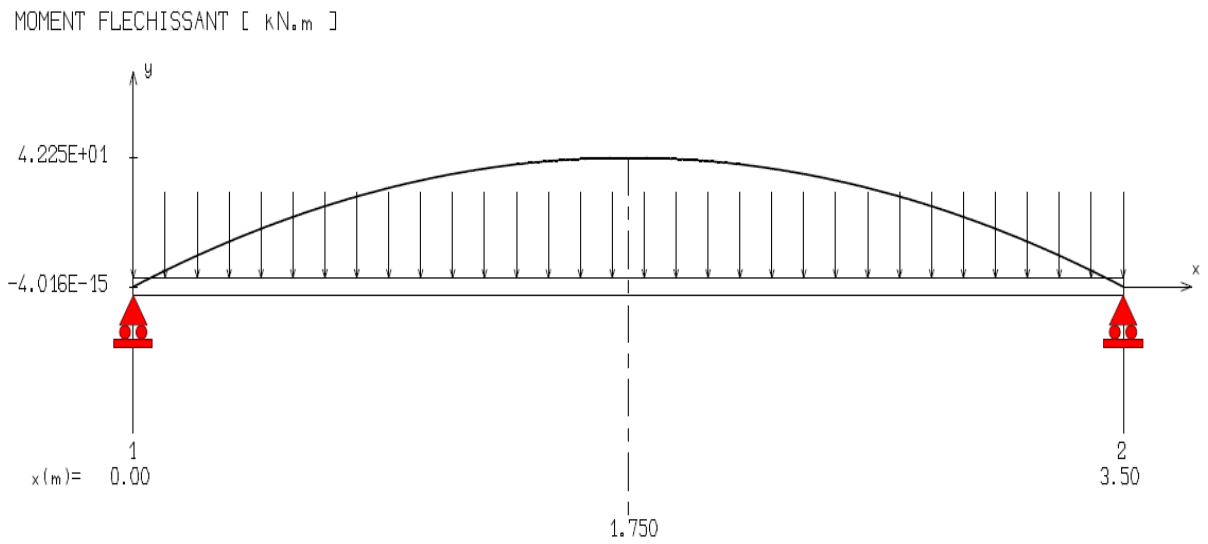
$$q_u = 1.35 \times G + R_{BU}$$

❖ ELS

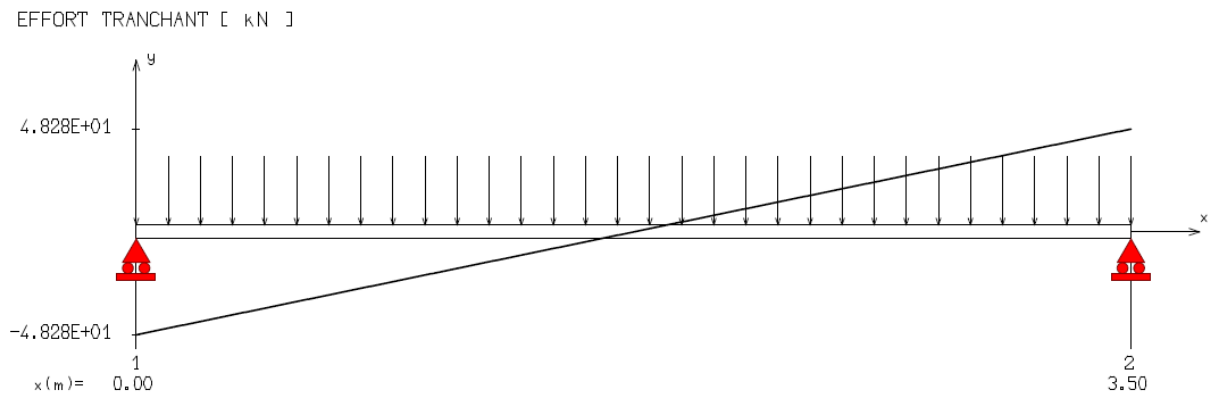
$$q_{ser} = G + R_{BU}$$

**IV.3.4.3. Calcul des moments**

❖ ELU



**Figure.IV 23:** Diagramme du moment à ELU



**Figure.IV 24:** Diagramme effort tranchant à ELU

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

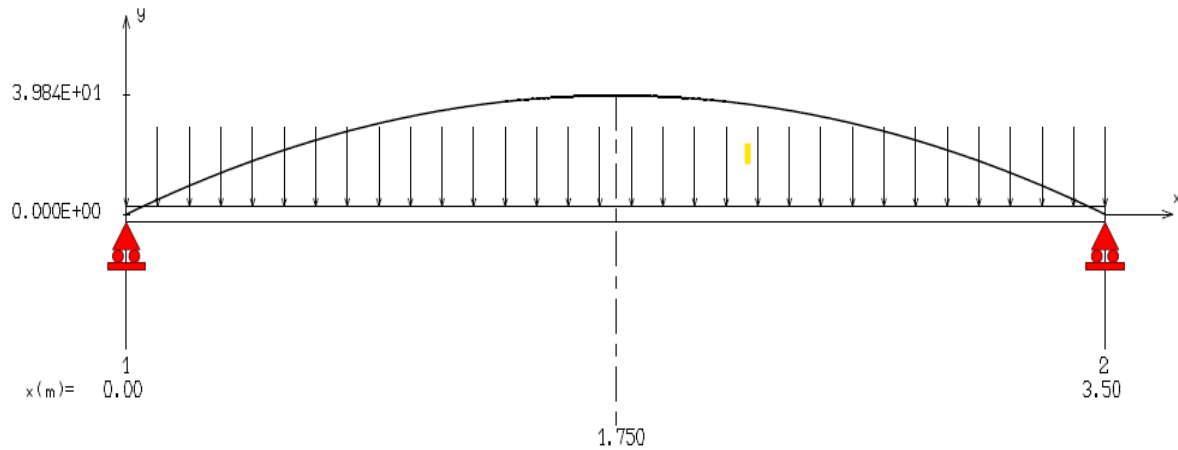


Figure.IV 26: Diagramme du moment à ELS

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

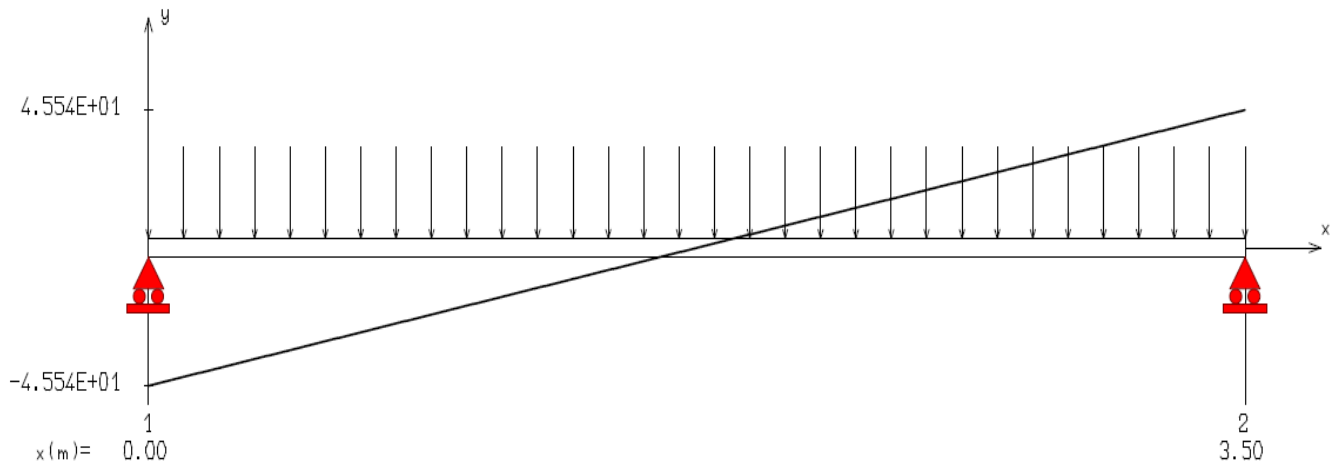


Figure.IV 26: Diagramme effort tranchant à ELS

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{27.59 \times 3.50^2}{8} = 42.25 \text{ KN.m}$$

En appui :  $-0.2M_u = -8.45 \text{ KN.m}$

En travée :  $0.8M_u = 33.80 \text{ m}$

❖ ELS

$$M_{ser} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{19.93 \times 3.50^2}{8} = 30.52 \text{ KN.m}$$

En appui :  $-0.2M_s = -6.104 \text{ KN.m}$

En travée :  $0.8M_s = 24.41 \text{ KN.m}$

#### IV.3.4.4. Détermination du ferrailage

## ➤ En travée

## ❖ ELU

$$M_t = 33.80 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 35 - \frac{35}{10} = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{33.80 \times 10^3}{25 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.096 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.096)} \right)$$

$$\alpha = 0.126$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.126$$

$$\beta = 0.949$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33.80 \times 10^3}{348 \times 31.50 \times 0.936}$$

$$A = 3.29 \text{ cm}^2$$

## • Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(3.29; 1.13) = 3.29 \text{ cm}^2$$

## • Choix des armatures :

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

## ➤ En appui

➤

## ❖ ELU

$$M_a = -19.01 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 35 - \frac{35}{10} = 31.50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{19.01 \times 10^3}{25 \times 31.50^2 \times 14.17} = 0.054 < 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0.054)} \right)$$

$$\alpha = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.069$$

$$\beta = 0.972$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.01 \times 10^3}{348 \times 31.50 \times 0.972}$$

$$A = 1.78 \text{ cm}^2$$

## • Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 31.50 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(1.78; 0.95) = 1.78 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS**

$$M_s = 31.87 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33.80}{31.87} = 1.10$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 > 0.063$$

**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)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

□ : 1.5 pour H. A

$$V_{u\max} = 4.828 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 8 \times 3.14 \times 1 = 25.12 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.828 \times 10^4}{0.9 \times 360 \times 157} = 0.949 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.949 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{4.828 \times 10^4}{250 \times 315} = 0.613 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0.9 \times d}$

$$|V_u| + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} < 0 \text{ pas de vérification de la section de la } A_i$$

$$|4.828 \times 10^4| + \frac{-19.01 \times 10^3}{0.9 \times 31.50} < 0$$

$$-47609.45 < 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Section des armatures transversales  $A_t$**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 0.8; \frac{25}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1; 0.8; 2.50)$$

On prend :

$$\phi_t = 0.8 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\phi 8$$

**Chapitre V :  
Étude 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. Méthodes de calcul des forces sismique :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003). les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- La méthode statique équivalente et
- La méthode dynamique modale spectrale.

### V.2.1. Méthode statique équivalente

Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1] Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (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 :

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

- Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Facteur de comportement et

W : Poids total de la structure.

### V.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

#### V.2.2.1. Principe

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### V.2.2.2. Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base. ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales. et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

#### V.2.2.3. Présentation du logiciel

Robot Bat est un logiciel de calcul. d'analyse et de conception d'une variété très large de

structures. Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure »
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...)

### V.3. Étapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m) ;
  - ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres ;
  - ✓ Les voiles et les dalles pleine par panneau ;
  - ✓ Les dalles en corps creux par bardage ;
- Introduire les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

Charge permanente G :

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation Q :

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E :

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

- Détermination des combinaisons de charges :

1)  $1.35G + 1.5Q$  (État limite ultime)

2)  $G + Q$  (État limite de service)

3)  $0.8G + E$

4)  $0.8G - E$

5)  $G + Q + E$

6)  $G + Q - E$

Vérification des erreurs ;

Lancement de l'analyse et

Interprétation des résultats.

**V.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions

Par :

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

➤ Avec :

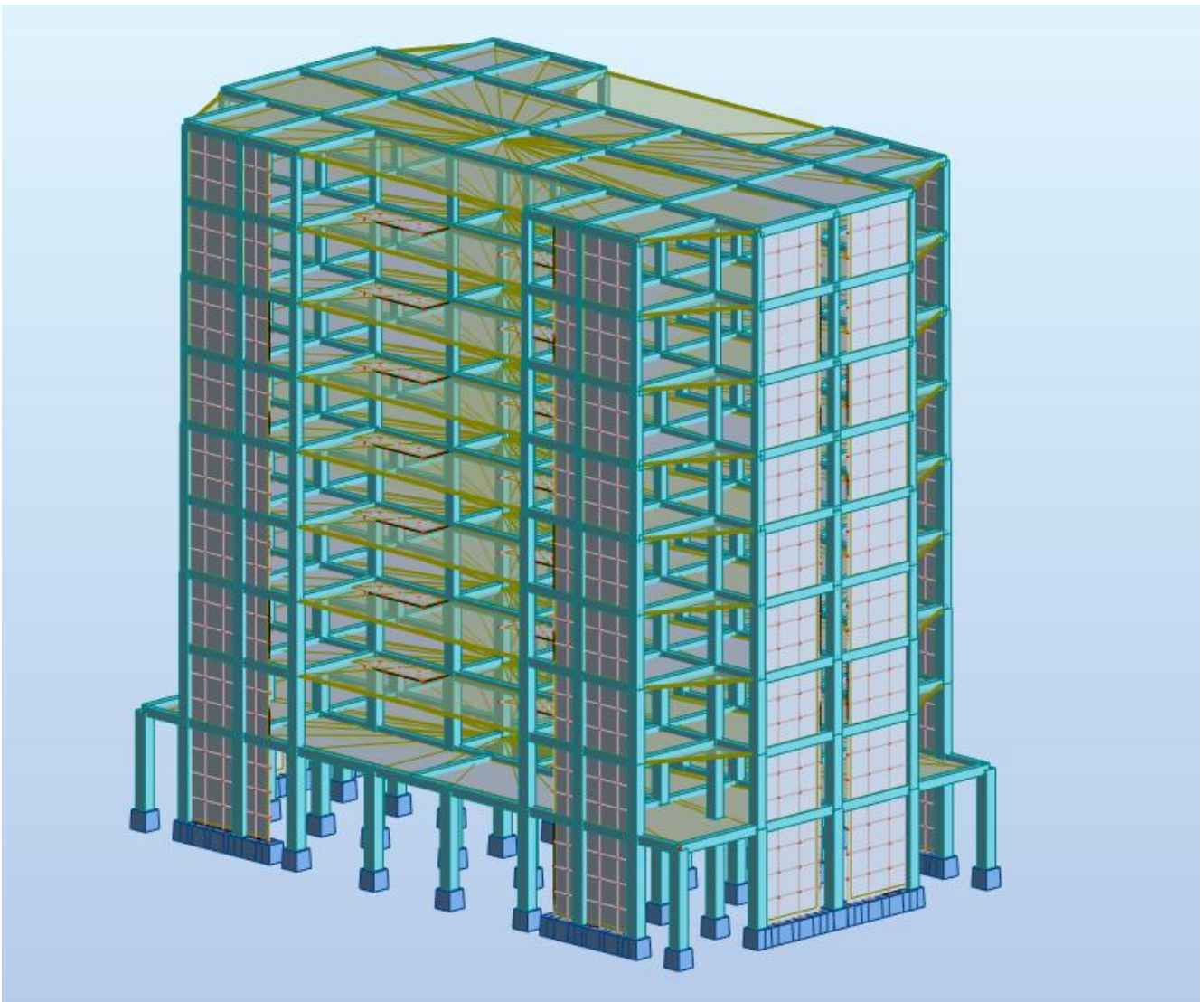
A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Facteur de comportement et

W : Poids total de la structure.



**Figure.V 1: Interface de Robot Structural Analysis Professional 2022**

**V.4.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T}{3}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

**Avec**

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) ;

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

**ε** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2)

Portique en béton armé, remplissage léger ⇒ ε = 7%

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2 + \varepsilon} = 0.882 > 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site ferme (S2) ⇒ T<sub>2</sub> = 0.40s (Tableau 4.7).

**V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure T**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$$

**Avec**

**h<sub>N</sub>**: Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

**C<sub>T</sub>** : 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<sub>T</sub>**

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA ⇒ C<sub>T</sub> = 0.05

➤ **Dans la direction x**

$$h_N = 29.16 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{(direction X) } D = 29.4 \text{ m}$$

$$T = 0.63$$

$$T_2 = 0.3s < T = 0.63 < 3s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.4}{0.63}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1.63$$

➤ Dans la direction y

$$h_N = 29.16 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05 \text{ m}$$

$$(\text{direction y}) D = 17.25 \text{ m}$$

$$T = 0.63$$

$$T_2 = 0.3 \text{ s} < T = 0.73 < 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left( \frac{0.4}{0.73} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 1.63$$

### V.4.3. Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)} \end{array} \right\} A = 0.15$$

### V.4.4. Coefficient de comportement R : (RPA99 (version2003) /tableau 4)

Voiles porteurs en béton armé  $\Rightarrow R = 3.5$

### V.4.5. Facteur de qualité Q (RPA99 (version2003) /tableau 4.4)

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2$$

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

➤ Avec

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non et sa valeur est donnée au tableau 4.4

### V.4.6. Calcul du poids de la structure W

$$W = \sum W G_i + \beta \sum Q_i$$

**W G<sub>i</sub>** : Poids du aux charge permanentes

**W Q<sub>i</sub>** : Poids du aux charges d'exploitation

$\sum W G_i$  : 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 rabot bat :

$$W = 49103.37 \text{ KN}$$

## 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	1.74	1.2	49103.37	3.5	4627.06	3701.65

**V.5.2. Calcul de Vy**

**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	1.47	1.2	49103.37	3.5	3882.80	3106.24

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<sub>xdyn</sub> = 4643.25 KN > 80% V<sub>x</sub> = 3714.60 KN => Condition vérifiée.
- V<sub>ydyn</sub> = 3896.39 KN > 80% V<sub>y</sub> = 3117.11 KN => Condition vérifiée.

**V.6 Calcul de la force sismique par l’analyse dynamique modale spectrale**

L’action sismique est définie à partir d’un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 ». est une courbe de réponse maximale d’accélération (Sa/g) d’un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

- L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d’accélération de zone ;

**η :** Facteur de correction d’amortissement ;

**ε :** 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 :

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
---	--------	---------------	---	-------	-------	---

**Tableau.V. 3: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)**

0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.40	1.2
------	------	----	-----	------	------	-----

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
---	--------	---------------	---	-------	-------	---

**Tableau.V. 4: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)**

0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.40	1.2
------	------	----	-----	------	------	-----

### Interprétation de résultats obtenus :

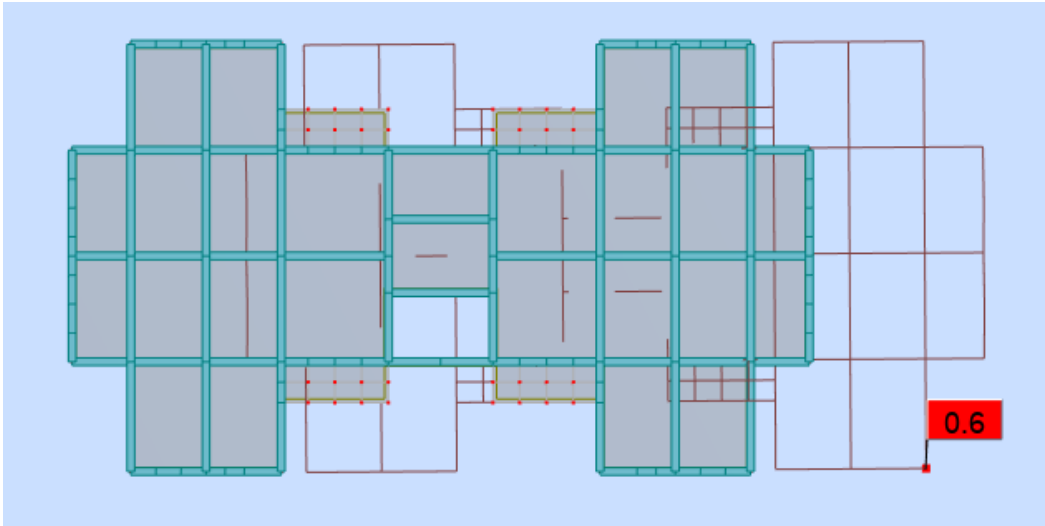
#### Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4]

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 :

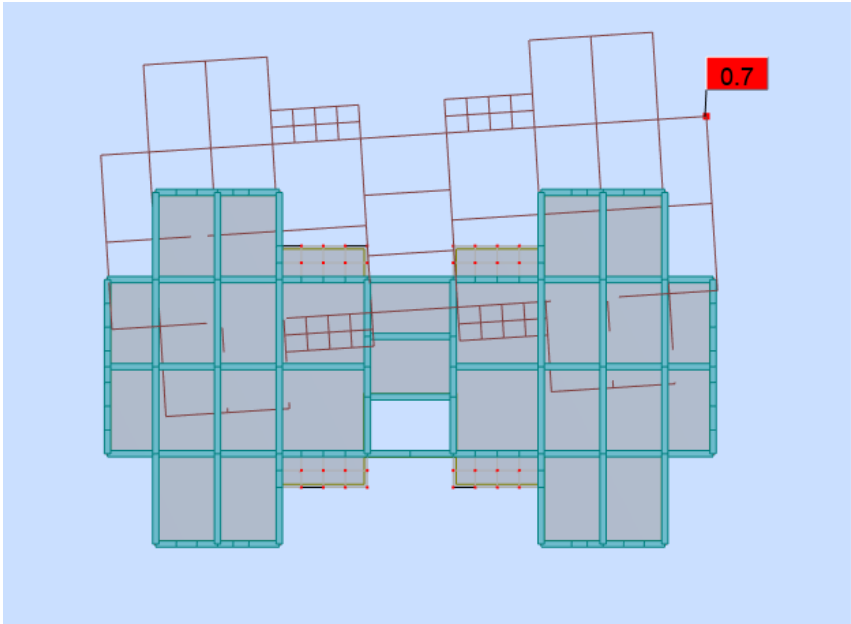
$$K \geq 3$$

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (9 niveau).  $K \geq 3$  modes

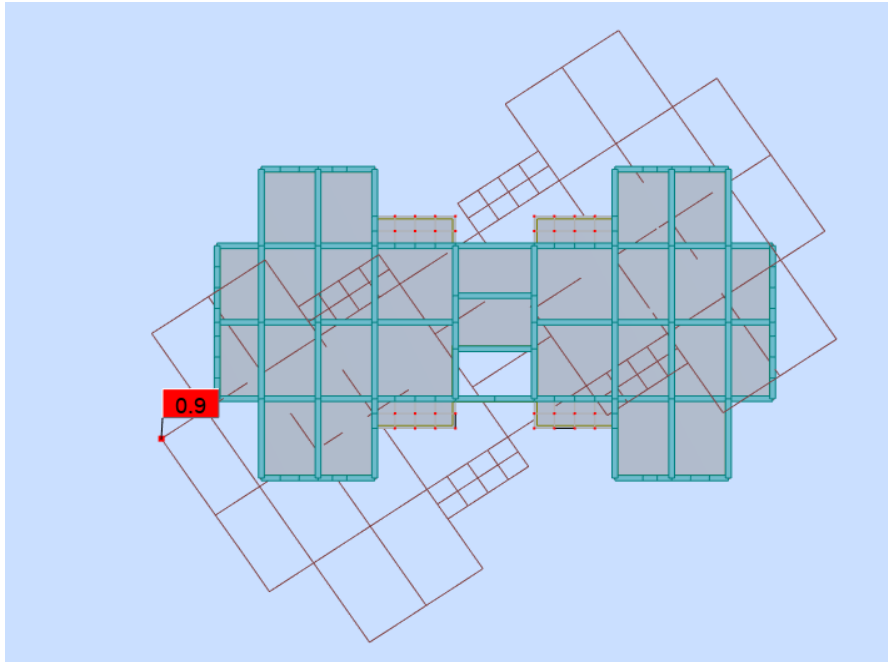
- **Mode 1** :  $U_x = 71.00\%$  ;  $U_y = 0.00\%$  translation suivant X
- **Mode 2** :  $U_x = 0.00\%$  ;  $U_y = 74.67\%$  translation suivant Y
- **Mode 3** :  $U_x = 0.00\%$  ;  $U_y = 0.00\%$  torsion suivant Z



Mode 1 :translation suivant X



Mode 2 :translation suivant Y



Mode 3 :torsion suivant Z

Tableau.V. 5 : Résultat de l'analyse modal

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX(%)	Masse cumulée UY(%)	UX (%)	UY (%)
1	0.82	71.00	0.00	71.00	0.00
2	0.76	71.00	74.67	0.00	74.67
3	0.51	71.00	74.67	0.00	0.00
4	0.22	71.00	74.67	0.00	16.31
5	0.20	82.36	84.36	19.12	0.00
6	0.14	82.36	87.36	0.00	0.00
7	0.10	87.45	89.75	0.00	4.71
8	0.09	89.28	90.98	5.40	0.00
9	0.07	90.12	95.69	0.00	1.88
10	0.06	95.52	97.57	0.00	0.00

## V.7. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

### V.7.1. Vérification du comportement dynamique

#### 1) Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
  - Directions xx : 5ème mode : Masse cumulée = 92.24 % => Condition vérifiée
  - Directions yy : 5ème mode : Masse cumulée = 91.36 % => Condition vérifiée

#### 2) Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$$

**Tableau.V. 6: Vérification de la période dans la direction X**

T statique	T dynamique 1 <sup>eme</sup> Mode	1.3.T	condition
0.63	0.82	0.82	C.V

**Tableau.V. 7 : Vérification de la période dans la direction Y**

T statique	T dynamique 2 <sup>er</sup> Mode	1.3.T	condition
0.63	0.76	0.82	C.V

#### • Vérification ART 5.10 RPA 2003

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :  
 $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

**Avec :**

- $\delta_{ek}$ : déplacement due aux forces sismiques  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion) ;
- R : coefficient de comportement (R=3.5) et
- Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Niveau	$\Delta e_{kx}$	$\Delta e_{ky}$	$\Delta k_x$	$\Delta k_y$	He/100	$\Delta x \leq He/100$	$\Delta ky \leq He/100$
--------	-----------------	-----------------	--------------	--------------	--------	------------------------	-------------------------

Tableau.V. 8: Valeurs des déplacements inter-étages

RDC	3,9	4,7	-7,7	-5,95	40,8	C V	C V
1	6,1	6,4	-6,3	-4,9	30,6	C V	C V
2	7,9	7,8	-4,9	-3,15	30,6	C V	C V
3	9,3	8,7	-2,8	-0,7	30,6	C V	C V
4	10,1	8,9	-2,1	-0,35	30,6	C V	C V
5	10,7	9	0	1,75	30,6	C V	C V
6	10,7	8,5	0,35	2,1	30,6	C V	C V
7	10,6	7,9	1,4	2,8	30,6	C V	C V
8	10,2	7,1	1,4	2,8	30,6	C V	C V

Le déplacement inter-étage max = 0.8 cm < h<sub>e</sub> 1% de la hauteur de l'étage => condition Vérifiée.

Direction xx :

Tableau.V. 9: Vérification de l'effet PΔ sens X-X

° ( P-Delta ) - Ex							
Niveau	Height	P	V <sub>x</sub>	U <sub>x</sub>	Δ <sub>x</sub>	Θ <sub>x</sub>	check
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
ETAGE 1	4080	572541,8	3874,64	3,9	3,9	0,1412	NO P-DELTA
ETAGE 2	3060	718244,3	3776,33	10	6,1	0,3791	NO P-DELTA
ETAGE 3	3060	718244,3	3522,68	17,9	7,9	0,5264	NO P-DELTA
ETAGE 4	3060	704581,6	3215,25	27,2	9,3	0,6660	NO P-DELTA
ETAGE 5	3060	704581,6	2871,25	37,3	10,1	0,8100	NO P-DELTA
ETAGE 6	3060	692526,3	2477,93	48	10,7	0,9773	NO P-DELTA
ETAGE 7	3060	692526,3	2021,21	58,7	10,7	1,1981	NO P-DELTA
ETAGE 8	3060	682078,3	1425,42	69,3	10,6	1,6576	NO P-DELTA

ETAGE 9	3060	322778,2	549,75	79,5	10,2	1,9571	NO P-DELTA
------------	------	----------	--------	------	------	--------	------------

Direction yy :

Tableau.V. 10: Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens Y-Y.

Niveau	Height	P	V <sub>y</sub>	U <sub>y</sub>	Δ <sub>y</sub>	Θ <sub>y</sub>	check
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
ETAGE 1	4080	572541,8	4149,21	4,7	4,7	0,1590	NO P-DELTA
ETAGE 2	3060	718244,3	4047,4	11,1	6,4	0,3712	NO P-DELTA
ETAGE 3	3060	718244,3	3796,12	18,9	7,8	0,4823	NO P-DELTA
ETAGE 4	3060	704581,6	3475,72	27,6	8,7	0,5763	NO P-DELTA
ETAGE 5	3060	704581,6	3092,99	36,5	8,9	0,6626	NO P-DELTA
ETAGE 6	3060	692526,3	2650,51	45,5	9	0,7685	NO P-DELTA
ETAGE 7	3060	692526,3	2116,23	54	8,5	0,9090	NO P-DELTA
ETAGE 8	3060	682078,3	1444,88	61,9	7,9	1,2187	NO P-DELTA
ETAGE 9	3060	322778,2	542,6	69	7,1	1,3803	NO P-DELTA

### V.8 Conclusion

Après le calcul sismique. la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003. il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure.

**Chapitre VI :**  
**Etude des portiques**

---

## **VI.1. Introduction :**

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

## **VI.2. Définition :**

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

## **VI.3. Ferrailage des portiques :**

### **VI.3.1. Ferrailages des poutres :**

Le ferrailage sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), ensuite on vérifie à l'état limite de service (ELS), en suivant les recommandations exigées par l'RPA99/version 2003.

**ELU (situation durable et transitoire) :**  $1,35G + 1,5Q$ .

**ELS :**  $G + Q$ .

**Situation accidentelle :**  $G \pm Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$ .

**Recommandation selon RPA99 (V2003) :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur de recouvrement est de :  $40 \phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des croches à  $90^\circ$ .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir les armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

### **VI.3.2. Armatures longitudinales :**

Le choix des armatures longitudinales est le maximum des 3 sections suivantes calculé :

---

$A_{cal}$  : est calculé en flexion simple.

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28}$$

$$A_{RAP} = 0,5 \% B$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{RPA})$$

### VI.3.3. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

**Avec :**

$b$  : Largeur de la section

$S_t$  : 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 :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

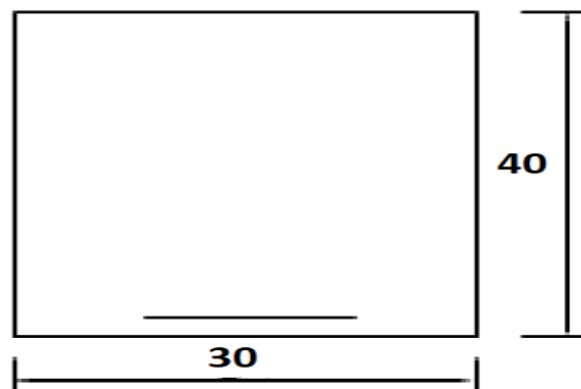
Dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi$  : des armatures longitudinales à prendre est le petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.4. Calcul des armatures longitudinales :

- Les poutres principales (30 × 40) :
- 



**Figure.VI 1: Section de calcul**

Le calcul se fait sur la base de prendre le moment en travée et en appui maximal entre les différents combinaisons (ELU ; ELS ; ACC) en utilisant le logiciel rebot.

**Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant**

	Moment en appui (KN. m)			Moment en travée(KN. m)		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
<b>Poutre principales (30×40) cm</b>	-115.23	-80.12	-91.16	67.26	49.37	52.43

La poutre est soumise à la flexion simple.

### VI.4.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU :

➤ **En appuis :**

VI.4.1.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 115.23 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{115.23 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0.209$$

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

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,209 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,209)} \right) = 0,296$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,296 = 0.882$$

$$A = \frac{115.23 \times 10^3}{348 \times 0,882 \times 36} = 10.43 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

### VI.4.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_t^u = 67.26 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67.26 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0.122$$

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

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$u_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.122 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 0.122)} \right) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0.079 = 0,968$$

$$A = \frac{67.26 \times 10^3}{348 \times 0.97 \times 36} = 5.53 \text{ cm}^2$$

### VI.4.2. Ferrailage en combinaison ACC :

- **En appuis :**

$$M_a^{\text{acc}} = -91.16 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{91.16 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0.127$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$u_1 = 0,379$$

$$\mu = 0.127 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,127)}\right) = 0,170$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,170 = 0,932$$

$$A = \frac{91,16 \times 10^3}{400 \times 0,932 \times 36} = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{52,43 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,073$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$u_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,073 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,127)}\right) = 0,207$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,127 = 0,949$$

$$A = \frac{52,43 \times 10^3}{348 \times 0,949 \times 36} = 4,40 \text{ cm}^2$$

### I.4.3. Etat limite service ELS :

• **Vérification à l'état limite service ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{-115,23 \times 10^3}{-80,12 \times 10^3} = 1,43$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,343 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

$$\alpha = 0,343 \leq 0,43 \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.}$$

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées

précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\text{max}}^t = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^a = 10,43 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}.$$

$$A_{\max} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

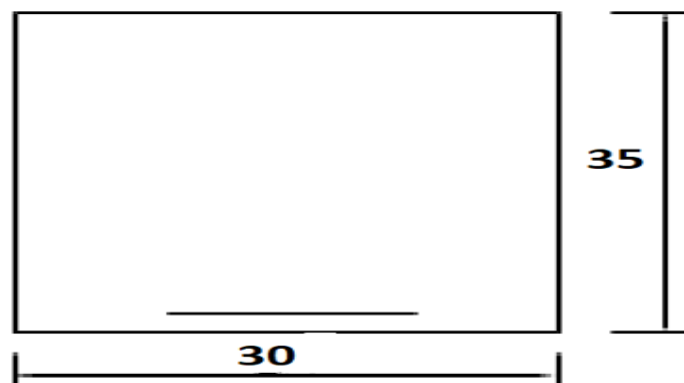
$$A_{\max} = 6\%B = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**Tableau.VI. 2 : Tableau de ferrailage**

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Barres choisies	Section correspondante( $\text{cm}^2$ )
Appui	10.43	8T14	12.32
Travée	5.53	3T14+3T12	8.01

### VI.5 Ferrailage des poutres secondaires :

- **Les poutres secondaires (30 × 35) :**



**Figure.VI 2: Section de calcul**

**Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant**

	Moment en appui (KN. m)			Moment entravée(KN. m)		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
<b>Poutre secondaires (30×35) cm</b>	-77,90	-56,68	-118,78	39,87	28,70	97,06

La poutre est soumise à la flexion simple.

#### VI.5.1. Calcul ferrailage en combinaison ELU :

➤ **En appuis :**

### VI.5.1.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 77,9 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{77,9 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,141$$

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,141 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,141)} \right) = 0,190$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,190 = 0,923$$

$$A = \frac{78,27 \times 10^3}{348 \times 0,923 \times 36} = 6,74 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

VI.4.1.2. Vérification de l'existence des armatures :

$$M_t^u = 39,87 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39,87 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,072$$

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

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,072)} \right) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,093 = 0,962$$

$$A = \frac{39,87 \times 10^3}{348 \times 0,962 \times 36} = 3,31 \text{ cm}^2$$

### VI.5.2. Ferrailage en combinaison ACC :

#### ➤ En appuis :

$$M_a^{\text{acc}} = -118,78 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{118,78 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,164$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,164 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

#### • Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,164)} \right) = 0,225$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,225 = 0,91$$

$$A = \frac{118,78 \times 10^3}{400 \times 0,91 \times 36} = 9,06 \text{ cm}^2$$

#### ➤ En travées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97,06 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,135$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,135 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,135)} \right) = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,182 = 0,927$$

$$A = \frac{97,06 \times 10^3}{400 \times 0,927 \times 36} = 7,27 \text{ cm}^2$$

### VI.5.3. Etat limite service ELS :

- **Vérification à l'état limite service ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{77,90}{56,68} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,19 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

$$\alpha = 0,19 \leq 0,43 \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.}$$

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\text{max}}^t = 7,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^a = 9,06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{max}} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\text{max}} = 6\%B = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**Tableau.VI. 4: Tableau de ferrailage**

	A <sub>cal</sub>	Barres choisi	Section correspond (cm <sup>2</sup> )
Appui	9.06	6T14	9.24
Travée	7.27	6T14	9.24

### 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<sub>t</sub>: l'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 40,5 ; 40) = \min(36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm.}$$

**On adopte :** S<sub>t</sub> = 15 cm.

$$A_t = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

**Diamètre des armatures d'âme :**

- Diamètre des poutres principales :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,28; 3; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

**On prend :** t = 8 mm

- Diamètre des poutres secondaires 01 :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,15; 3; 1,2) = 1,15 \text{ cm}$$

**On prend :** t = 8 mm

- Diamètre des poutres secondaires 02 :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(0,85; 3; 1,2) = 0,85 \text{ cm}$$

**On prend :** t = 8 mm

**Selon RPA99/version 2003 :**

### VI.6.5. L'espacement maximal (poutre principale) :

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : L' = 2 × h = 2 × 0,45 = 0,9 m

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(11,25; 16,8) = 11,25 \text{ cm}$$

On prend S<sub>t</sub> = 10 cm.

- **En zone courante:**

---

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

#### VI.6.6. L'espacement maximal (poutre secondaire) :

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est :  $L' = 2 \times h = 2 \times 0,40 = 0,8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(10; 16,8 \text{ cm})$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courant :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

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

#### VI.6.7. L'espacement maximal (poutre secondaire 02):

- **En zone nodale :**

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Donc :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

#### V.6.8. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$T_u = -152.92 \text{ KN}$$

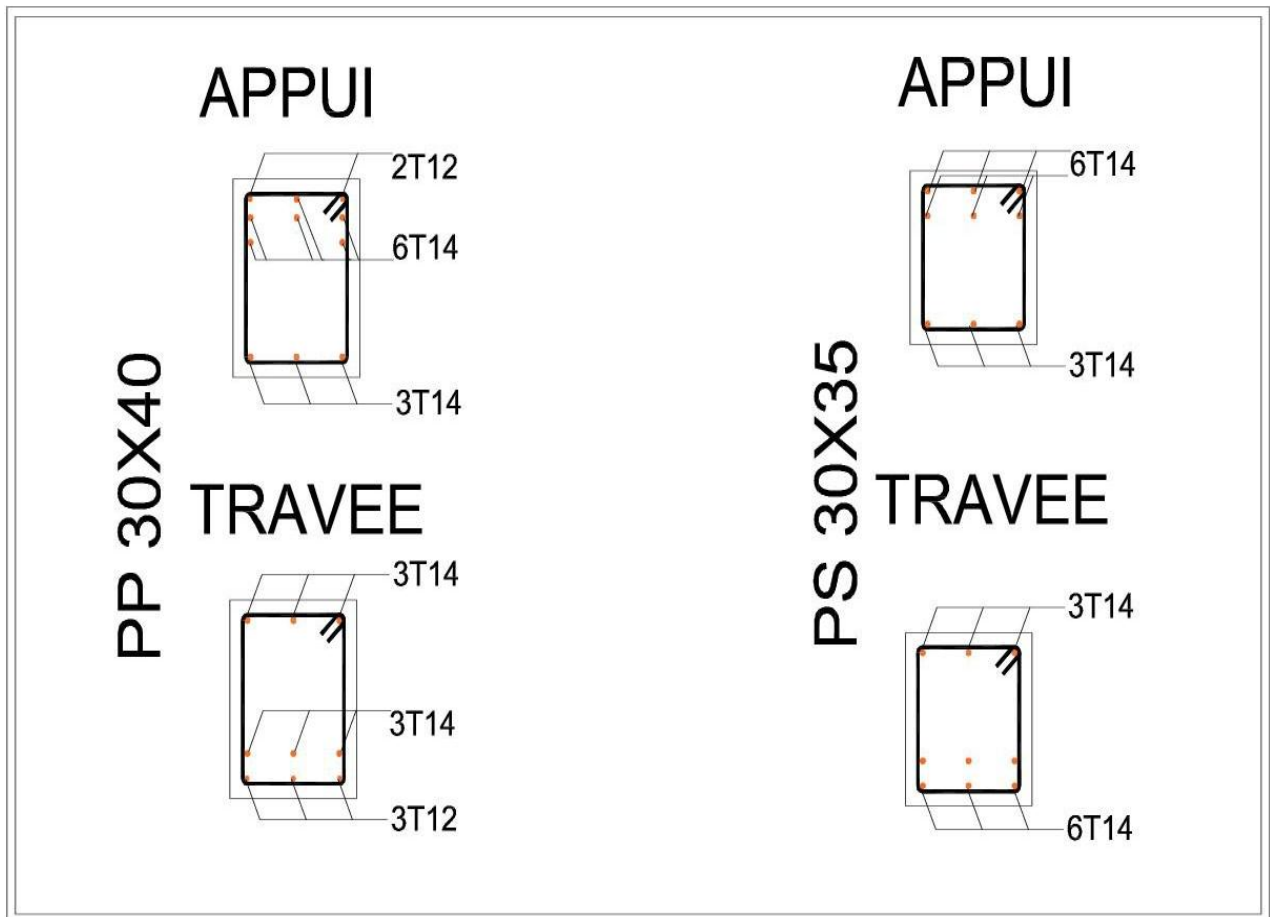
$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{152.92 \times 10^3}{600 \times 230} = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### VI.6.9. Les schémas du ferrailage des poutres :



## VI.7. Etude des poteaux

### VI.7.1. Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent le support des poutres. Ils permettent de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Les poteaux sont soumis à des sollicitations de flexion composée.

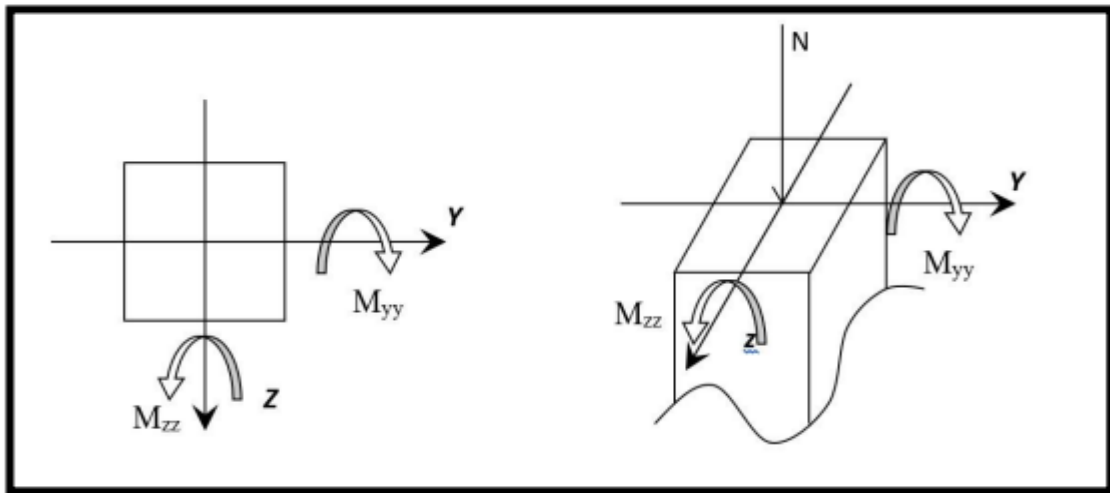
### VI.7.2. Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) participé à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet de changement de la température ;
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges et
- Effet des efforts sismiques.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon

l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) et à deux moments fléchissant ( $M_{Y-Y}$ ,  $M_{Z-Z}$ ).



**Figure.VI 3: Sollicitation sur les poteaux**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c) ;
- Une section entièrement comprimée (s.e.c) et
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

### 1) Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction. Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression.

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$M_1(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

**Avec :**

$M_1$ : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

### 2) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot (domaine 3) caractérisé par  $\varepsilon_b = 2\%$  pour la fibre située à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée.

### 3) Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### VI.7.3. Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

---

$1,35G + 1,5Q$  ELU

$G + Q$  ELS

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

$0,8 \times G \pm E$

$G + Q \pm E$

#### VI.7.4. Combinaisons d'efforts internes :

$N_{\max}$  :  $M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min}$  :  $M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max}$  :  $N_{\text{correspondant}}$

#### VI.7.5. Ferrailage réglementaire

##### VI.7.5.1. Armatures longitudinales

- **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) (ART 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓  $40 \varnothing$  en (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (Zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

✓  $L' = 2h$

✓  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h, b, 60 \text{ cm}\right)$

**Avec :**

**h:** la hauteur de la poutre ;

**b et a :** dimension du poteau et

**he:** la hauteur libre entre deux niveaux.

$$L' = \frac{h}{2}$$

- **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

#### VI.7.5.2. Armatures transversales

- **Selon RPA99/version 2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{p_a \times T_u}{a \times f_e} A_t$$

**Avec :**

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul ;

**a** : Hauteur totale de la section brute ;

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'armature transversale et

**p<sub>a</sub>** : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$p_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right)$$

$$p_a = 3,5 \text{ si } \lambda_g < 5$$

**Avec :**

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement ;

**a** et **b** : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée et

**δ<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit.

- **Dans la zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

- **Dans la zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone IIa}$$

**Avec :**

**φ<sub>L</sub>** : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

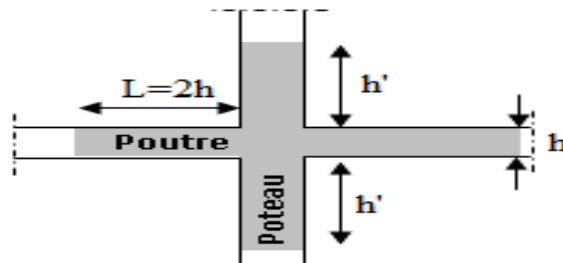
En pourcentage est donné comme suit :

- 0,4% si  $\lambda_g \geq 5$ ;
- 0,8% si  $\lambda_g \leq 3$  et
- si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ; Interpolation des valeurs limitent précédentes.

**Tableau.VI. 6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux**

Poteaux		Poteaux(50×45)	Poteaux(45×45)	Poteaux(40×40)	Poteaux (35×35)	Poteaux (30×30)
ELU	Fx	3032.63	2783.68	2014.86	1271.15	534.86
	My	28.65	87.94	86.57	-80.78	-58.04
	Mz.	-71.07	64.64	-62.47	-60.18	-49.87
ELS	Fx	2218.88	2043.02	1478.54	932.50	392.00
	My	20.65	64.55	-63.52	-59.27	42.68
	Mz	-50.64	47.42	45.49	-43.78	32.43
ACC	Fx	2267.81	2502.29	1510.46	945.54	390.96
	My	57.60	97.36	82.77	-77.67	-58.50
	Mz	-53.11	190.31	165.24	-100.27	46.21

- Section d'aciers minimaux :  $A_{min} = 0,9\% \times b \times h$
- Section d'aciers maximaux :
  - Zone courante :  $A_{max} = 4\% \times b \times h$
  - Zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% \times b \times h$



**Tableau.VI7:Tableaudeferrailage**

section	$A_{cal}$ $A_{s1}$	$A_{cal}$ $A_{s2}$	$A_{min}$	$A_{max}$ en zone courante ( $cm^2$ )	$A_{max}$ en zone recouvrement ( $cm^2$ )
50× 50	2.4	1.6	20	100	150
45× 45	6.30	2.7	16.2	81	121,5
40× 40	8.40	4.30	12.8	64	96
35× 35	10.90	5.10	9.8	49	73,5
30× 30	9.50	4.70	7.2	36	54

**Tableau.VI. 8: Tableau récapitulatif des sections des poteaux**

Types	Niveaux	Section ( $cm^2$ )
1	RDC	(50 × 50)

2	1 <sup>eme</sup> _2 <sup>eme</sup> etage	(45 × 45)
3	3 <sup>eme</sup> _4 <sup>eme</sup> etage	(40 × 40)
4	5 <sup>eme</sup> _6 <sup>eme</sup> etage	(35 × 35)
5	7 <sup>eme</sup> _8 <sup>eme</sup> etage	(30 × 30)

### VI.7.6. Exemple de calcul

Ferrailage du poteau de Section : (50 × 50) cm<sup>2</sup>

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

#### Cas 01

$$N^{\max} = 3032.63 \text{ KN}$$

$$M_y^{\max} = 28.65 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28.65 \times 100}{3032.63} = 0.944 < \frac{h}{12} = 3.50 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

- **Vérfications a une compression excentrée :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,08 = 285,6 \text{ cm}$$

#### 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**

$$B = a \times b = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 0.2500 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section réduite B<sub>r</sub>**

$$B_r = (50 - 2)(50 - 2) = 2352 \text{ cm}^2 = 0.2352 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2,85 \times 100}{50}$$

$$\lambda = 19.74$$

$$\lambda < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{19,74}{35}\right)^2} 0,778$$

$$A' \geq \left[ \frac{303263}{100 \times 0,788} - \frac{3230 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq -2,93$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(50+50)}{100}; \frac{0,2}{100} 50 \times 50 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2; 4,05] = 7,2 \text{ cm}^2$$

### Cas 02

$$N^{\max} = 311,13 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0,16 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62,45 \times 100}{311,13} = 20,07 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{le calcul se fait en flexion composée}$$

- **Prendre en considération l'effet de flambement**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm}; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = \max \left[ 15; 20 \times \frac{22,07}{45} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 6,35 \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow$  On fait le calcul en flexion composée en corrigeant les sollicitations

**Remarque :** Le calcul se fera en flexion composée majorant les efforts comme suit:

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 20,07 \text{ cm}$$

{  $e_a$ : Excentricité additionnelle  
 $e_2$ : Excentricité de second ordre

$$M'_1 = 311,13 \times (20,07 + 2 + 1,98) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 74,83 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 311,13 \text{ KN}$$

La nouvelle valeur de l'excentricité  $e_0 = 24,05 \text{ cm}$

$\Rightarrow e_0 = 24,05 > \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.

$\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion simple avec un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendues.

- **Calcul du moment  $M_1$ :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 74,83 + 311,13 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 69,473 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{69,473 \times 10^3}{45 \times 14,2 \times 40,5^2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400, situation normal)} \rightarrow A'_1 \neq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1,$$

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

- **Calcul les armatures :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,085$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,066 = 0,966$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A_1 = \frac{69,473 \times 10^3}{0,966 \times 348 \times 40,5}$$

$$A_1 = 5,1 \text{ cm}^2$$

- **Revenons à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 5,1 - \frac{311,13 \times 10^3}{100 \times 348}$$

$$A = 3,84 \text{ cm}^2$$

### Cas 03

$$N^{\max} = 970,69 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 62,61 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62,61 \times 100}{970,69} = 6,45 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{le calcul se fait en flexion composée}$$

- **Prendre en considération l'effet de flambement**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = \max \left[ 15; 20 \times \frac{8,45}{45} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 6,35 \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On fait le calcul en flexion composée en corrigeant}$$

---

les sollicitations

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6,45 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité de second ordre} \end{cases}$$

$$M'_1 = 970,69 \times (6,45 + 2 + 1,98) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 101,24 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 970,69 \text{ KN}$$

La nouvelle valeur de l'excentricité :  $e_0 = 10,48 \text{ cm}$

$\Rightarrow e_0 = 10,48 < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

$\Rightarrow$  Nous avons deux possibilités : section entièrement comprimée ou partiellement comprimée

**VI.7.7. Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 101,24 + 970,69 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 192,95 \text{ KN}$$

$$(I) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 25 \times 45 = 184032 \text{ N.m} = 184,032 \text{ kN.m}$$

$$(II) = 970,69 \times (40,5 - 4,5) \times 10^{-2} - 192,95 = 156,498 \text{ kN.m}$$

$(I) > (II) \Rightarrow$  Section Partiellement comprimée

$\Rightarrow$  Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion simple avec un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendues.

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{192,95 \times 10^3}{45 \times 14,2 \times 40,5^2} = 0,18$$

$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0,392$  (acier FeE400, situation normal)  $\rightarrow A'_1 \neq \text{et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$ ,

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

• **Calcul les armatures :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}) = 0,25$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,25 = 0,9$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A_1 = \frac{192,95 \times 10^3}{0,9 \times 348 \times 40,5}$$

$$A_1 = 1,52 \text{ cm}^2$$

**Revenons à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 1,52 - \frac{970,69 \times 10^3}{100 \times 348}$$

$$A = -26,37 \text{ cm}^2$$

**Cas 04**

$$N^{\max} = 773,79 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 12,55 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12,55 \times 100}{773,79} = 1,62 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow$  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 :**

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Calcul de la section totale**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2,85 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 21,94$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{21,94}{35} \right)^2} = 0,778$$

$$A' \geq \left[ \frac{773,79}{100 \times 0,778} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq -98,41$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2; 4,05] = 7,2$$

**VI.7.8. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{145,34.100}{45 \times 100 \times 40,5} = 0,08 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,23 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

VI.7.8.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t=8$  avec une nuance d'acier FeE235.

VI.7.8.2. Espacement des armatures transversales :

➤ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi^{\min}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante:**  $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

**1. Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 45 \times 15 = 3,36 \text{ cm}^2$$

**2. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 45 \rightarrow L' = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \max \left( \frac{285,6}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

**3. Longueur de recouvrement**

$$L_r = 45 \cdot \phi_{L \max}$$

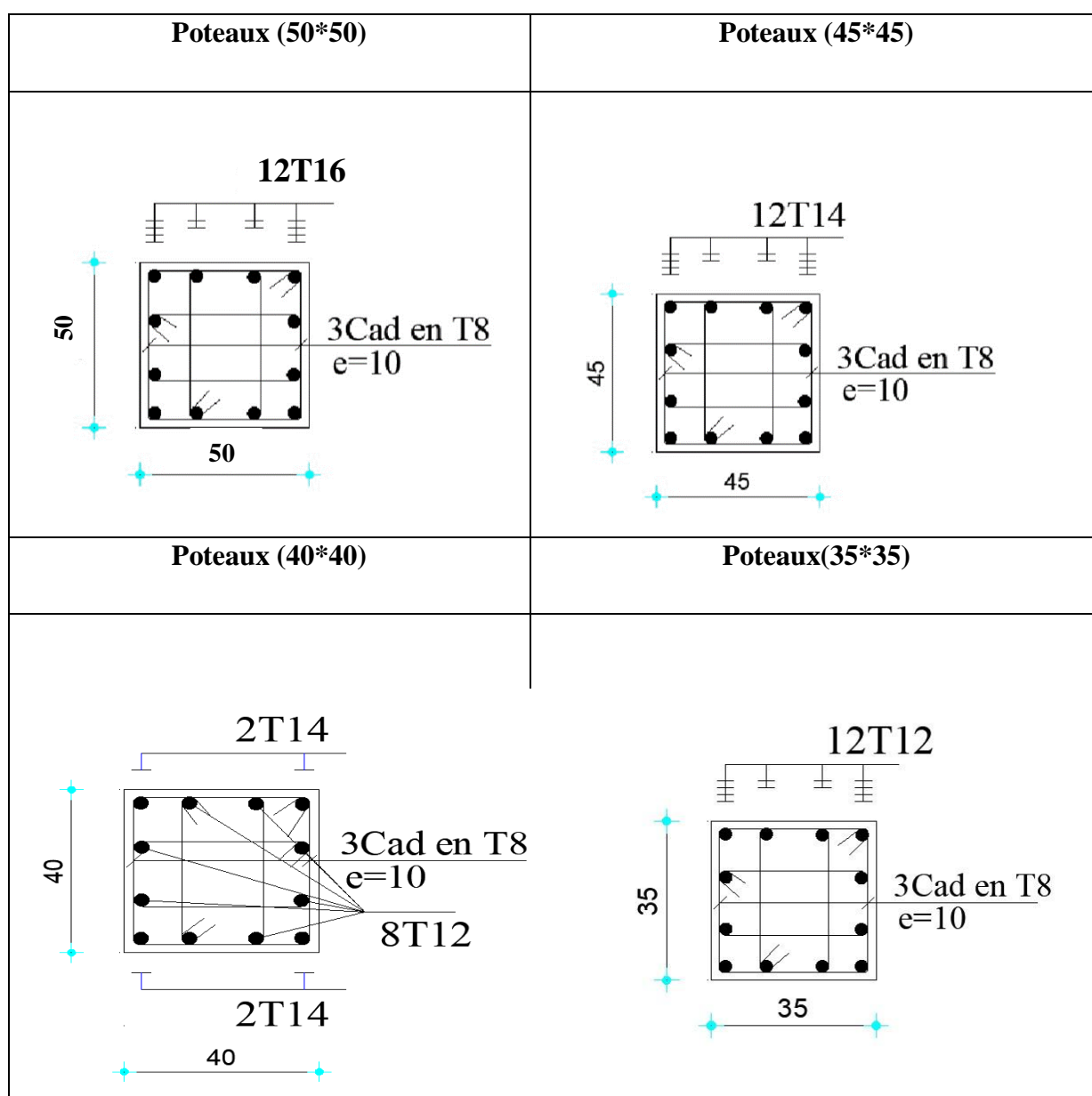
$$L_r = 90 \text{ cm}$$

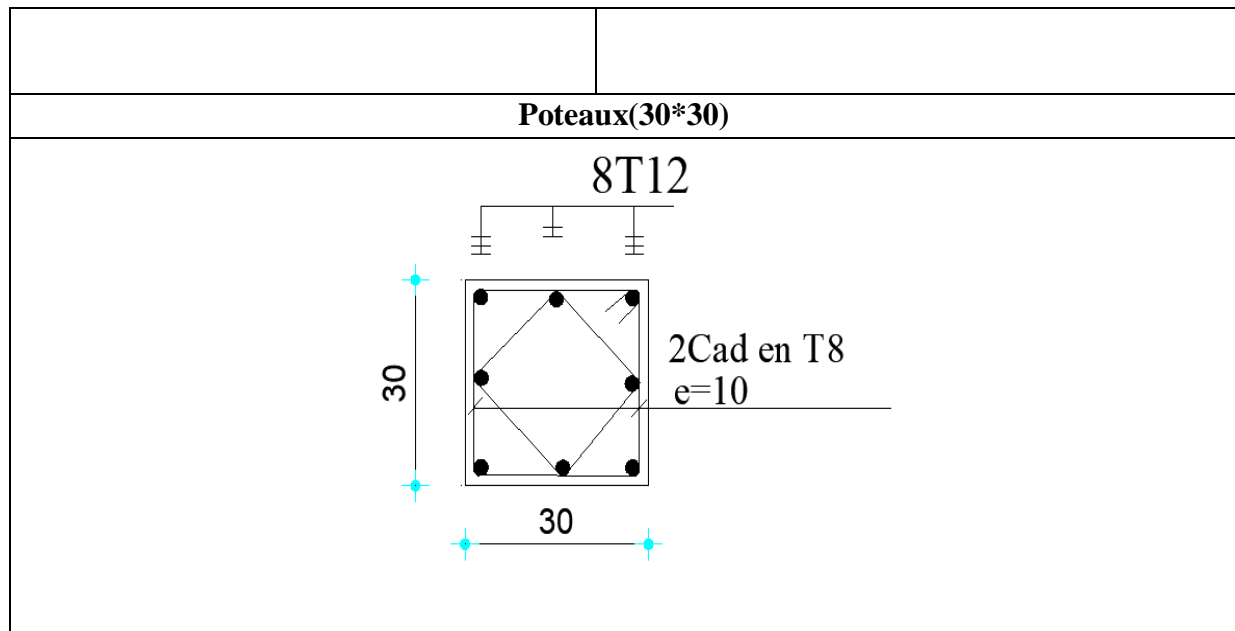
◆ **Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VI. 9 Les schémas de Ferrailage des poteaux**

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> R (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Recouvrement [cm]
1	50x50				12T16	21.30	100
2	45x45	7,2	16.20	7,2	12T14	18.85	90
3	40x40	6,4	12.80	6,4	4T14+8T1 2	13.76	80
4	35x35	5,6	11,03	5,6	12T12	11.31	70
5	30x30	4,8	8,1	4,8	8T12	9,05	60





### 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.

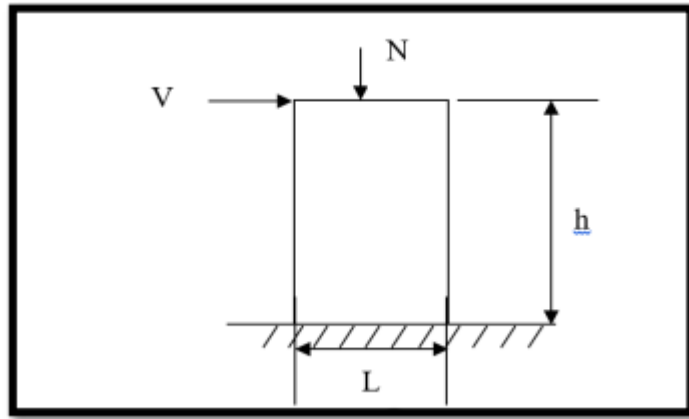
Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

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.

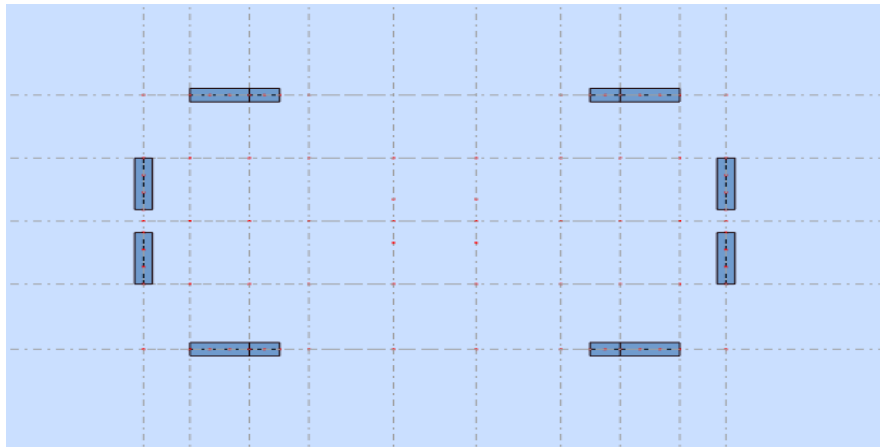
### VII.3. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure1 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 maximal dans la section



d'encastrement.

**Figure.VII 2 : Schéma des position des voil**

---

## 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 et
- 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**.

**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'extérieur.

**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%

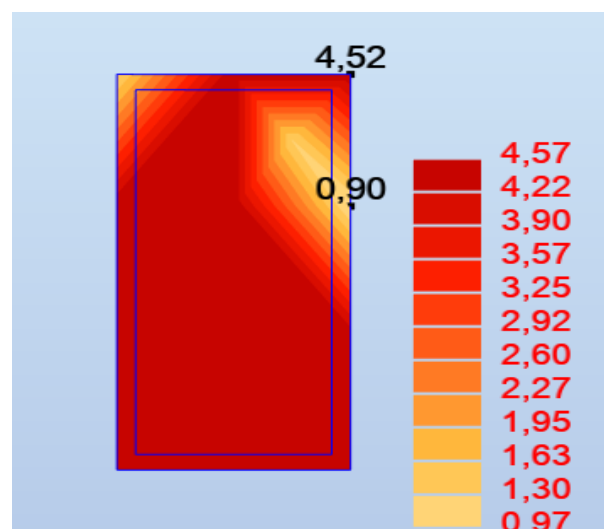
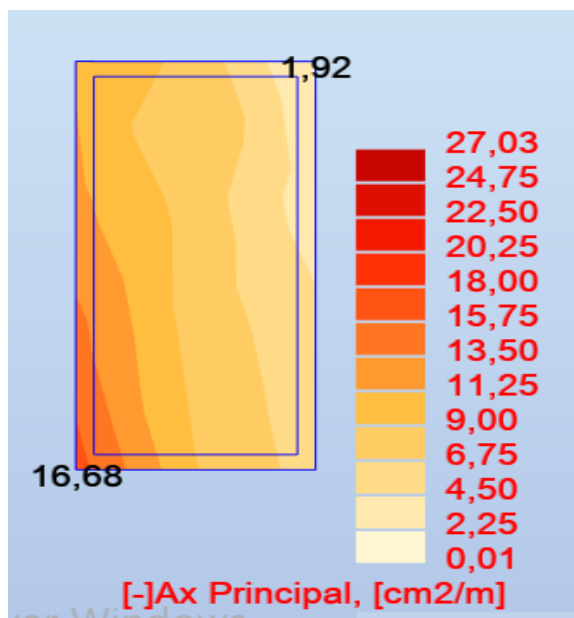
En zone courante : 0,10 % Armatures transversales

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5. a ; 30 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 :

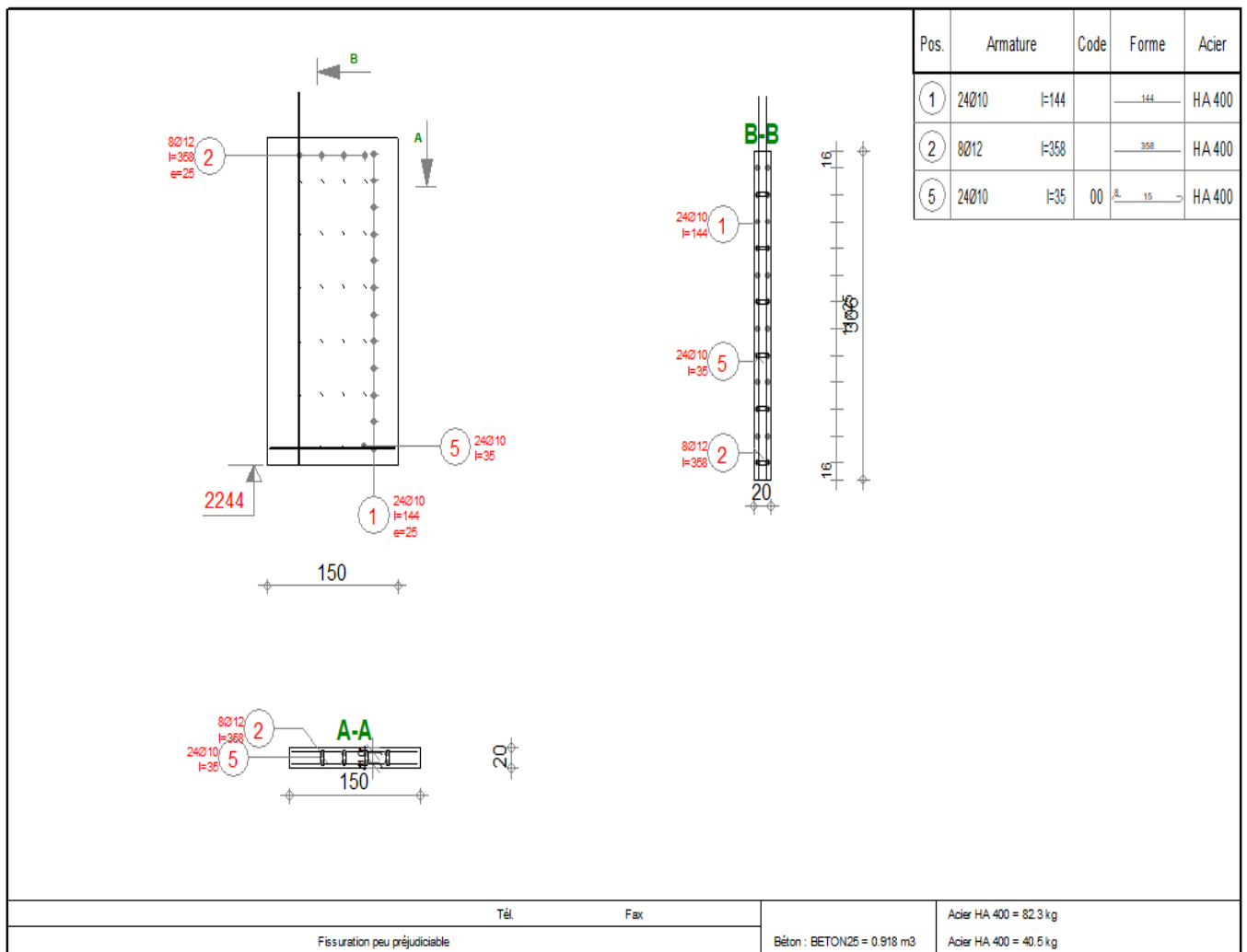
{ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible  
 { 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

- 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
- 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 :  $A = 1,1 \frac{V}{f_e}$



Epaisseur (cm)	20
Ax (cm <sup>2</sup> /m)	27.03
AY (cm <sup>2</sup> /m)	4.57



# **Chapitre VII :**

## **Etude des portiques**

## Chapitre VII : INFRASTRUCTURE

### 7.1. 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

### 7.2. 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.

#### 7.2.1. 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.

##### 7.2.1.1. 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 = 4.20 m

$E$  : module de Young =  $3.2 \cdot 10^6$  MPa

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 15000 kN/m<sup>3</sup>

B : largeur du panneau le plus sollicité = 3.70m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2 \times b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3.2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 3.70}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 100 \text{ cm}$$

**Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{4.20}{8} \leq h \leq \frac{4.20}{5} = 0.525m \leq h \leq 0.92 m$$

**Condition de non cisaillement**

Pour le panneau le plus sollicité : : L<sub>x</sub>=3.70m et L<sub>y</sub>=4.20m

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.20} = 0.88 > 0.4$$

la dalle porte dans les deux sens

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ et } T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

$$\frac{N}{S_b} = \frac{73513.09}{671.65} = 109.45 \text{ K}_n/m^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 202.5 \text{ K}_n/m \\ T_y = 200.65 \text{ K}_n/m \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = T_x = 202.5 \text{ K}_n/m$$

Nous devons vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{202.5}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.09 \text{ m}$$

**Condition de non poinçonnement**

$$N_u \leq 0.045u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N<sub>u</sub>: Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU)

N<sub>u</sub>= 5428,01 KN localisé au voile

U<sub>c</sub> : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (a1 + b1) \text{ avec } \begin{cases} a1 = a + h \\ b1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 9800 \text{ mm} = 9.8 \text{ m}$$

$$N_u = 5428,01 \text{ Kn} < 0.045 \times 9800 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7320.6 \text{ Kn}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

### 6.2.1.2. Caractéristiques du radier

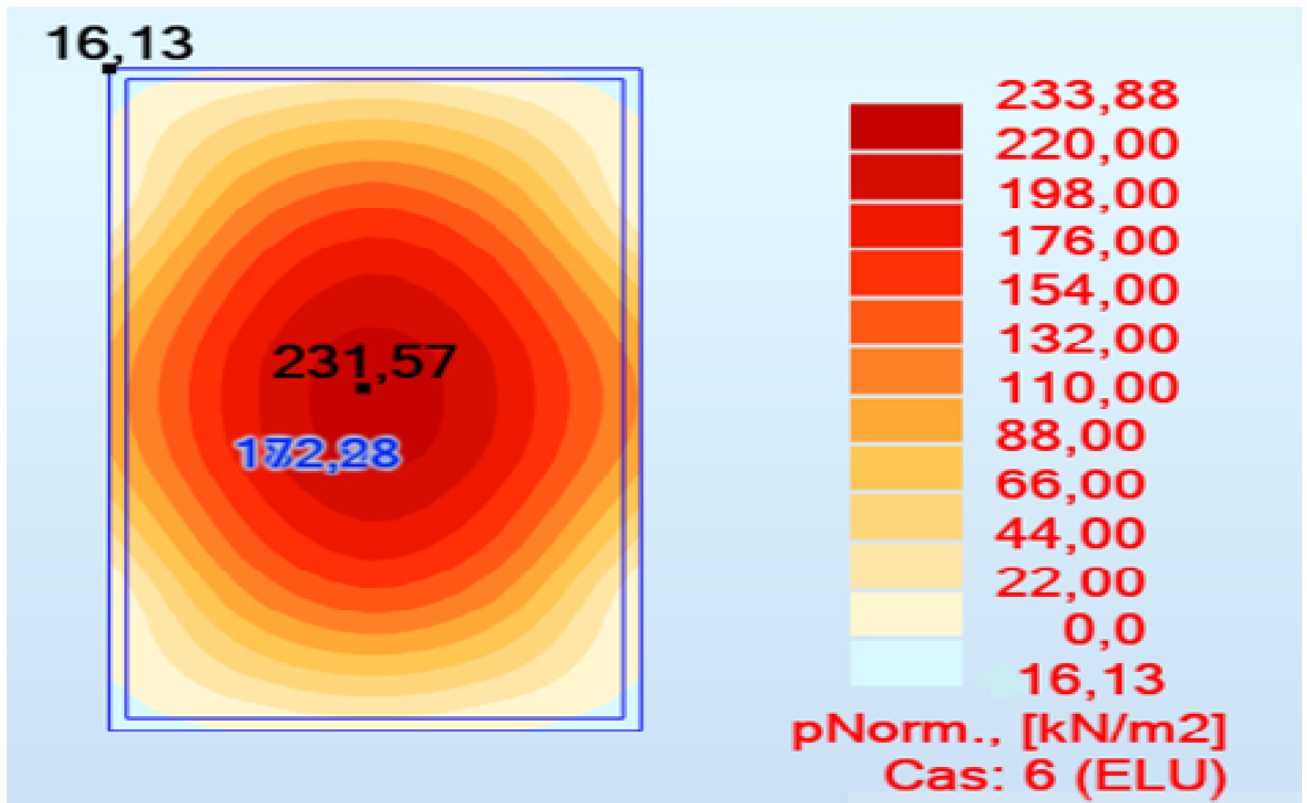
$h_{radier} = 100 \text{ cm}$

$S = 671.65 \text{ m}^2$

Poids propre :  $Gr = \gamma b \times h \times S = 25 \times 1 \times 671.65 = 16791.25 \text{ Kn}$

#### Vérification des contraintes

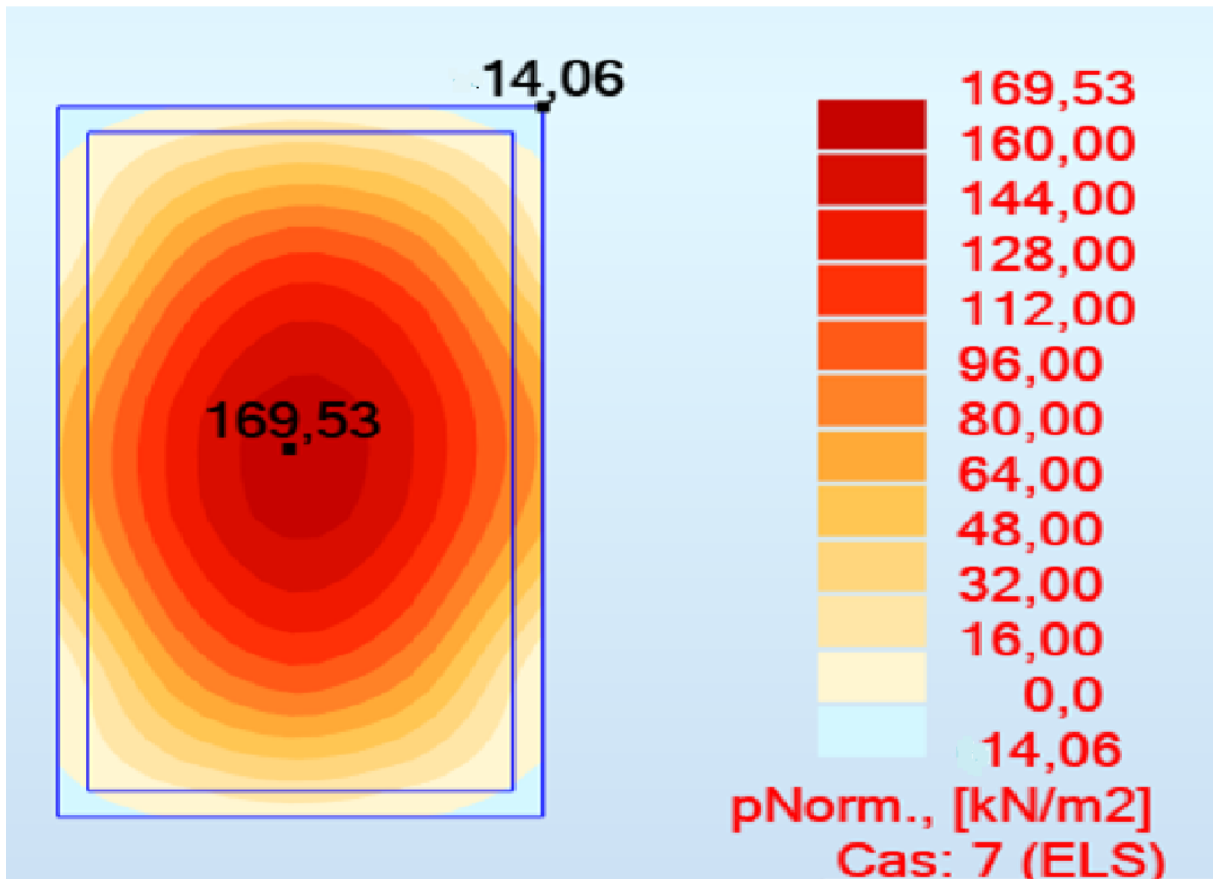
Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5



$\sigma_{sol} = 5 \text{ Mpa}$  ;  $1,5\sigma_{sol} = 7,5 \text{ Mpa}$

Figure 6-1: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2.33 + 0.16}{4} = 1.78 < 7.5$$



**Figure 6-2:** Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 1.69 + 0.14}{4} = 1.30 < 7.5$$

#### 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>

$$1.5 \times 671.65 \times 10 \times 4 = 40299 \text{ KN}$$

$$P = 73513.09 \text{ KN} > 40299 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 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	-610.23	602.23	-450.22	400.89	-708.86	723.55

**Tableau 6-2: récapitulatif moments  $M_{yy}$**

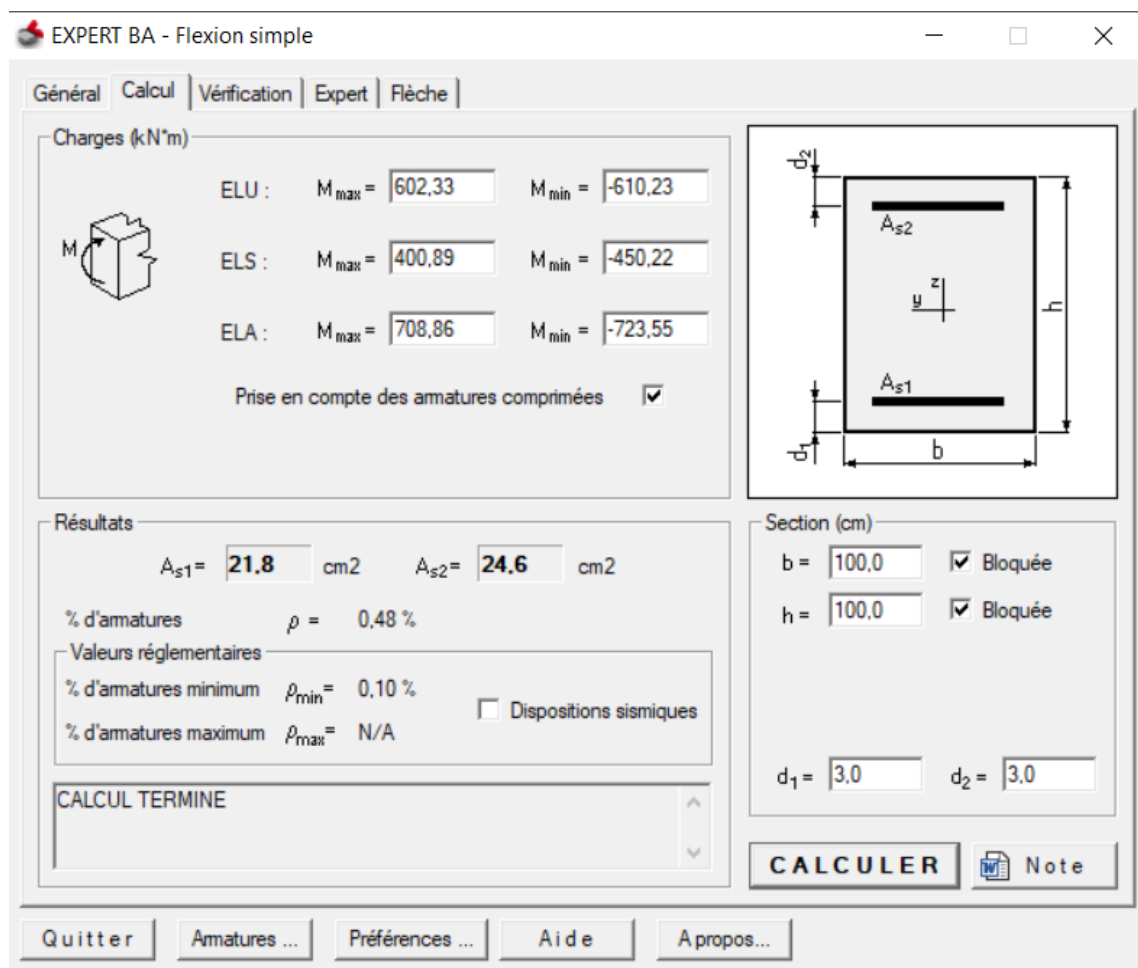
Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-622.54	617.65	-423.51	414.63	-698.11	689.75

### 7.2.1.4. 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 7-3: Robot expert calcul les sections (X-X)**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN\*m)

ELU :  $M_{max} = 622,54$   $M_{min} = -617,65$

ELS :  $M_{max} = 414,63$   $M_{min} = -423,51$

ELA :  $M_{max} = 689,75$   $M_{min} = -698,11$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 22,6$  cm<sup>2</sup>  $A_{s2} = 23,1$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho = 0,47$  %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0,10$  %  Dispositions sismiques


% d'armatures maximum  $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

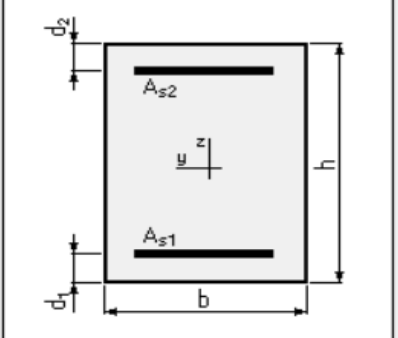
b = 100,0  Bloquée

h = 100,0  Bloquée

$d_1 = 3,0$   $d_2 = 3,0$

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...



**Tableau 6-3: Choix des armatures de radier**

		Acal	Choix	A
Sens-X	Travée	21.8	8HA20	25.13
	Appui	24.6	8HA20	25.13
Sens-Y	Travée	22.6	8HA20	25.13
	Appui	23.1	8HA20	25.13

**Condition de non fragilité**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 100 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 9,66 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 25,13 \text{ cm}^2$$

**Vérification à L'ELS**

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63$$

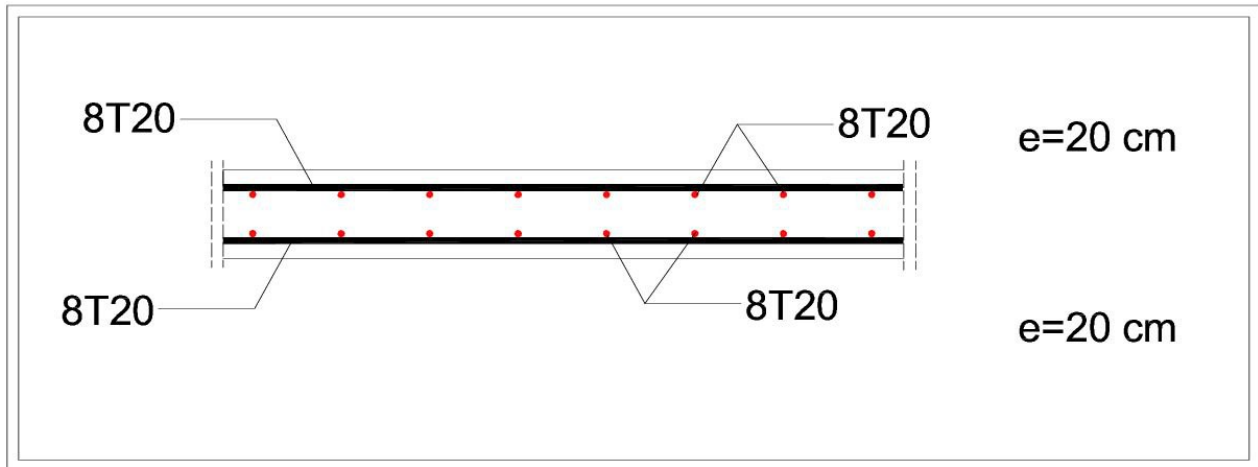
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}, \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ tirés du tableau}$$

		A	$\sigma_s$	$\sigma_b$	Vérification
Sens-Y	Appui	25.13	178.65	4,7	C.V.
	Travée	25.13	191.23	6.4	C.V.
Sens-Y	Appui	25.13	180.43	5.9	C.V.
	Travée	25.13	165,0	4.2	C.V.



**Figure.VIII 1** : Ferrillages de raider


# **Conclusion**

## CONCLUSION GENERALE

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : (RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ;, autocad ...etc.).

Dans ce projet nous avons réalisé un travail qui consiste à faire, la conception et l'étude d'une tour à usage multiple constitué d'un sous-sol utilisé comme parking +RDC+8 étages. Dans notre étude, nous avons commencé par le pré-dimensionnement suivi par l'étude des éléments secondaire, l'étude sismique, l'étude des voiles, l'étude des portiques et terminé par le calcul des fondations. Nous avons constaté que la vérification de la stabilité de la structure constitue une étape cruciale dans l'étude d'un bâtiment). Cette dernière est assurée par les portiques et le système de contreventement en voile ; donc une bonne disposition des voiles est très importante.

Donc nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

