



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Filière : Génie Civil**

**Option : Structures**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment R+5 usage multiple**

**Présenté par :**

- **BAGHDALI MOHAMED**
- **BENZIDANE BILAL**

**Encadré par**

**Mr. MERAD BOUDIA**

**Année universitaire : 2025/2026**

# *Remerciement*

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

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont  
Aidés élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice  
Mr. MERAD BOUDIA Pour sa disponibilité permanente,  
Pour son aide et ces Orientations Précieuses, tout le long de ce projet.*

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

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

*Nous remercions à notre famille et tous les amis, Sans  
Oublier tous nos camarades de la promotion 2024/2025.*

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire :*

- *À mes parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et financier, et leur confiance en moi tout au long de ce parcours.*
  
- *À mes frères et sœurs, pour leurs encouragements et leur présence bienveillante.*
  
- *À mes enseignants, pour leur accompagnement et leur passion qui ont nourri mon apprentissage.*
  
- *À mes amis, pour leur soutien et leurs moments de Répit*

*Si précieux.*

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE..... Error! Bookmark not defined.

## CHAPITRE I :LES GENERALITES SUR LE PROJET

I.1. INTRODUCTION .....	Error! Bookmark not defined.
I.2. IMPLANTATION DE L’OUVRAGE .....	Error! Bookmark not defined.
I.3. LA PRESENTATION DU BATIMENT .....	19
I.3.1. La description architecturale .....	19
I.4. LES CARACTERISTIQUES.....	20
I.5. LA CONCEPTION DE LA STRUCTURE .....	21
I.5.1. Ossature de l'ouvrage.....	21
I.5.2. Plancher .....	21
I.5.3. Plancher en corps creux .....	21
I.5.4. Planchers dalle pleine.....	22
I.5.6. Escalier .....	22
I.5.7. Maçonnerie .....	23
I.5.8. Revêtement .....	24
I.5.9. Acrotère .....	24
I.5.10. Ascenseur .....	25
I.6. LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.....	25
I.6.1. La définition .....	25
I.6.2. La composition du béton.....	26
I.6.3. La résistance caractéristique du béton .....	26
I.6.2. Acier.....	30
I.7.LES REGLEMENTATIONS.....	34
I.8. CONCLUSION.....	34

## CHAPITRE II: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.1. INTRODUCTION.....	36
II.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	36
II.2.1. Les planchers .....	36
II.2.2. Acrotère .....	39
II.2.3. Escalier .....	41
II.2.4. Balcon.....	43
Tableau II.8 .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.5. L'ascenseur .....	43
II.2.6. Les Murs .....	43
<i>a -Murs extérieurs (double cloison) .....</i>	<b>43</b>
II.3. CONCLUSION.....	44

## CHAPITRE III :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### RESISTANTS

III.1. INTRODUCTION .....	46
III.2. PREDIMENSIONNEMENT LES POUTRES .....	46
III.2.1. Poutre principale .....	46
<i>a-Détermination de la hauteur " h " .....</i>	<b>47</b>
III.2.2. Les poutres secondaires (Chaînages).....	48
III.2.3. Les voiles.....	48
III.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	49
III.3.1.Loi de dégression (DTR B.C.2.2) [5].....	50
III.3.2. Les poutres.....	51
III.3.3. Etude le poteau le plus sollicité .....	51
III.3.4. L'effort normal ultime .....	52
III.3.5. Détermination de la résistance ultime du poteau .....	52
III.4. Conclusion : .....	54

## **CHAPITRE IV :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX ET LEURS FERRAILLAGES**

<b>IV.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>56</b>
<b>IV.2. BALCON.....</b>	<b>56</b>
<b>IV.2.1. Calcul des sollicitations.....</b>	<b>56</b>
<b>IV.2. 2.Calcul du ferrailage .....</b>	<b>59</b>
<b>IV .3. ACROTERE .....</b>	<b>61</b>
<b>IV .3.1. Calcul des sollicitations .....</b>	<b>61</b>
<b>IV .3.2. Calcul du ferrailage .....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4. ESCALIER.....</b>	<b>65</b>
<b>IV.4. 1. Différents éléments de l'escalier .....</b>	<b>65</b>
<b>IV.4.2. Vérification de la loi de Blondel.....</b>	<b>66</b>
<b>IV.4.3. Sollicitations de calcul.....</b>	<b>66</b>
<b>IV .4.4. Calcul du ferrailage escalier du RDC .....</b>	<b>69</b>
<b>IV.5.LES POUTRELLES .....</b>	<b>72</b>
<b>IV.5.1. La Méthode du calcul.....</b>	<b>72</b>
<b>IV.5.2. Les différents types des poutrelles .....</b>	<b>73</b>
<b>IV.5.3. Vérification des méthodes de calcul.....</b>	<b>73</b>
<b>IV.5.3. Ferrailage des poutrelles .....</b>	<b>82</b>

## **CHAPITRE V:MODELISATION ET VERIFICATION RPA**

<b>V.1.INTRODUCTION .....</b>	<b>95</b>
<b>V.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL .....</b>	<b>95</b>
<b>V.3.LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE .....</b>	<b>95</b>
<b>V.3.1.la Conditions d'application de la MSE.....</b>	<b>95</b>
<b>V.4.LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE .....</b>	<b>96</b>
<b>V.4.1. La Conditions d'application de la MMS.....</b>	<b>96</b>
<b>V.4.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse .....</b>	<b>96</b>
<b>V.4.3. Période T1 et T2 du site considérée S2 .....</b>	<b>97</b>
<b>V.4.4. Spectre de réponse de calcul .....</b>	<b>98</b>
<b>V.5.MODELISATION .....</b>	<b>100</b>

V.5.1. Calcul de la force sismique.....	101
V.5.2. Résultante des forces sismiques de calcul .....	105
V.5.3. Evaluation des excentricités .....	105
V.5.4. Vérification des déplacements inter-étages.....	106
V.5.5. Vérification effet P-delta .....	108
<b>V.6. Conclusion.....</b>	<b>109</b>

## **CHAPITRE VI:ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

<b>VI 1. INTRODUCTION.....</b>	<b>111</b>
<b>VI.2. Poutre principale .....</b>	<b>111</b>
VI.2.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU .....	112
VI.2.2. Ferrailage en combinaison ACC .....	114
VI.2.3. Etat limite service ELS .....	115
<b>VI .3. POUTRE SECONDAIRE(CHAINAGE) .....</b>	<b>117</b>
VI.3.1. Les schémas du ferrailage des poutres .....	119
<b>VI.4. ETUDE DE POTEAUX.....</b>	<b>120</b>
VI.4.1. La définition.....	120
VI.4.2. Leurs rôles .....	121
VI.4.3. Combinaison de charges.....	122
VI.4.4. Combinaisons d'efforts internes .....	123
VI.4.5. Ferrailage réglementaire .....	123
<b>VI.4.6. Exemple de calcul.....</b>	<b>129</b>
VI.4.6.1. L'effort normal ultime agissant N'doit être tel que.....	130
VI.7.6.1. L'effort normal ultime agissant ne doit être tel que .....	131
VI.7.7. Vérification si la section est entièrement comprimée .....	<b>133</b>
<b>VI.5.LES VOILES .....</b>	<b>136</b>
VI .5.1. Introduction.....	136
VI .5.2. Combinaison de charge.....	136
VI .5.3. Dessin de ferrailage.....	138

## **CHAPITRE VII :INFRASTRUCTURE**

<b>VII.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>141</b>
<b>VII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION .....</b>	<b>141</b>
<b>VII.2.1. Avantage du radier.....</b>	<b>141</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>151</b>

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I :LES GENERALITES SUR LE PROJET

Tableau I.1 : fe en fonction du type d'acier.....	31
Tableau 1 .2 : Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé.....	33

## CHAPITRE II: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau II.1 : descente des charges (terrasse inaccessible). ....	37
Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. ....	38
Tableau II.3 : Charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine.....	39
Tableau II.4 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère. ....	40
Tableau II.5: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....	41
Tableau II.6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....	42
Tableau II.7 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier. ....	42
Tableau II.8: les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon. ....	43
Tableau II.9 : Charge permanente du mur extérieur. ....	43

## CHAPITRE III :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### RESISTANTS

Tableau III. 1 : les dimensions des poteaux . ....	50
Tableau III. 2 : Les différentes sections de poteaux.....	52

## CHAPITRE IV :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX ET LEURS FERRAILLAGES

Tableau IV .1 : Les moments et les efforts tranchants .....	59
Tableau IV.2 : Les moments et efforts tranchants .....	69
Tableau IV.3 : Les schémas statiques des poutrelles.....	73
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers .....	74
Tableau IV.5 : Tableau de combinaison d'actions .....	74
Tableau IV.6 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles (TERRASSE) .....	82
Tableau IV. 7 : Tableau de ferrailage de poutrelles.....	92

## CHAPITRE V:MODELISATION ET VERIFICATION RPA

Tableau V .1 : Les conditions du facteur de qualité.....	97
Tableau V .2 : Les valeurs du Coefficient d'accompagnement .....	99
Tableau V .3 : Résultats dynamiques.....	102
Tableau V .4 : résultante des forces sismique.....	105
Tableau V .5 : Evaluation des excentricités.....	106
Tableau V .6 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	107
Tableau V.7 : vérification déplacement inter-étages .....	108
Tableau V.8 : vérification effets du second ordre sens x-x.....	109
Tableau V.9 : vérification effets du second ordre sens y-y .....	109

## CHAPITRE VI:ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI .1 : Les moments et efforts tranchants.....	112
Tableau VI.2 : Tableau de ferrailage .....	116
Tableau VI .3 : Les moments et efforts tranchants.....	117
Tableau VI. 4 : Tableau de ferrailage .....	118
Tableau VI. 5 : Schémas du ferrailage des poutres. ....	119
Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux.....	126
Tableau VI.7 : Tableau de ferrailage.....	128
Tableau VI. 8 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux .....	129
Tableau VI. 9.....	134
Tableau VI. 10 : Les schémas de Ferrailage des poteaux.....	135
Tableau VI.11: Sections des armatures des voiles.....	138

## CHAPITRE VII :INFRASTRUCTURE

Tableau VII .1 : récapitulatif moments $M_{xx}$ .....	146
Tableau VII .2 : récapitulatif moments $M_{yy}$ .....	146
Tableau VII.3: Choix des armatures de radier .....	148

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I :LES GENERALITES SUR LE PROJET

Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage.....	Error! Bookmark not defined.
Figure I .2 : Vue en plan du réez de chaussée .....	19
Figure I.3 : Vue en plan de l'étage courant.....	20
Figure I.5 : Plancher en corps creux .....	22
Figure I.6: Plancher en dalle pleine .....	22
Figure I.7: Les différents éléments d'escalier .....	23
Figure I.8 : Brique creuse.....	23
Figure I.9: Image de l'acrotère.....	24
Figure I .10: Gaine d'ascenseur .....	25
Figure I .11 : Évaluation de la résistances $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	27
Figure I .12 : Diagramme des contraintes du béton .....	28
Figure I. 13 : Diagramme contrainte déformation de l'acier .....	31

## CHAPITRE II: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure II.1 : Plancher type terrasse inaccessible .....	36
Figure II.2 : Plancher étage courant. ....	37
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courent à dalle pleine et balcon .....	38
Figure II.4 : schéma de l'acrotère. ....	40
FigureII.1 : les dimensions de la poutre principale. ....	47

## CHAPITRE III :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### RESISTANTS

Figure III.1 : Les dimension de la poutre secondaire. ....	48
Figure II.2: Les voiles. ....	49
Figure III.3 : La surface afférente au poteau le plus sollicite.....	51

## **CHAPITRE IV :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX ET LEURS FERRAILLAGES**

Figure IV .1 : Calcul du moment fléchissant ELU par RDM6.....	57
Figure IV.2 : Calcul de l'effort tranchant ELU par RDM6 .....	57
Figure IV.3 : Calcul de l'effort tranchant ELS par RDM6 .....	58
Figure IV.4: Calcul du moment fléchissant ELS par RDM6.....	58
Figure IV.5. Ferrailage du balcon .....	61
Figure IV.6. Les dimensions de l'acrotère .....	62
Figure IV.7: Ferrailage d'acrotère .....	65
FigureIV.8 : Calcul du moment fléchissant ELS par RDM6.....	68
Figure IV.9 : Calcul du moment fléchissant ELU par RDM6 .....	68
Figure IV.10 : Calcul de l'effort tranchant ELS par RDM6 .....	69
Figure IV.11: Ferrailage escalier .....	71
Figure IV .12 : Type de poutrelle à étudiée.....	75
FigureIV .13 :.....	83
Figure IV .14 : Section de calcul en appuis.....	85
Figure IV.15 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	93

## **CHAPITRE V:MODELISATION ET VERIFICATION RPA**

Figure V.1 : Disposition des voiles .....	100
Figure V.2 : vue de la structure modélisée .....	100
Figure V.3 : Le 1er mode est une translation suivant Y .....	103
Figure V.4 : Le 1er mode est une translation suivant X .....	104
Figure V .5 : le 3ème mode est une torsion .....	104

## **CHAPITRE VI:ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

Figure VI.1 : Ferrailage des poutres secondaires .....	118
Figure VI.2 : Sollicitation sur les poteaux.....	121
Figure VI.3.....	128
Figure VI.3: Paramètres Voile .....	137
Figure VI.4 : Cartographie des section ferrailage.....	138
Figure VI.5: Schéma de ferrailage du voile .....	139

## CHAPITRE VII :INFRASTRUCTURE

Figure VII.1 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU.....	144
Figure VII .2 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS.....	145
Figure VII. 3 : Robot expert calcul les sections (X-X) .....	147
Figure VII.4 :Robot expert calcul les sections (Y-Y) .....	148
Figure VIII .5 : Ferrailages de radier .....	150

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un rez de Chaussée + 5 étages avec forme régulière en plan et en élévation. Cette étude se compose de Trois Parties : La première, la description générale du projet avec une présentation des éléments Du bâtiment, Ensuite la descente des charges. La deuxième partie concerne l'étude des éléments Résistants (Les poutres, les poteaux et les voiles) et les éléments non structuraux (acrotère, Escalier, balcon .... etc.) et leurs ferraillements en tenant compte des recommandations de RPA2024. La dernière partie concerne l'étude dynamique et sismique ensuite l'étude de l'infrastructure (fondations).

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **INTRODUCTION GENERALE**

La réalisation d'un projet de construction en génie civil est généralement le fruit d'un travail Collectif de longue haleine, mené par une équipe pluridisciplinaire possédant des compétences Et des expertises variées. Ce travail d'équipe permet de répondre aux exigences techniques, Économiques et de sécurité du projet.

L'ingénieur en structure occupe une place centrale dans ce processus. Il a pour mission Essentielle de concevoir, analyser et dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage afin d'assurer sa fonctionnalité et sa résistance mécanique tout au long de sa durée de vie, sans danger pour l'utilisateur et à un coût maîtrisé.

Le rôle de l'ingénieur est donc de concilier des exigences souvent contradictoires, à savoir d'un côté la performance structurelle et fonctionnelle de l'ouvrage, et de l'autre le coût de sa Réalisation.

L'objectif de cette étude est de proposer une répartition efficace des différents éléments en béton armé d'un immeuble de type R+5, ainsi que le dimensionnement approprié de chacun (section d'acier et de béton), dans le but d'assurer une bonne transmission des sollicitations vers le sol, en tenant compte des charges que l'ouvrage devra supporter pendant son utilisation.

L'étude sera menée sur la base des lois de la résistance des matériaux et selon la réglementation en vigueur relative au béton armé, notamment les règles BAEL 91.

**CHAPITRE I**

**LES GENERALITES SUR LE PROJET**

## I.1. INTRODUCTION

La stabilité d'un ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux aux sollicitations auxquelles ils sont soumis. Cette résistance est directement liée au type de matériaux utilisés et à leurs caractéristiques mécaniques et physiques.

Ainsi, le calcul des éléments constitutifs d'un ouvrage se base sur des normes et des méthodes reconnues (telles que le BAEL91 et le RPA2024), qui s'appuient sur une connaissance approfondie des matériaux comme le béton et l'acier.

## I.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+5 en béton armé. Ce projet est situé dans la commune de Oran Hai Omaria de l'ouvrage

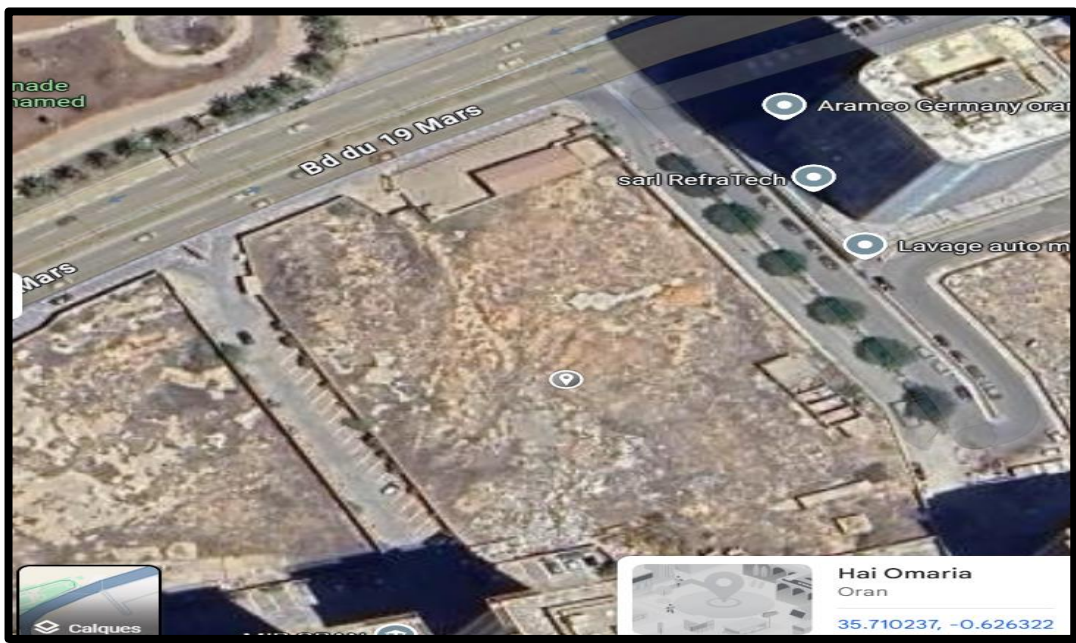


Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage

### I.3. LA PRESENTATION DU BATIMENT

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+5 en béton armé composé :

- Un RDC
- Les huit étages à usage multiple avec un logement par niveau de type F4.
- La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA 2024 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone VI)
- Le site est considéré comme ferme (S2).

#### I.3.1. La description architecturale

##### ➤ Dimensions en plan

Longueur en plan :  $L_x = 27,60\text{m}$ .

Largeur en plan :  $L_y = 22,30\text{m}$ .

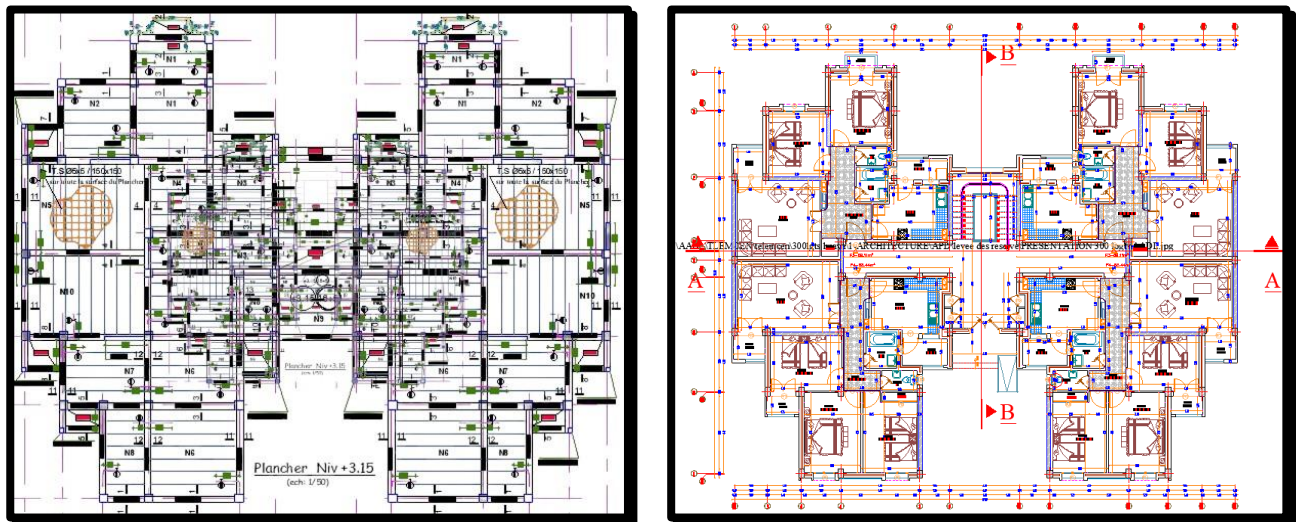


Figure I.2 : Vue en plan du réez de chaussée

### ➤ Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment :  $H = 18,90\text{m}$ .

Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère :  $H_T = 19,50\text{m}$ .

Hauteur du RDC :  $H_{RDC} = 3,15\text{m}$ .

Hauteur des étages courants :  $h = 3,15\text{m}$ .

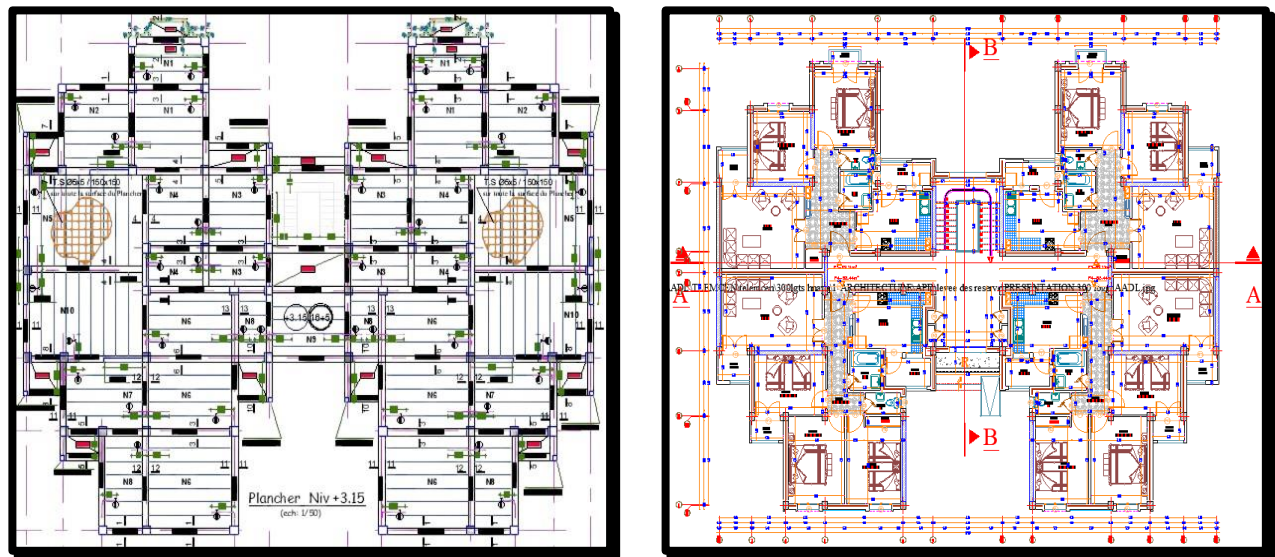


Figure I.3 : Vue en plan de l'étage courant

## I.4. LES CARACTERISTIQUES

### ➤ La géotechnique du sol

Le rapport de sol pour la région de Saida indique que les sols sont

Majoritairement de composition alluvionnaire, composés de sables, de grès et de calcaire. Ces sols présentent une grande hétérogénéité en raison de la proximité Du littoral et des influences naturelles.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.5 bars.

Le sol est classé en catégorie S2 (ferme) selon sa nature géotechnique

L'angle de frottement  $\varphi$  est de  $28.96^\circ$ , une cohésion  $C_d$  de 0.01 bars, une densité humide  $\gamma_h$

De 22.12KN/m.

## **I.5. LA CONCEPTION DE LA STRUCTURE**

### **I.5.1. Ossature de l'ouvrage**

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des voiles et des portiques en béton armé, avec justification de l'interaction entre les portiques et les voiles pour résister aux actions verticales et horizontales.

### **I.5.2. Plancher**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui supportent et répartissent les charges sur la structure.

### **I.5.3. Plancher en corps creux**

Nous avons choisi d'utiliser ce type de plancher pour les raisons suivantes

- Réduction du poids.
- Amélioration de l'isolation thermique et acoustique.
- Économie de matériau.



**Figure I.5 :** Plancher en corps creux

#### **I .5.4. Planchers dalle pleine**

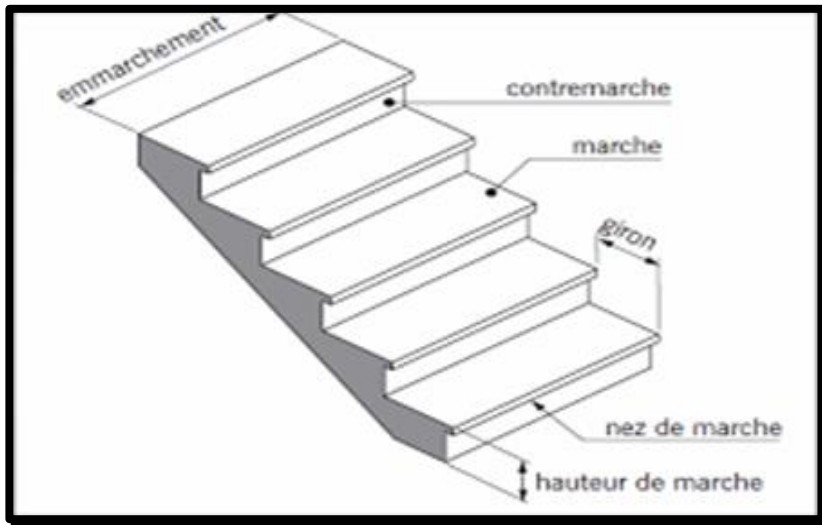
C'est un plancher en béton solide, sans vide interne, offrant une grande résistance aux charges et une bonne stabilité structurelle



**Figure I.6:** Plancher en dalle pleine

#### **I .5. 6. Escalier**

Les escaliers sont des structures permettant de relier deux niveaux dans un bâtiment.



**Figure I.7:** Les différents éléments d'escalier

### **I.5. 7. Maçonnerie**

En Algérie, la brique creuse est principalement utilisée dans la maçonnerie porteuse. Elle est légère et offre une bonne isolation thermique et phonique, ce qui la rend adaptée aux régions chaudes.



**Figure I.8 :** Brique creuse

### **I .5. 8. Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué de :

- Plâtre.
- Peinture.
- Carrelage.
- Pierre (marbre, granit).
- Béton ou brique pour les façades.
- Métal pour les finitions extérieures.

### **I .5.9. Acrotère**

Muret ou bordure situé au sommet d'un bâtiment, utilisé pour la décoration, la protection des installations techniques ou pour prévenir les chutes.



**Figure I.9:** Image de l'acrotère

### I.5.10. Ascenseur

Est un dispositif mécanique conçu pour transporter des personnes ou des marchandises entre les différents étages d'un bâtiment, en utilisant un système de levage qui inclut généralement un moteur, des câbles ou un mécanisme hydraulique.



**Figure I .10:** Gaine d'ascenseur

## I.6. LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

### I.6.1. La définition

Matériau de construction composé de ciment, d'eau et de granulats, qui devient solide et résistant avec le temps. Utilisé pour les bâtiments et les infrastructures.

Le béton est constitué de :

- **Le ciment** : Matériau liant utilisé dans la fabrication du béton et du mortier, composé de calcaire et d'argile, qui durcit lorsqu'il est mélangé avec de l'eau
- **Les granulats** : Matériaux granulaires comme le gravier et le sable, utilisés dans la fabrication du béton pour renforcer sa solidité.
- **L'eau de gâchage** : Eau utilisée pour mélanger le ciment et les granulats afin de former le béton.

## I.6.2. La composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400L Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 L de :

- Gravillons ( $5 < D_g < 15\text{mm}$ ).
- Gravier ( $15 < D_g < 25\text{mm}$ ).

175 L d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

## I.6.3. La résistance caractéristique du béton

### a- Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$

La résistance en compression caractéristique (du b à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Étonné C28 correspond à sa capacité à supporter une pression de 28 MPa après 28 jours de durcissement.

Éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ .

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances

$$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \text{ Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ Si } j > 28 \text{ jours}$$

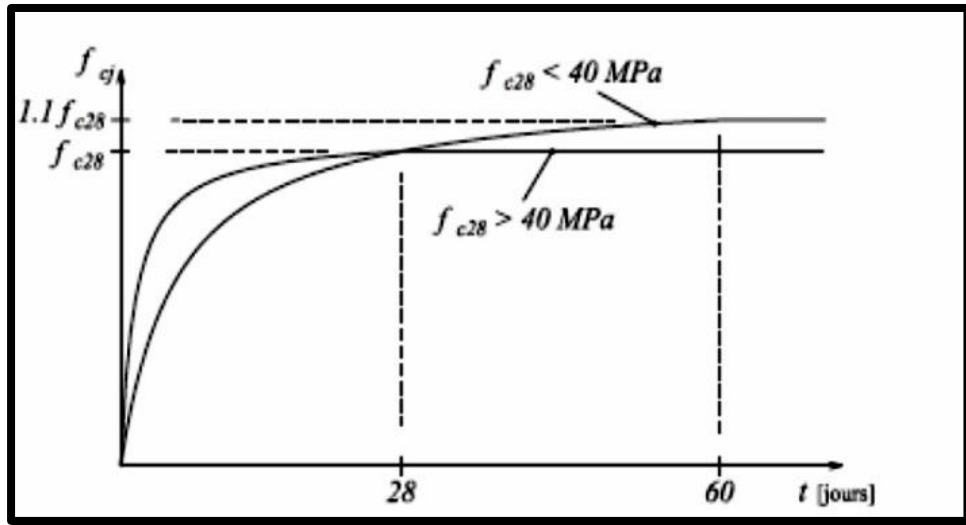


Figure I .11 : Évaluation de la résistances  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa

**b- Résistance à la traction  $f_{tj}$**

En raison de la difficulté de mesurer directement la résistance à la traction, deux méthodes alternatives sont utilisées :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Essai de fendage diamétral (test Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

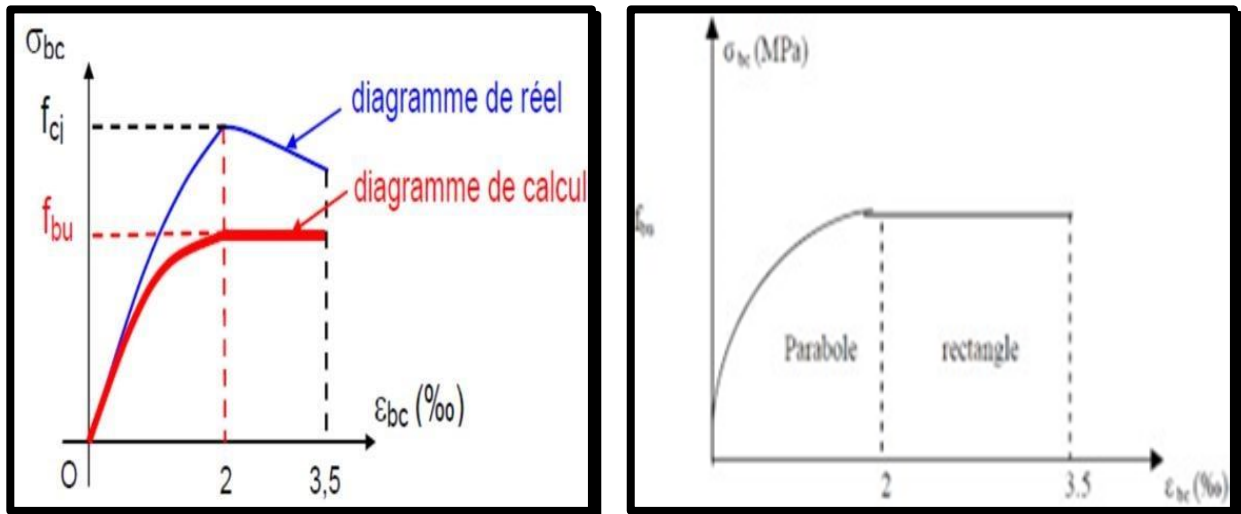
Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c- **Contrainte limite (CBA 93 Art A.4.3)**

c.1. **Etat limite ultime (Art A-4. 3.4 BAEL 91)**

❖ **Contrainte ultime de compression**

Pour le calcul à l'E.L. U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :



**Figure I.12** : Diagramme des contraintes du béton

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

•  $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

•  $\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$\theta$ : dépend de la durée d'application des charges.

•  $\theta = 1$  : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.

•  $\theta = 0,9$  : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

•  $\theta = 0,85$  : lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on  $\theta = 1$ .

$f_{bu} = 16.66$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{bu} = 21.7$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,15$ .

❖ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 \frac{f_{cj}}{\delta_b} ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15 ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,33$  MPa fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5$  MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

### **c.2. Etat limite service (BAEL 91. Art A-4.5.2)**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28}$$

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

### **d. Déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{yj}$

#### **❖ Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'Age « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

D'où :  $E_{i28} = 32164.19$  MPa.

#### **❖ Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{yj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$$

### ❖ *Le module déformation transversale*

$$G = \frac{E}{2(2\nu+1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec

E : module de Young.

$\nu$ : Coefficient de poisson .

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa.}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation n transverse}}{\text{Déformation n longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta L}{L_0}} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_L}$$

- Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

## **I.6.2. Acier**

### ***I.6.2.1. La définition***

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

### I.6.2.2. La résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :

$f_e$  Principales armatures utilisées.

**Tableau 1.1 :**  $f_e$  en fonction du type d'acier

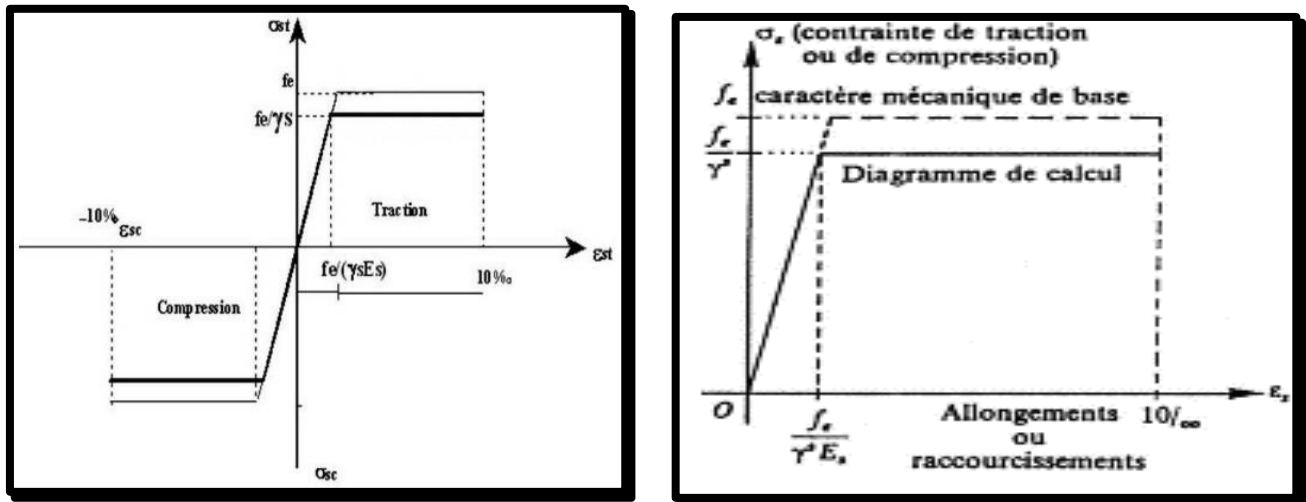
	Aciers rounds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à hautes adhérences
Désignation	FeE215	FeE235	FeE235	FeE500	TLE500	FeTE500
Fe (MPa)	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

### I.6.2.3. Contrainte limite

#### ❖ Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure I. 13 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1$  Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,5$  Cas de situations durable ou transit noire.

### ❖ *Etat limite de service*

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible (F.P) :  $\sigma_s = F_e$ .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s < \min (2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$  MPA. (**BAEL 91art A.4.5.3.3**)
- Fissuration très préjudiciable (F.T.P) :  $\sigma_s < \min (2/3 f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$  MPA. (**BAEL 91art A.4.5.4**)

Avec

$\eta$  : Coefficient numérique des armatures :

- $\eta = 1$  Pour les ronds lisses.
- $\eta = 1.6$  Pour les armatures à haute adhérence.

### ➤ **Coefficient de scellement $\Psi$ :(BAEL 91. Art A-6.1.21)**

- $\Psi_s = 1$  ; Pour les ronds lisses.
- $\Psi_s = 1.5$  ; Pour les hautes adhérences

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance mécanique du béton à la compression et à la traction :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

- La Résistance mécanique élastique d'armature à la compression et à la traction :

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation longitudinal instantané du béton :  $E_{ij} = 32164.19$  MPa, calculé selon la formule suivante :  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ .
- Module de déformation longitudinal différé du béton :  $E_{yj} = 10818.86$  MPa, calculé selon la formule suivante :  $E_{yj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ .
- Module de déformation longitudinal des armatures :  $E_s = 200000$  MPa.
- Poids volumique du béton :  $\gamma = 25$  KN/m<sup>3</sup>.
- $\nu = 0.2$  : dans le cas des états limitent de services.
- $\nu = 0$  : dans le cas des états limites ultimes.

**Tableau 1 .2** : Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )		25
	Contrainte limite à l'ELU :	Situation durable	14,17
		Situation accidentelle	18,47
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )		15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$		32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{yj}$		10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$		400
	Module d'élasticité		$2 \times 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU :	Situation durable	400
		Situation accidentelle	348
	Contrainte à l'ELS :	FPN	348
		FN	201,63
		FTN	16497

## **1.7.LES REGLEMENTATIONS**

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA2024) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier)

Et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

- DTR.BC.2.41 (CBA93 : Règles de conception de béton armé).
- DTR.BC.2.2 (charge permanent et charge d'exploitation).

## **I.8. CONCLUSION**

Dans ce chapitre, les caractéristiques du projet et des matériaux utilisés ont été définies, tout en respectant les lois et normes en vigueur pour garantir la sécurité et l'efficacité dans la conception et l'exécution.

**CHAPITRE II**

**EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

## II.1. INTRODUCTION

L'analyse de la descente des charges permet de déterminer les charges supportées par chaque élément porteur à chaque niveau du bâtiment. Cela se fait selon le document technique réglementaire algérien DTR B.C. 2.2 intitulé "Charges permanentes et charges d'exploitation"

G : Charges permanentes, représentant le poids des éléments fixes du bâtiment.

Q : Charges d'exploitation, correspondant aux charges liées à l'usage du bâtiment.

## II.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### II.2.1. Les planchers

#### *a -Plancher terrasse inaccessible*

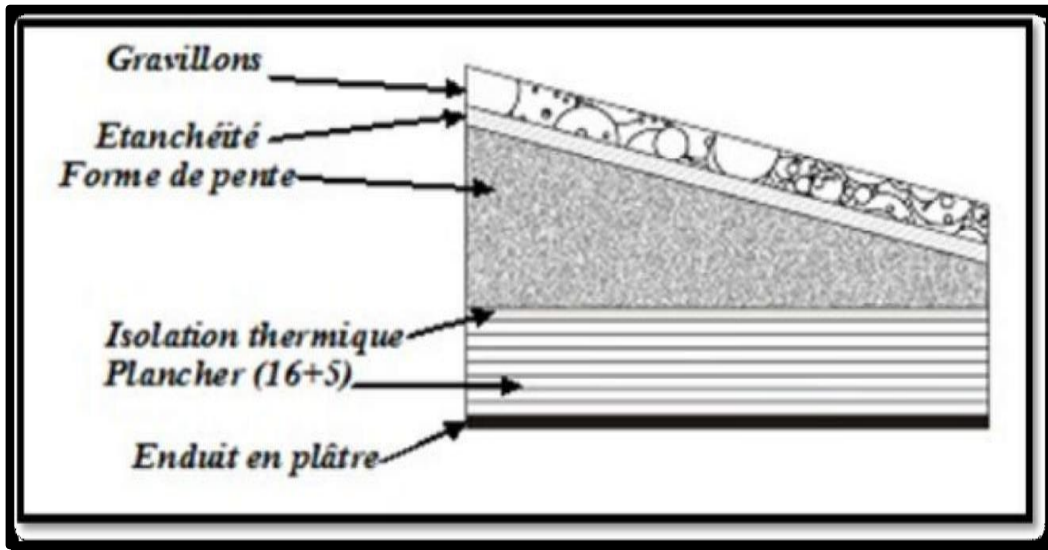
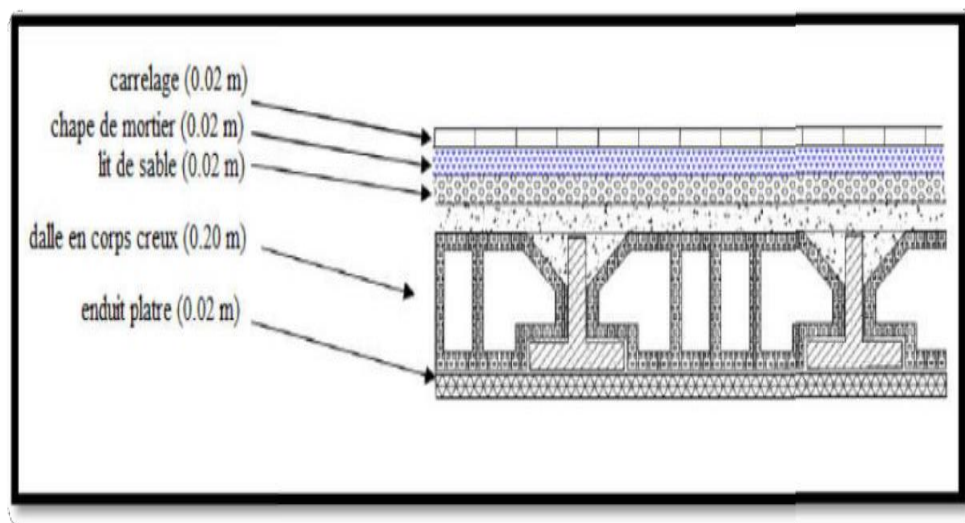


Figure II.1 : Plancher type terrasse inaccessible

**Tableau II.1 : descente des charges (terrasse inaccessible).**

N	Désignation	$\delta(\delta)$	(DaN/m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2200	220
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Dalle à corps creux	0.20	1400	280
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				$G_T = 648$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$Q_T = 100$

***b -Plancher étage courant***



**Figure II.2 : Plancher étage courant.**

Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{daN}/\text{m}^3)$	Charge( $\text{daN}/\text{m}^2$ )
	Cloison en brique	0.1	900	90
1	Carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Couche de sable	0.03	1800	54
4	Plancher à corps creux	0.20	1400	280
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				$G_E=524$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$O_E=150$

*c - dalle pleine*

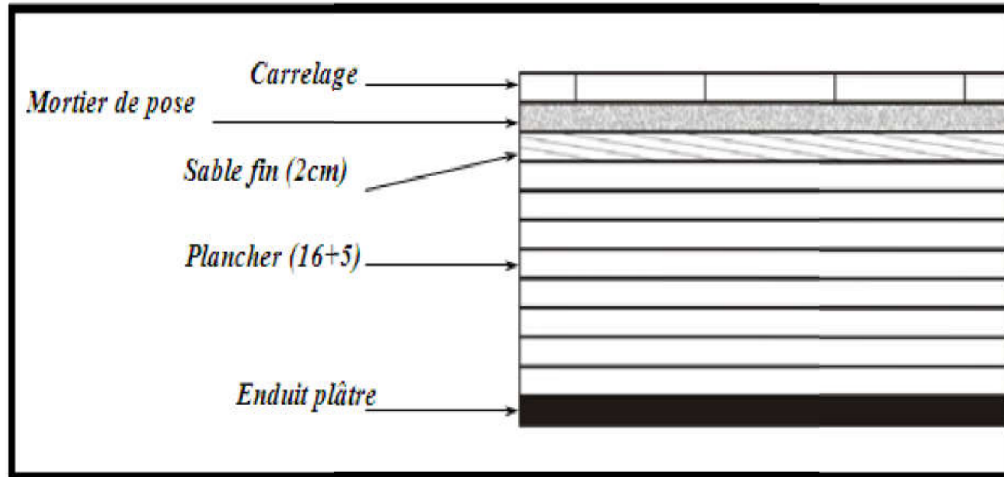


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine et balcon

**Tableau II.3 : Charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine**

	Désignation	e(m)	$\gamma$ (daN/ m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
	<b>Cloison en brique</b>	0.1	1000	100
<b>1</b>	<b>Carrelage</b>	0.02	2000	44
<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	0.02	2000	40
<b>3</b>	<b>Couche de sable</b>	0.03	1800	54
<b>4</b>	<b>Dalle pleine</b>	0.15	2500	280
<b>5</b>	<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				$G_E=633$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$O_E=1500$

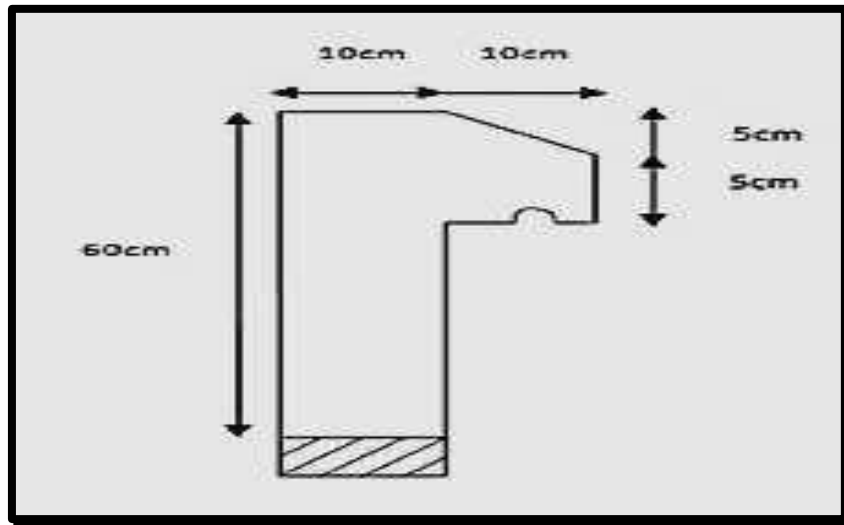
### II.2.2. Acrotère

❖ **Charge permanente**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$



**Figure II.4 :** schéma de l'acrotère.

Avec

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- P : Poids volumique du béton :  $25 \text{KN} / \text{m}^3$

**Tableau II.4 :** charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

Désignation	h(m)	Surface (m)	Poids Propre Totale (KN/ml)	Surcharge D'exploitation Q(KN/ml)
Acrotère	0.6	0.068	1.70	1

## II.2.3. Escalier

### II.2.3.1. Le paillasse

#### a- étages courants

Tableau II.5: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N	Désignation	e(m)	(daN/m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	Horizontal	0.02	2200	44
		Vertical	$0.02^h/g$	2200	24,933
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	2000	40
		Vertical	$0.02^h/g$	2000	22,667
3	Poids des marches	0.17/2	2500	212,5	
4	Poids de la paillasse	$0.13/\cos\alpha$	2500	373,521	
5	Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	1000	20	
6	Gardes corps	-	-	60	
Charge permanente totale				<b>G=857,1</b>	
Charge d'exploitation totale				<b>Q = 250</b>	

*b - RDC*

**Tableau II.6:** Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N	Désignation	e(m)	(daN/m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	Horizontal	0.02	2200	44
		Vertical	0.02 <sup>h/g</sup>	2200	24,933
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	2000	40
		Vertical	0.02 <sup>h/g</sup>	2000	22,667
3	Poids des marches	0.17/2	2500	212,5	
4	Poids de la paillasse	0.13/cos $\alpha$	2500	429,07	
5	Enduit en plâtre	0.02/cos $\alpha$	1000	20	
6	Gardes corps	-	-	60	
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G=830,503</b>	
<b>Charge d'exploitation totale</b>				<b>Q = 250</b>	

*II.2.3.2. Palier de repos*

**Tableau II.7 :** Charges permanentes et d'exploitation d'un palier.

N	Désignation	e(m)	(daN/m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle pleine	0.15	2500	375
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G<sub>pr</sub>=640</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q<sub>pr</sub>=250</b>

## II.2.4. Balcon

**Tableau II.8:** les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon.

N	Désignation	e(m)	(daN /m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.03	1800	54
4	Dalle	0.15	2500	375
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G<sub>b</sub>=533</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q<sub>b</sub>=350</b>

## II.2.5. L'ascenseur

G=1000daN/m<sup>2</sup>

Q=800daN/m<sup>2</sup>

## II.2.6. Les Murs

*a -Murs extérieurs (double cloison)*

**Tableau II.9 :** Charge permanente du mur extérieur.

N	Désignation	e(m)	(daN/m <sup>3</sup> )	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment(extérieur)	0.02	1800	360
2	Briquecreuxde15	0.15	900	135
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creux de 10	0.1	900	90
5	Enduit plâtre(intérieure)	0.02	1000	20
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G<sub>E</sub>=281</b>

### **II.3. CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les charges et les surcharges des éléments non structurants conformément aux exigences du DTRB.C2.2.

**CHAPITRE III**

**PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

**RESISTANTS**

### III.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions des règles BAEL 91 et les règles parasismiques algériennes RPA 2024.

### III.2. PREDIMENSIONNEMENT LES POUTRES

Une poutre est un élément horizontal d'un ouvrage qui transmet les charges à ses appuis.

Les formes des sections transversales les plus couramment utilisées sont rectangulaires.

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes

- Résistance.
- Déformation.
- Exécution sur chantier.

On a deux types de poutres :

- Poutres principales porteuses
- Poutres secondaires non porteuses.

#### III.2.1. Poutre principale

Selon le règlement B.A.E.L 91 mod 91 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA2024.

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10.$$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h.$$

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre.

$L_{max}$ : la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le **BAEL.6.11**.

**a-Détermination de la hauteur « h »**

$$L = 630$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 42\text{cm} \leq h \leq 63\text{cm}$$

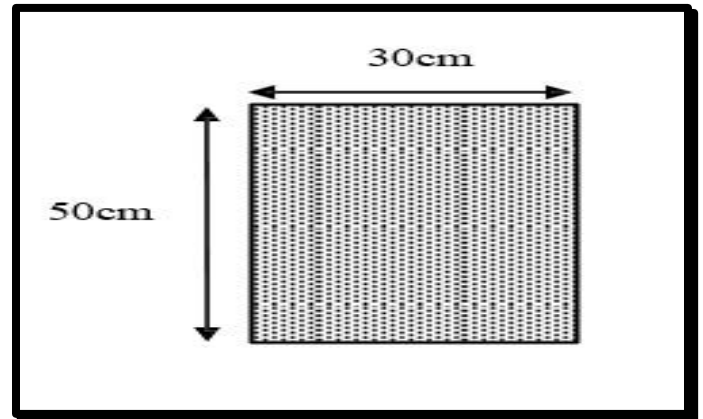
Nous prenons : **h = 50cm**

**b- Détermination de la largeur « b »**

$$h = 50\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**



**Figure III.1** : les dimensions de la poutre principale.

**c- Vérification selon le RPA 2024 (cf. Article 7.4)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

(Zone sismique VI)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1,67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$(1.5h + b) b_{max} \leq b_{max} \leq 1.5 \times 50 + 30 \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres Principale **(30×50) cm<sup>2</sup>**

### III.2.2. Les poutres secondaires (Châinages)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

#### a -Détermination de la hauteur " h "

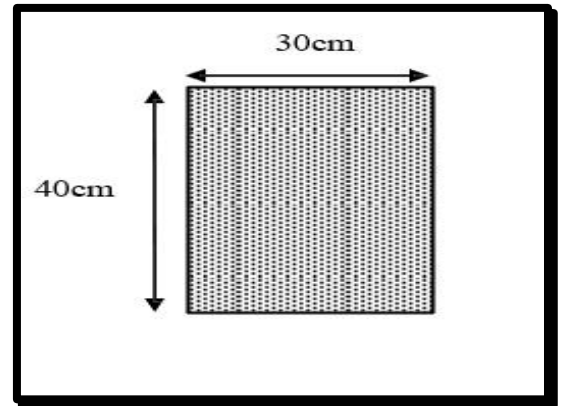
$$L = 430$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

On adopte  $h = 40\text{cm}$ .

#### b-Détermination de la largeur " b "

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm}$$



**Figure III.2 :** Les dimension de la poutre secondaire.

Nous prenons : **b=30cm**

D'après **R.P.A 2024** la condition suivantes doivent être vérifiées pour la zone VI.

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$(1.5h + b) b_{max} \leq b_{max} \leq (1.5 \times 40) + 30 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres secondaires **(30× 40) cm<sup>2</sup>**.

### III.2.3. Les voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article **Article 7.7.1** de **RPA2024**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA2024**. Article 7.7.1[1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec

$L$  : longueur de voile.

$a$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_w \geq \max \left[ 15\text{cm}; \frac{h_e}{20} \right] \text{RPA2024 (Article .7.7.1)}$$

Avec

$b_w$ : épaisseur du voile

$h$ : hauteur libre d'étage

✓ Pour l'étage courant

$$h_e = (3,15 - 0,35) = 2,8\text{m}$$

$$b_w \geq \max \{ 15\text{cm} ; 14\text{cm} \} \Rightarrow b_w \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **15cm**.

### III.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2024, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II : (cf. l'article 7.1)

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA2024 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

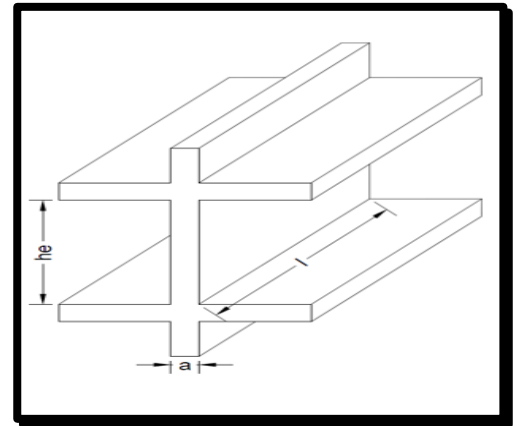


Figure III.4: Les voiles.

**Tableau III. 1 : les dimensions des poteaux.**

Étages	RDC	1eme	2eme	3eme	4eme	5eme
<b>Section (b × h)</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	45×45	45×45	40×40	40×40	35×35	35×35

**III.3.1. Loi de dégression (DTR B.C.2.2) [5]**

On a doté pour le calcul des points d'appuis charges d'exploitation suivantes

Sous toitou terrasse .....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) .....  $Q_0+Q_1$

Sous étage immédiatement inferieure

(Étage 2)  $Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$

(Étage 3)  $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

(Étage4)  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$$\sum Q=Q_0=1000N$$

$$\sum Q=Q_1+Q_2=2500 N$$

$$\sum Q =Q_0+0.95(Q_1+ Q_2) =3850N$$

$$\sum Q =Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3) =5050N$$

$$\sum Q=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =6100N$$

$$\sum Q=Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =7000N$$

$$G_{pot} = S \times h_e \times 25 \rightarrow h_e = 3.15$$

$$G_{ptot} = 9.65 KN$$

### III.3.2. Les poutres

$$G_{pp1} = 25 \times 1.75 \times 0.25 \times 0.40 = 4.37 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 1.75 \times 0.25 \times 0.40 = 4.37 \text{ KN}$$

$$G_{ps1} = 25 \times 3.5 \times 0.25 \times 0.35 = 7.65 \text{ KN}$$

$$G_{ps2} = 25 \times 2.25 \times 0.25 \times 0.35 = 7.65 \text{ KN}$$

### III.3.3. Etude le poteau le plus sollicité

La surface afférente :

$$S = (1.8 \times 2.25)^2 + (1.8 \times 3.05)^2$$

$$S = (4.05)^2 + (5.49)^2$$

$$S = 46.54 \text{ m}^2$$

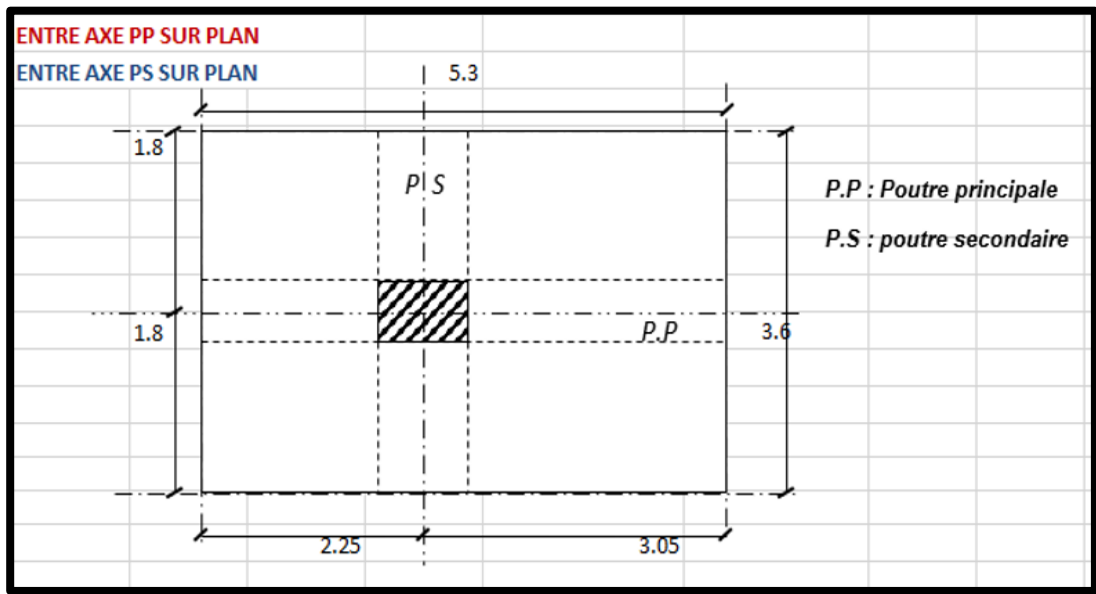


Figure III.4 : La surface afférente au poteau le plus sollicité

**Tableau II. 2 : Les différentes sections de poteaux.**

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>ulong</sub> [KN]	N <sub>upot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	Choix
18.9	Haut 5 -ème étage	4.88	1	26.831	16.403	-	0.000	FAUX	43.234	144.215	31.201	7.586	35
15.75	Haut 4 -ème étage	9.86	2.5	53.663	187.819	-	76.899	325.524	643.905	471.666	464.698	23.557	35
12.6	Haut 3 -ème étage	14.84	3.85	80.494	204.221	-	140.775	492.436	917.926	671.783	662.456	27.738	40
9.45	Haut 2 -ème étage	19.82	5.05	107.325	220.624	-	207.195	655.055	1190.199	870.923	858.951	31.308	40
6.3	Haut 1 -ème étage	24.8	6.1	134.156	237.026	-	256.605	813.380	1441.168	1054.600	1040.073	34.250	45
3.15	Haut rdc	29.78	7	160.988	253.429	-	297.612	967.413	1679.441	1229.191	1212.032	36.814	45
2.5	Haut Avant poteau	29.78	7	160.988	253.429	38.644	317.090	967.413	1737.563	1272.244	1253.977	37.412	45
-	Haut semelle	29.78	7	160.988	253.429	38.644	332.125	967.413	1752.599	1283.381	-	-	-

Donc :

$$N_{upp} = 1.35 \times h \times b \times 0.0001 \times 25$$

$$N_{upp} = 1.35 \times 50 \times 30 \times 0.0001 \times 5.3 \times 25 = \mathbf{26.831 \text{ KN}}$$

$$N_{ups} = 1.35 \times h \times b \times 0.0001 \times 3.600 \times 25$$

$$N_{ups} = 1.35 \times 45 \times 30 \times 0.0001 \times 3.600 \times 25 = \mathbf{16.403 \text{ KN}}$$

### III.3.4. L'effort normal ultime

$$N_u = N_{upp} + N_{ups} + N_{ulong} + N_{upot} + N_{planc}$$

$$N_u = 26.831 + 16.403 + 0 + 0 + 0 = \mathbf{43.234 \text{ KN}}$$

### III.3.5. Détermination de la résistance ultime du poteau

Nu doit vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_U \quad \text{Avec} \quad \bar{N}_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : section réduite du béton

$A_s$  : section des armatures

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  = coefficient en fonction de

L'élançement  $\lambda$

$f_{c28} = 25$  MPa

$f_e = 500$  MPa

Section réduite  $B_r$  pour éliminer tout défaut de coffrage :

$$B_r = a \times N_u = 0.721687424 \times 43.234 = \mathbf{31.201 \text{ cm}^2}$$

Section d'armatures  $A_s$  :

$$A_s = A_{\min} \geq \max \left[ A^{\text{BAEL}} = \frac{8 \times (b_1 + h_1)}{100} ; A^{\text{RPA}} = 1 \% B \right]$$

$$A_s = \max \left[ \frac{8 \times (35 + 35)}{100} ; 0.01 \times (35 \times 35) / 100 \right]$$

$$A_s = \max (5.6 \text{ cm}^2; 12.25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 12.25 \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité pour le flambement

dépend de l'élançement

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : Longueur de flambement

$l_0$ : Longueur du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b_1 \times h^3}{12}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \times 0.35 = 0.123 \text{ m}^2$$

$$I = 0.35 \times (0.35)^3 / 12 = 0,00125 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{0.00125 / 0.123} = 0.110$$

$$\lambda = 2.205 / 0.110 = 20.05 < 50$$

$$\rightarrow \alpha = 0.80$$

$$\bar{N}_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\bar{N}_U = 0.80 \left[ \frac{3120.1 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 12.25 \times \frac{500}{1.15} \right]$$

$$\bar{N}_U = 50484.57 \text{ KN}$$

$$N_u = 43.234 \text{ KN} \leq \bar{N}_U = 50484.57 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

Donc la section (35×35) cm<sup>2</sup> pour les poteaux est convenable

$$A^{RPA} = 1\%B \text{ (zone VI)}$$

$$A^{BAEL} = \frac{8 \times (b_1 + h_1)}{100}$$

### III.4. Conclusion :

Le prédimensionnement assure résistance, stabilité et économie, en conformité avec le RPA2024 et les normes en vigueur.

## **CHAPITRE IV**

# **PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX ET LEURS FERRAILLAGES**

## IV.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments d'une structure (l'acrotère ; escalier ; planches...etc.) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations (verticales ; horizontales).

## IV.2. BALCON

Le balcon est soumis à une charge permanente uniformément répartie  $G$ , une charge Concentrée.

$P$  et une charge d'exploitation  $Q$ .

Le calcul se fera en flexion simple sur une bande de 0.85m et une section 100x16.

### IV.2.1. Calcul des sollicitations

Charge permanente  $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

#### -Exemple de calcul

##### *a-Calcul de la charge concentré $P$*

La charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

➤ **ELU**

$$P_u = (0.85 \times 1.35) \times 1 = 1.15 \text{ KN.}$$

➤ **ELS**

$$P_s = (0.85) \times 1 = 0.85 \text{ KN.}$$

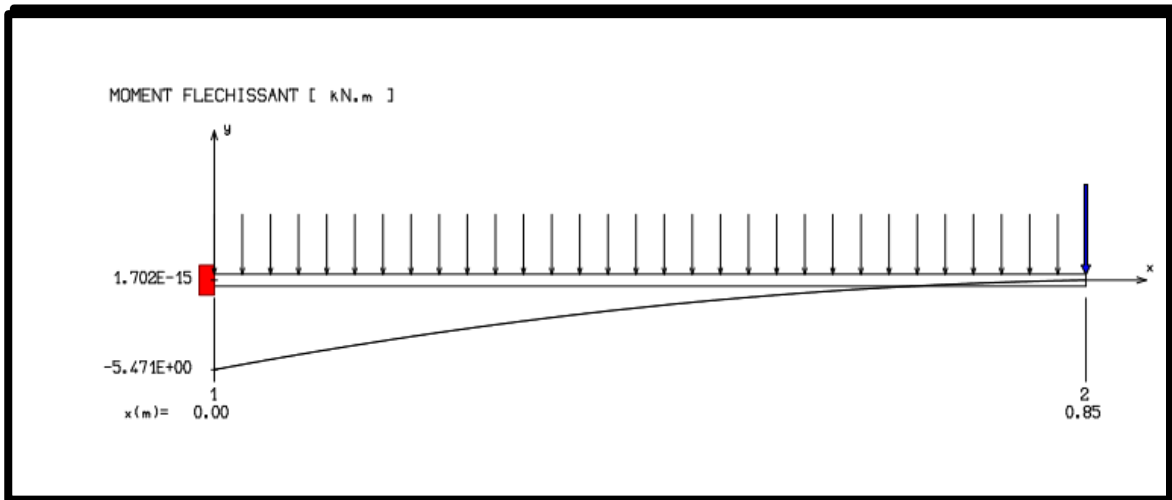
##### *b. Les sollicitations*

➤ **ELU**

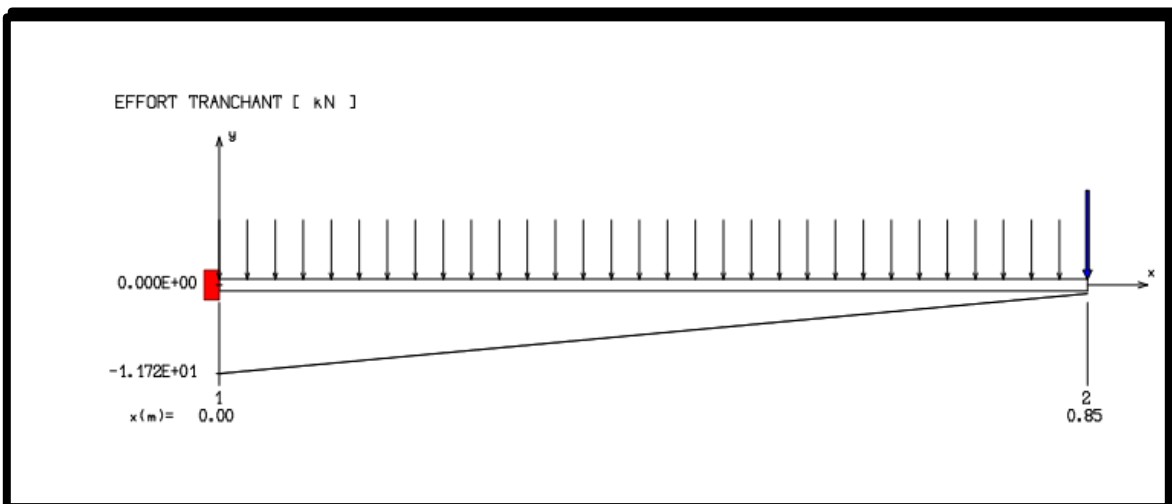
$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.44 \text{ KN/ ml.}$$

➤ **ELS**

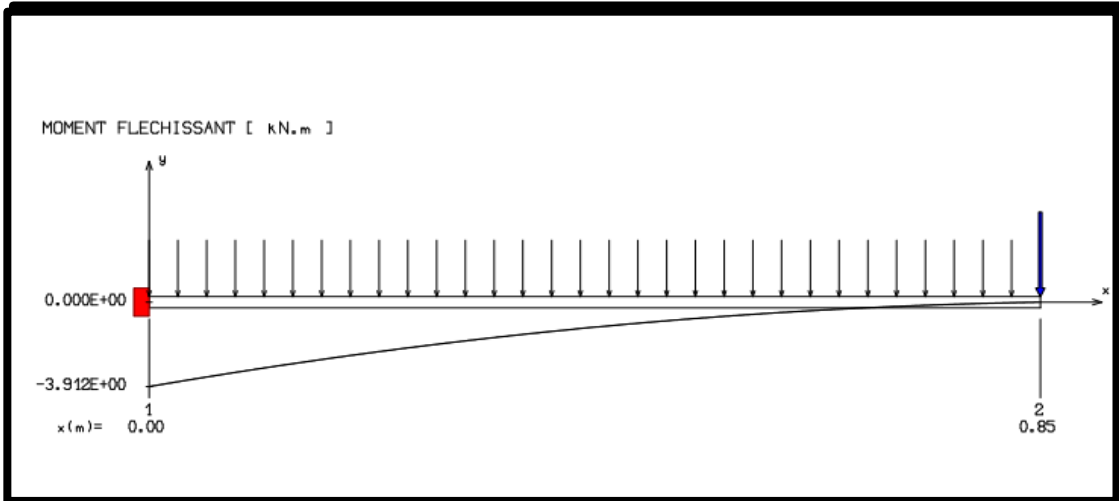
$$Q_{ser} = G+Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml.}$$



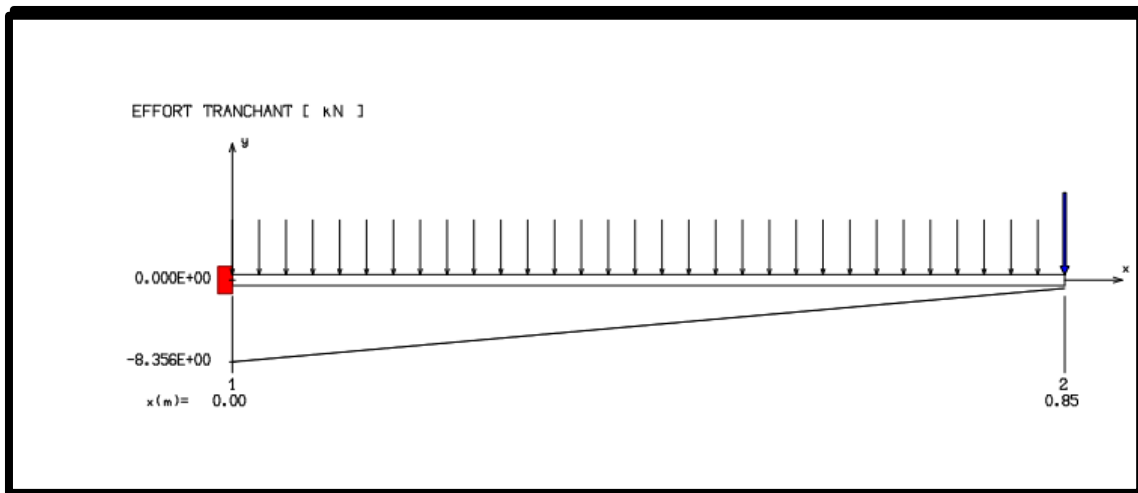
**Figure IV .1 :** Calcul du moment fléchissant ELU par RDM6



**Figure IV.2 :** Calcul de l'effort tranchant ELU par RDM6



**Figure IV.3:** Calcul du moment fléchissant ELS par RDM6



**Figure IV.4 :** Calcul de l'effort tranchant ELS par RDM6

**Tableau IV .1 : Les moments et les efforts tranchants**

Cas	Mu (KN.m)	T (KN)
ELU	5.47	11.72
ELS	3.91	8.63

## IV.2. 2.Calcul du ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Voir l'organigramme de calcul en flexion simple en annexe.

### ➤ ELU

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5470}{100 \times 10^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = 0.038 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.194 = 0.981$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5470}{435 \times 0.981 \times 10} = 1.60 \text{ cm}^2$$

#### a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.60 \text{ cm}^2$

#### b. Choix des armatures

$$A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 ; \text{Espacement } e = 25\text{cm (DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)}$$

#### c. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> Avec : e = 25cm

### ➤ ELS

$$G_s = G + Q = 8.83 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 0.85 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b adm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

#### **a. Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n} \cdot ft28\right)$$

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2 \times 500}{3}; 110\sqrt{n} \cdot ft28\right) = \text{Min}(333.33 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa}$$

#### **b. Calcul de la position de l'axe neutre**

$$S = \frac{b}{2} \times y^2 + n A'_s \times (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1375 = 0$$

$$y = 4,32 \text{ cm}$$

#### **c. Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n A'_s \times (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 11270 \text{ cm}^4$$

Où :  $A_s$  : section d'armatures tendues  $A'_s$  : section d'armatures comprimées

$n$  : 15 coefficients d'équivalence

#### **d. Vérification des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3910 \times 4.32}{11270} = 1.49 \text{ MPA} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} (d - y) = \frac{3910 \times 4.32}{11270} (13.5 - 4.32) = 13.68 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

#### **e. Vérification de l'effort tranchant**

$$T = 11.72 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPA} \\ 4 \text{ MPA} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA}$$

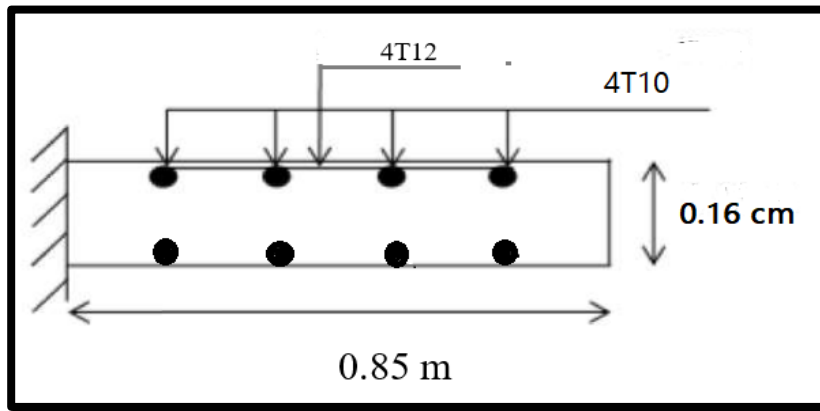
$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{11720}{1000 \times 10} = 1.72 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa C.V.}$$

*f. Vérification de la flèche*

$$f = 0.02 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$$

C.V

*g. Dessin de ferrailage*



**Figure IV.5 :** Ferrailage du balcon

**IV .3. ACROTÈRE**

L'acrotère sera encasté à sa base, le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m et la fissuration est considérée préjudiciable du fait qu'il est exposé aux intempéries.

**IV .3.1. Calcul des sollicitations**

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  $F_p$ )

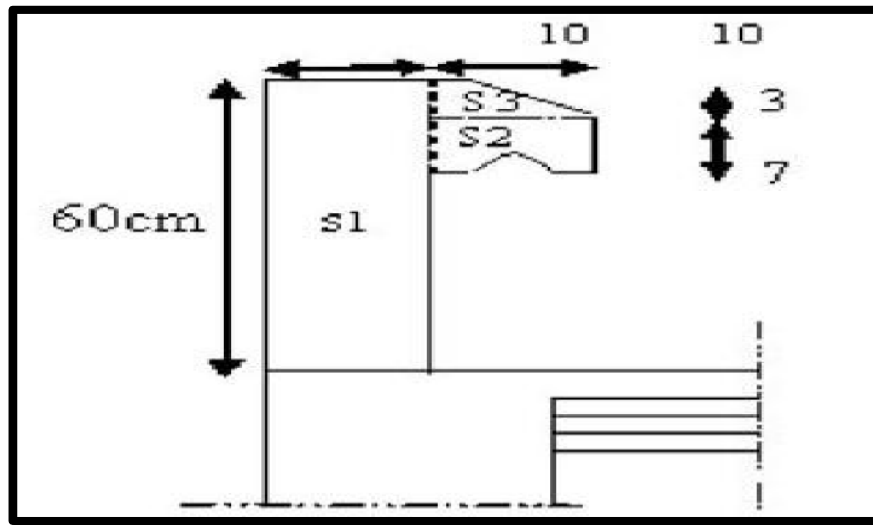


Figure IV.6 : Les dimensions de l'acrotère

Charge permanente :  $W_p = S \times l \times \gamma_b$

$$S1 = 0,6 \times 0,1 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$S2 = 0,07 \times 0,1 = 0,007 \text{ m}^2$$

$$S3 = (0,03 \times 0,1)/2 = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$S = 0,06 + 0,007 + 0,0015$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,0685 \times 1 \times 25 \square$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation

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

$A = 0,20$  coefficient d'accélération (Tableau 4.1 RPA99/2003)

$C_p = 0,8$  facteur des forces horizontales (tableau 6.1 RPA99/2003)

$W_p = 1,712 \text{ KN}$  Poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,712 \rightarrow F_p = 1,1 \text{ KN}$$

$$P = \max(1,1 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow P = 1,1 \text{ KN}$$

$$G = W_p = 1,712 \text{ KN} \quad Q = 1,1 \text{ KN}$$

➤ **ELU**

$$N_u = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L = 1.5 \times 1.1 \times 1 = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.1 \times 1.5 = 1.65 \text{ KN}$$

➤ **ELS**

$$N_s = 1.712 \text{ KN}$$

$$M_s = 1.1 \times 1 \times 1 = 1.1 \text{ KN.m} \quad T_s = 1.1 \times 1 = 1.1 \text{ KN}$$

### IV .3.2. Calcul du ferrailage

➤ **ELU**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{165}{2,31} = 71,43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} < e_0$$

N est appliqué à l'extérieur de la section est donc partiellement comprimée.

#### *a. Vérification de la méthode forfaitaire*

On doit vérifier :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + ea = 71,43 + 2 = 73,43 \text{ cm}$$

$$ea = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{200}{100} = 20 \text{ cm} < 73,43 \text{ cm} \quad \text{Le calcul se fait en flexion simple avec les sollicitations}$$

Suivantes :

$$N' = N = 2,31 \text{ KN}$$

$$\{M' = N' (M + ea + e_2) = 2,31(71,43 + 2 + 3,2) = 2 \text{ KN.m}\}$$

$$e_2 = \frac{3l_f}{100000h} (2 + \alpha\emptyset) = 3,2 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{M_s(G)}{M_s(G+Q)} = 0$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d \times 2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2000}{100 \times 92 \times 14,2}$$

$\mu = 0,017 < 0,392$  Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,021 = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2000}{435 \times 0,99 \times 9} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s} = 0,52 - \frac{2310}{100 \times 435} = 0,47 \text{ cm}^2$$

### ***b. Condition de non fragilité***

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$

### ***c. Choix des armatures***

$A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  espacement  $e = 18 \text{ cm}$

### ***d. Armature de répartition***

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Choix :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **ELS**

### ***a. Calcul de la position de l'axe neutre***

$$S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 423,9 = 0 \rightarrow y = 2,48 \text{ cm}$$

### ***b. Calcul du moment d'inertie***

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 2510,67 \text{ cm}^4$$

### ***c. Vérification des contraintes dans le béton***

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1730 \times 2,48}{2510,6} = 1,7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

### ***d. Vérification des contraintes dans l'acier***

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 1730}{2510.67} = (9 - 2,48) = 67,40 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues

#### e. Vérification au cisaillement

$$T = 1.73 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right) \text{ MPa} = (2,5 ; 4) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1730}{100 \times 90} = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

#### f. Dessin de ferrailage

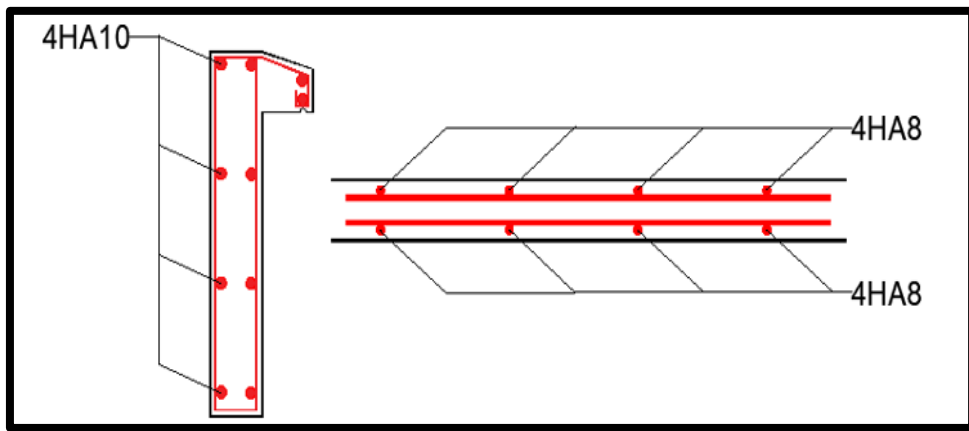


Figure IV.7: Ferrailage d'acrotère

## IV.4. ESCALIER

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage qui permettent le passage à pied entre les différents Niveaux d'un immeuble qu'ils relient.

### IV.4. 1. Différents éléments de l'escalier

- Emmarchement : largeur de l'escalier qu'on peut emprunter.
- Giron : distance horizontale entre les nez de deux marches successives.
- Marche : surface plane de l'escalier où l'on pose les pieds.
- Contremarche : face verticale reliant, quand elles existent, deux marches successives.

- Nez de marche : bord extérieur de la marche.
- Hauteur de marche : distance verticale séparant deux nez de marches successives.
- Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes.
- Volée : ensemble de marches compris entre deux paliers.

#### IV.4.2. Vérification de la loi de Blondel

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

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

$$ep=10\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm} ; g+2h=64\text{ cm (Condition vérifiée)}$$

##### *a. Nombre de contre marches*

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{315}{2} = 158\text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{315}{17} = 18\text{ contre marche}$$

##### *b. L'inclinaison de la pailasse*

$$\tan \alpha = H / L = 1.58 / 2.4 = 0.66 \rightarrow \text{arc tan} = 33.42^\circ$$

#### IV.4.3. Sollicitations de calcul

##### **-Volée**

$$G= 8.571\text{ KN/m}$$

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

##### **-Palier**

$$G=6.4\text{ KN/m}$$

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

##### ➤ **A l'ELU**

##### **-Volée**

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$q_v = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 8.571$$

$$q_v = 15.32\text{ KN /ml}$$

**-Palier**

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p$$

$$q_p = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 6.4$$

$$q_p = 12.39 \text{ KN/ml}$$

➤ **A P'ELS**

**-Volée**

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$q_v = 2.5 + 8.571$$

$$q_v = 11.07 \text{ KN/ml}$$

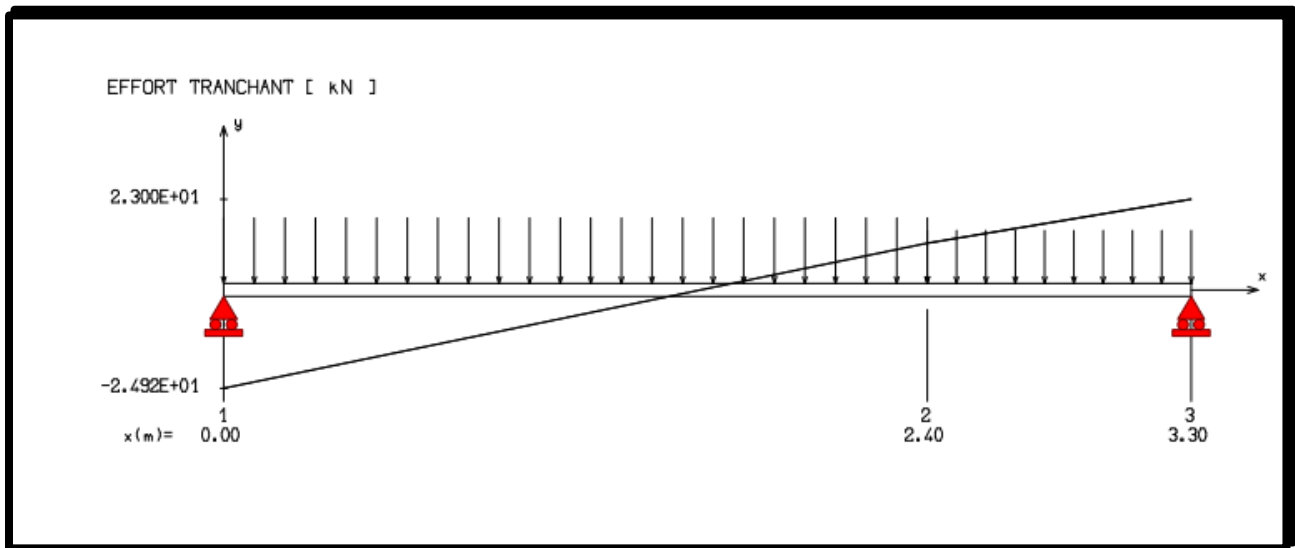
**-Palier**

$$q_p = Q_p + G_p$$

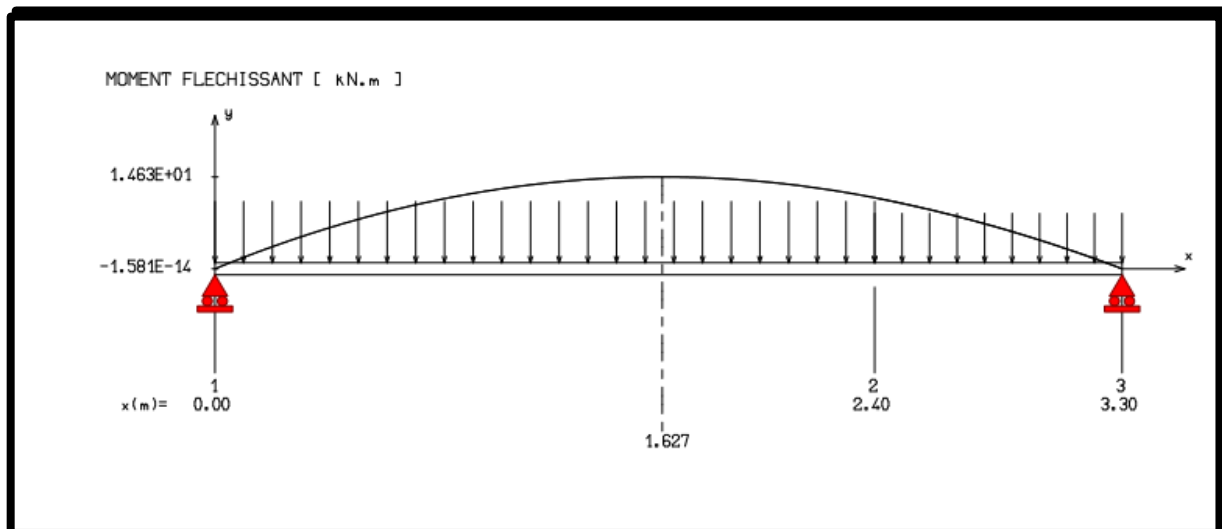
$$q_p = 2.5 + 6.4$$

$$q_p = 8.9 \text{ KN/ml}$$

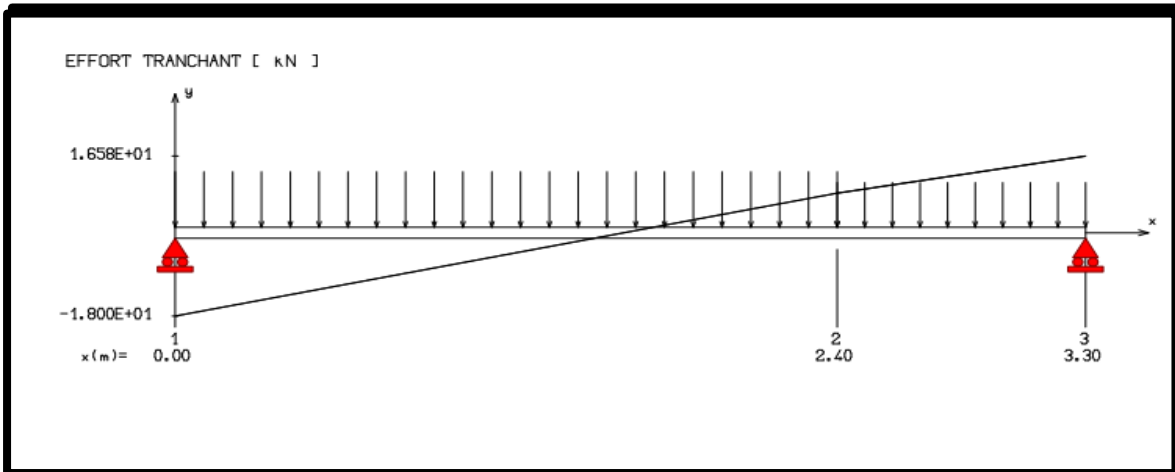
On a utilisé le logiciel RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts Tranchants ; les résultats sont consignés ci-dessous :



**Figure IV.8 :** Calcul du moment fléchissant ELU par RDM6



**Figure IV.9 :** Calcul du moment fléchissant ELS par RDM6



**Figure IV.10** : Calcul de l'effort tranchant ELS par RDM6

**Tableau IV.2** : Les moments et efforts tranchants

Cas	Mt (KN.m)	T (KN)
ELU	20.27	23
ELS	14.63	16.58

#### IV .4.4. Calcul du ferrailage escalier du RDC

##### a. En travée ZAIW

###### ➤ ELU

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20270}{100 \times 10^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = 0.143 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.143)}) = 0.194$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.194 = 0.922$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20270}{435 \times 0.922 \times 10} = 6.32 \text{ cm}^2$$

### **a.1. Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 6.32 \text{ cm}^2$

### **a.2. Choix des armatures**

$A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$  ; **Espacement**  $e = 16 \text{ cm}$  (DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

### **a.4. Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Choix :  $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Avec :  $e = 25 \text{ cm}$

## ➤ **ELS**

### **a.1. Calcul de la position de l'axe neutre**

$$S = \frac{b}{2} \times y^2 + n A'_s \times (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1375 = 0 ; y = 4,32 \text{ cm}$$

### **a.2. Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n A'_s \times (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 11270 \text{ cm}^4$$

Où

$A_s$  : section d'armatures tendues

$A'_s$  : section d'armatures comprimées

$n$  : 15 coefficients d'équivalence

### **a.3. Vérification des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{14630 \times 4.32}{11270} = 5.61 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} (d - y) = \frac{14630 \times 4.32}{11270} (13.5 - 4.32) = 51.50 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA}$$

(Condition vérifiée)

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

#### a.4. Vérification de l'effort tranchant

T=23KN

Fissuration préjudiciable, tu doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50MPa \\ 4MPa \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_U = 2,50MPa$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{23000}{1000 \times 10} = 2.3 < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \text{C.V.}$$

#### a.5. Vérification de la flèche

$$f = 0.02 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$$

C.V

#### a.6. Dessin de ferrailage

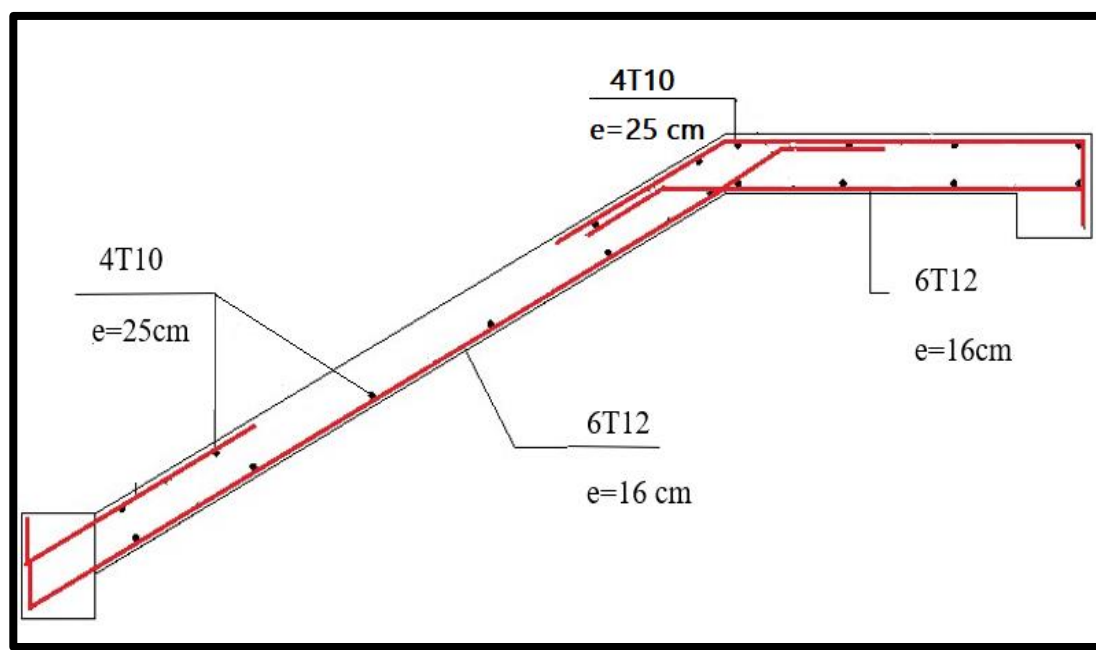


Figure IV.11: Ferrailage escalier

## IV.5.LES POUTRELLES

### IV.5.1. La Méthode du 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
- Méthode de Caquot.

#### *a. 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.

- $Q \text{ min } (2G ; 5 \text{ KN/m}^2 )$  .
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25
- La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

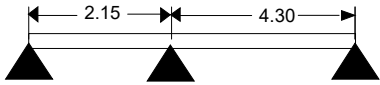
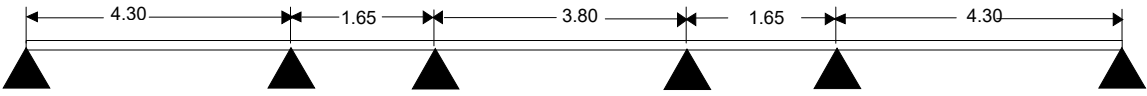
#### **b. Présentation théorique de la méthode de Caquot**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projecteur 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.

## IV.5.2. Les différents types des poutrelles

### a. Schémas statique étage terrasse

Tableau IV.3 : Les schémas statiques des poutrelles

Types 01	
Types 02	

## IV.5.3. Vérification des méthodes de calcul

### a. 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.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{4.30}{2.15} = 2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée pour type 01.}$$

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.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{1.65}{4.30} = 0.39 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 02.}$$

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

***b. Évaluations des charges***

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**Tableau IV.4 :** Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers

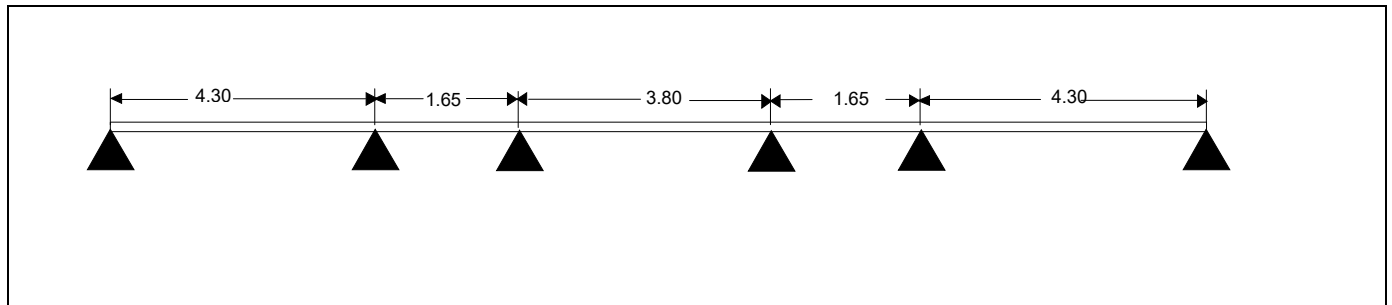
Plancher	Ln	G	Q
Terrasse	0,6	648	100
Etage courant	0,6	524	150

**Tableau IV.5 :** Tableau de combinaison d'actions

	Formule	Terrasse	Etage courant
La charge ultime	$q_u = (1.35G + 1.5Q)Ln$	614.88	559.44
La charge service	$q_s = (G + Q) * Ln$	448.8	404.4

*c. Application de la méthode de Caquot-minorée*

*c.1. Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse*



**Figure IV .12 : Type de poutrelle à étudiée**

*c.1.1. Calcul des moments fléchissant*

- Type 02 (Terrasse)

**a. Travée (N6) ; (N8) (4.30; 1.65)**

➤ **ELU**

*a.1. Calcul de la charge répartie sur la travée N6*

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

*a.2. Calcul de la charge répartie sur la travée N8*

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

*a.3. Longueur de calcul pour la travée N6*

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 4.30\text{m}$ .

*a.4. Longueur de calcul pour la travée N8*

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 1.65 = 1.32\text{ m}$

*a.5. Calcul du moment en appui central*

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.36 \times 4.30^3) + (4.36 \times 1.32^3)}{8.5 \times (4.30 + 1.32)}$$

$$M_{a01} = -7.47 \text{ KN.m}$$

**a.6. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4.36 \times 4.30^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -2.015 \text{ KN.m}$$

**a.7. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{4.30}{2} \right) - \frac{(-2.015 - (-7.47))}{(6.148 \times 4.30)}$$

$$X = 1.94\text{m}$$

**a.8. Calcul du moment en travée AB**

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

$$M_{t01} = \frac{6.148 \times 4.30 \times 1.94}{2} - \frac{6.148 \times 1.94^2}{2} - (-2.015 + \frac{(-2.015) - (-7.47)}{4.30}) \times 1.94$$

$$M_{t01} = 18.55\text{KN.}$$

**b. Travée (N8), (N9) (1.65;3.80)**

**b.1. Calcul de la charge répartie sur la travée N8**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

**b.2. Calcul de la charge répartie sur la travée N9**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

**b.3. Calcul de la charge réduite sur la travée N8**

$$P_{rw} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$
$$P_{rw} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6.48 + 1,5 \times 1] = 4.36 \text{ kN/ml.}$$

**b.4. Calcul de la charge réduite sur la travée N9**

$$P_{rw} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$
$$P_{rw} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6.48 + 1,5 \times 1] = 4.36 \text{ kN/ml.}$$

**b.5. Longueur de calcul pour la travée N8**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0,8 \times 1,65 = 1.32 \text{ m}$$

**b.6. Longueur de calcul pour la travée N9**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0,8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

**b.7. Calcul du moment en appui central**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.36 \times 1.32^3) + (4.36 \times 3.04^3)}{8,5 \times (1.32 + 3.04)}$$

$$M_{a02} = -3.58 \text{KN}$$

**b.8. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw02} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4.36 \times 1.65^2}{8}$$

$$M_{aw02} = -0.297 \text{ KN.m}$$

**b.9. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{1.32}{2} \right) - \frac{-0.297 - (-3.58)}{(6.148 \times 1.32)}$$

$$X = 0.26 \text{m}$$

**b.10. Calcul du moment en travée N8**

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

$$M_{t02} = \frac{6.148 \times 1.65 \times 0,26}{2} - \frac{6.148 \times 0.26^2}{2} - (-0.297) + \frac{(-0.297 - (-3.58))}{1.65} \times 0.26$$

$$M_{t02} = 1.93 \text{KN.m}$$

**3) Travée (N9), (N6), (3.80;1.65)**

**c.1. Calcul de la charge réduite sur la travée N9**

$$\begin{aligned} P_{rw} &= [1,35 \times (2/3) \times G] + (1,5 \times Q) \times L_n \\ P_{rw} &= 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6.48 + 1,5 \times 1] = 4.36 \text{ kN/ml.} \end{aligned}$$

**c.2. Longueur de calcul pour la travée N9**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{m}$

**c.3. Longueur de calcul pour la travée N6**

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 1.65 = 1.32 \text{m}$

**c.4. Calcul du moment en appui central**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4.36 \times 3.04^3) + (4.36 \times 1.32^3)}{8,5 \times (3.04 + 1.32)}$$

$$M_{a03} = - 3.58 \text{ KN}$$

**c.5. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw02} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4.36 \times 3.80^2}{8}$$

$$M_{aw02} = -1.57 \text{ KN. m}$$

**c.6. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3.04}{2} \right) - \frac{-1.57 - (-3.58)}{(6.148 \times 3.04)}$$

$$X = 1.41 \text{ m}$$

**c.7. Calcul du moment en travée N9**

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

$$M_{t03} = \frac{6.148 \times 3.80 \times 1.41}{2} - \frac{6.148 \times 1.41^2}{2} - (-1.57) + \frac{(-1.57) - (-3.58)}{3.80} \times 1.41$$

$$M_{t03} = 12.67 \text{ KN. m}$$

➤ **ELS**

**a) Travée (N6) ; (N8) (4.30; 1.65)**

**a.1. Calcul de la charge répartie sur la travée N6**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (6.48 + 1) \times 0,6$$

**a.2. Calcul de la charge répartie sur la travée N8**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (6.48 + 1) \times 0,6$$

**a.3. Calcul de la charge réduite sur la travée N6**

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

**a.4. Calcul de la charge réduite sur la travée N8**

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

**a.4. Longueur de calcul pour la travée N6**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 4.30 \text{ m}$ .

**a.5. Longueur de calcul pour la travée N8**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 1.65 = 1.32 \text{ m}$ .

**a.6. Calcul du moment en appui central**

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.192 \times 4.30^3) + (3.192 \times 1.32^3)}{8,5 \times (4.30 + 1.32)}$$

$$M_{a01} = -5.46 \text{KN}$$

**a.7. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3.192 \times 4.30^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -1.48 \text{KN.m}$$

**a.8. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{4.30}{2} \right) - \frac{-1.48 - (-5.46)}{(4.49 \times 4.30)}$$

$$X = 1.94 \text{m}$$

**a.9. Calcul du moment en travée N6**

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

$$M_{t01} = \frac{4.49 \times 4.30 \times 1.94}{2} - \frac{4.49 \times 1.94^2}{2} - (-1.48) + \frac{(-1.48) - (-5.46)}{4.30} \times 1.94$$

$$M_{t01} = 13.55 \text{KN.m}$$

**b) Travée (N8) ; (N9) (1.65 ; 3.80)**

**b.1. Longueur de calcul pour la travée N8**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 1.65 = 1.32 \text{ m}$

**b.2. Longueur de calcul pour la travée N9**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$

**b.3. Calcul du moment en appui central**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3.192 \times 1.32^3) + (3.192 \times 3.04^3)}{8,5 \times (1.32 + 3.04)}$$

$$M_{a02} = -2.62 \text{KN.m}$$

**b.4. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw02} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3.192 \times 1.65^2}{8}$$

$$M_{aw02} = -0.22 \text{KN.m}$$

**b.5. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{1.32}{2}\right) - \frac{(-0.22) - (-2.62)}{(4.49 \times 1.32)}$$

$$X = 0.25\text{m}$$

**b.6. Calcul du moment en travée N8**

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

$$M_{t02} = \frac{4.49 \times 1.65 \times 0.25}{2} - \frac{4.49 \times 0.25^2}{2} - (-0.22) + \frac{(-0.22) - (-2.62)}{1.65} \times 0.25$$

$$M_{t02} = 1.37 \text{ KN.m}$$

**c) Travée (N9) ; (N8) (3.80; 1.65) m**

**c.1. Longueur de calcul pour la travée N9**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3.80 = 3.04\text{m}$

**c.2. Longueur de calcul pour la travée N8**

Travée 4 est une travée de rive alors  $L'_e = 0,8 \times 1.65 = 1.32 \text{ m}$

**c.3. Calcul du moment en appui central**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3.192 \times 3.04^3) + (3.192 \times 1.32^3)}{8,5 \times (3.04 + 1.32)}$$

$$M_{a03} = -2.62 \text{ KN.m}$$

**c.4. Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{aw03} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3.192 \times 3.80^2}{8}$$

$$M_{aw03} = -1.15 \text{ KN.m}$$

**c.5. Calcul de la position du moment max**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3.04}{2}\right) - \frac{-1.15 - (-2.62)}{(4.49 \times 3.04)}$$

$$X = 1.41\text{m}$$

**c.6. Calcul du moment en travée N9**

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

$$M_{t03} = \frac{4.49 \times 3.80 \times 1.41}{2} - \frac{4.49 \times 1.41^2}{2} - (-1.15) + \frac{-1.15 - (-2.62)}{3.80} \times 1.41$$

$$M_{t03} = 9.26 \text{ KN.m}$$

**c.7. 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 :**

**a. Travée (4.30) m**

**a.1. Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.105 - (-7.47)}{4.30} + \frac{6.148 \times 4.30}{2} = 14.47 \text{KN}$$

**a.2. Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-2.105 + 7.47}{4.30} - \frac{6.148 \times 4.30}{2} = -11.95 \text{KN}$$

**b. Travée (1.65) m**

**b.1. Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.297 + 3.58}{1.65} + \frac{6.148 \times 1.65}{2} = 7.06 \text{KN}$$

**b.2. Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-0.297 + 3.58}{1.65} - \frac{6.148 \times 1.65}{2} = -3.08 \text{KN}$$

**c. Travée (3.80) m**

**c.1. Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-1.57 + 3.58}{3.80} - \frac{6.148 \times 3.80}{2} = -11.15 \text{KN}$$

**c.2. Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-1.57 + 3.58}{3.80} + \frac{6.148 \times 3.80}{2} = 12.21 \text{KN}$$

**Tableau IV.6 :** 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	18.55	13.55	-2,015	-7.47	-1.48	-5.46	14.47
2	1.93	1.37	-0.297	-3.58	-0.22	-2.62	7.06
3	12.67	9.26	-1.57	-3.58	-1.15	-2.62	12.21
4	1.93	1.37	-0.297	-3.58	-0.22	-2.62	7.06
5	18.55	13.55	-2.015	-7.47	-1.48	-5.46	14.47

### IV.5.3. Ferrailage des poutrelles

#### ➤ E.L.U

#### a. En travée

$$M_t^u = 18.55 \text{ KN.m}$$

#### a.1. Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

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

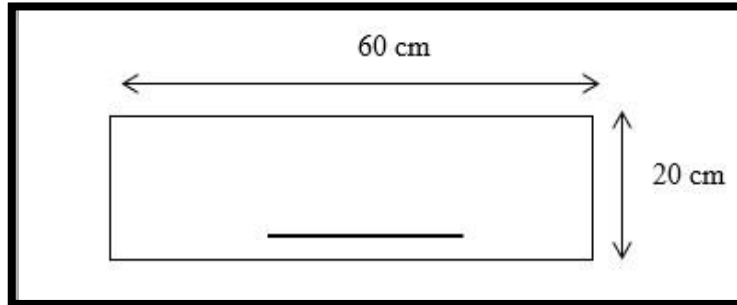
$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m} > M_t^u = 18550 \text{ N.m}$$

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



**Figure IV .13** : Section de calcul en travée.

#### **a.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées $A'$**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{18550}{60 \times 14.17 \times 18^2} = 0.067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,086 = 0.966, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

#### **a.3. Détermination des armatures**

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18550}{0,966 \times 348 \times 18} = 3.07 \text{ cm}^2$$

#### **a.4. Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

#### **a.5. Choix des armatures : 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

➤ **ELS**

**a.1. Vérification de l'étendu de la zone comprimée**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.39(18 - 4) = -164.7 < 0$$

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

**a.2. L'axe neutre dans la nervure**

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

$$\frac{60}{2} y_1^2 - 48 \frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 3.39(18 - y_1) = 0$$

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

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,06$  cm

**a.3. Moment quadratique**

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

$$I = \frac{60}{3} \times 4,06^3 - \frac{(60 - 12)(4,06 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 4,06)^2$$

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

**a.4. Calcul des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_1 = \frac{13550 \times 10^3}{8217 \times 10^4} \times 4,06 \times 10 = 6.70 \text{ MPa}$$

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

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues l'ELS.

➤ **E.L.U**

### a. En travée

$$M_a^u = -7.47 \text{ KN.m}$$

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

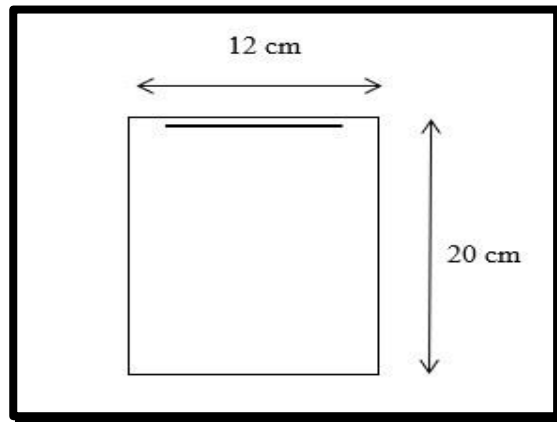


Figure IV .14 : Section de calcul en appuis

#### a.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7470}{12 \times 14,17 \times 18^2} = 0.135$$

$$\mu = 0,135 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.182$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.182 = 0.927$$

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

#### a.2. Détermination des armatures

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7470}{0,927 \times 18 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

#### a.3. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,29; 0,26) = 1,29 \text{ cm}^2$$

**a.4.Choix des armatures**  $\longrightarrow$  :2T12A = 2.26 cm<sup>2</sup>

➤ **E.L.S**

$$M_a^s = -5.46 \text{ KN.m}$$

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

**Avec :**

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{7470}{5460} = 1,37$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,120 < 0,44 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

### **a.1.Calcul des armatures transversales**

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

$$T_u^{\max} = 14,47 \text{ KN} = 14470 \text{ N}$$

### **a.2.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 :**

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

$$T_u = 14470 \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

### **a.3.Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

### **Inférieures**

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 236 \text{ mm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 14470 - \frac{7470 \times 100}{0,9 \times 18} \right] = -91 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

#### **a.4. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{14470}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,670 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,670 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

Diamètre des armatures transversales :

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

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

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

#### **-L'espace des armatures transversales :**

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

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

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

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,635 - 0,3 \times 2,1)} = 1786 \text{ cm}$$

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

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm}$$

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

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

### ***a.5.Vérification de la flèche***

#### **❖ 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).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{13550}{7470} \right) = 0.181$$

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

$$\frac{A_t^s}{b_a \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015 \leq \frac{4,2}{235} = 0,018 \rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

### **a.6.CONCLUSION**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\longrightarrow$  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.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

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

p : charge totale.

### ***a.7.Calcul des moments fléchissant***

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

$$M_g = 674 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 778 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 674 \text{ daN.m}$$

### ***a.8.Calcul du module de déformation longitudinale***

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### a.9. 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.

### a.10. Coordonnées du centre de gravité

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

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

$$V_1 = \frac{2304 + 615.30 + 480}{467,4} = 7.66 \text{ cm}$$

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

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

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

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

### a.11. 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.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13550}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 372.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10380}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 285.46 \text{ MPa}$$

### a.12. 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).

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

$$\lambda_i = 3,71$$

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

$$\lambda_v = 1,48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 21061,63}{1 + 0,355 \times 3,71}$$

$$I_{fg}^i = 9234,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 21061,63}{1 + 0,355 \times 1,48}$$

$$I_{fg}^v = 9998,83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 21061,63}{1 + 0,315 \times 3,71}$$

$$I_{fp}^i = 10683,05 \text{ cm}^4$$

### a.13. Calcul des flèches partielles

$$f_g^v = \frac{M^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6740 \times 420^2}{10 \times 10818,87 \times 9998,83} = 1,099 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6740 \times 420^2}{10 \times 32164,2 \times 10683,05} = 0.346 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7780 \times 420^2}{10 \times 32164,2 \times 10683,05} = 0.399 \text{ cm}$$

**-La flèche totale**

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

$$\Delta_{ft} = (1.099 - 0.346) + (0.399 - 0.346) = 0.8$$

$$\Delta_{ft} = 0.8 \text{ cm}$$

**-La flèche admissible**

$$l = 4.30 \text{ m} < 5.20 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{l}{5} = \frac{4.30}{5} = 0,9$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,8 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,9 \text{ cm}$$

**-La flèche est vérifiée**

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

**Tableau IV. 7 : Tableau de ferrailage de poutrelles**

			Armature Longitudinal		Choix D'armatures	Armature transversale	
			M[N.m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]			A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]
<b>Plancher terrasse</b>	En travée	ELU	1855 0	3.07	3T12 A <sub>t</sub> =3.39 Cm <sup>2</sup>	14470	2Ø <sub>6</sub> A <sub>t</sub> =0,57cm <sup>2</sup>
		ELS	13550	Vé-ri-fiée			
	En appui	ELU	-7470	1.29	2T12 A <sub>a</sub> =2.26 cm <sup>2</sup>		
		ELS	-5460	Vé-ri-fiée			

*a.14.Dessin de ferrailage*

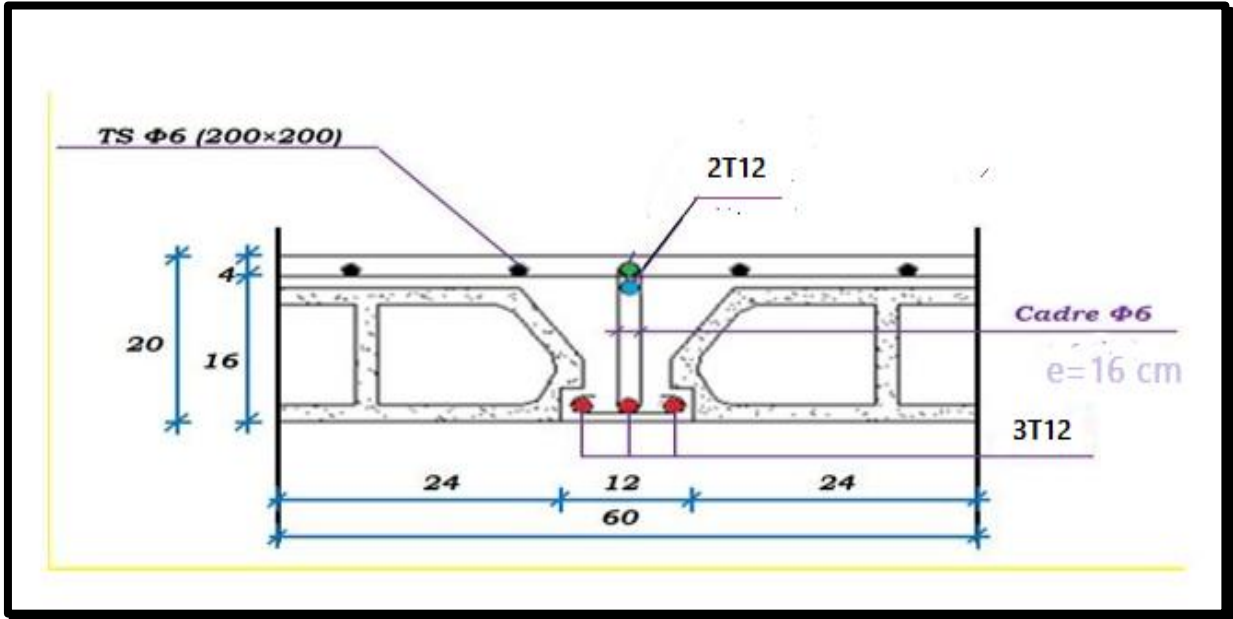


Figure IV.15 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

**CHAPITRE V**  
**MODELISATION ET VERIFICATION RPA**

## V.1.INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface terrestre, les séismes sont sans doute les plus destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce danger imprévisible, il est essentiel de

Concevoir des structures capables de résister à ces secousses afin de garantir, au minimum,

La sécurité des personnes.

C'est dans cette optique qu'est née la construction parasismique, qui repose principalement sur une analyse dynamique du comportement des bâtiments soumis aux vibrations sismiques.

## V.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- ❖ La méthode statique équivalente
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

## V.3.LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Cette approche consiste à substituer les forces dynamiques réelles générées par un séisme par un ensemble de forces statiques fictives, dont les effets sont jugés équivalents à ceux de l'action sismique sur la structure.

### V.3.1.la Conditions d'application de la MSE

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

Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a.

**Remarque :** Notre structure ne satisfait pas la condition (a) car la hauteur dépasse 32 mètres en zone (VI) pour les groupes d'usages 2.

## V.4.LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, l'amplitude maximale des effets induits dans la structure par les forces sismiques, représentées à travers un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

### V.4.1. La Conditions d'application de la MMS

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

### V.4.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse

#### a. Coefficient d'accélération $A$

Zone IV, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA2024); alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A = 0.30$

#### b. Coefficient de comportement global de la structure $R$

La valeur de  $R$  est donnée par le tableau 3.17 RPA2024 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.6 du RPA2024

Dans notre structure on a un système de contreventement Système de contreventement constitué par des voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R = 3.5$  (catégorie b)

#### c. Facteur de qualité $Q$

##### c.1. Régularité en plan

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **C.V**
- ❖ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment
- ❖ La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4  $\Rightarrow \frac{27.60}{22.30} = 1,24 < 4$  **C.V**
- ❖ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction  $\Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = \frac{3.80}{27.60} = 0.14 < 0.25$  **C.V**

- ❖ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **C.V**

Donc le critère est observé **pq = 0.2**

### **c.2.Régularité en élévation**

La structure est classée régulièrement en élévation **pq = 0.2**

Q : Facteur de qualité, défini par : **Q = 1 ± Σ pq ⇒ Q = 1.2**

**Tableau V .1 : Les conditions du facteur de qualité.**

Catégorie	Critère, q	Pq
(a)	1. Régularité en plan	
	2. Régularité en élévation	0.05
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Redondance en plan	0.05

Facteur de correction d'amortissement **η**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

**ξ (%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**ξ** : Est donné par le tableau [3.5] des RPA2024.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend **ξ = 10%**

D'où : **η = 0.764 > 0.7**

### **v.4.3. Période T1 et T2 du site considérée S2**

**T1 = 0.10 s**

**T2 = 0.50 s**

#### V.4.4. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA2024, page 54)

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[ \left( \frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[ \left( \frac{T_2 T_3}{T^2} \right) \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

L'action sismique horizontale est représentée par

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

##### a. Détermination des paramètres des combinaisons d'action

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

$$ELS = G + Q.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{array} \right.$$

Où

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

Si l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{array} \right.$$

**b. Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min \begin{cases} 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ C_T \cdot h_N \end{cases}$$

T [unité en s] : période fondamentale

$h_N$  [Unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table. (4.4) du RPA 2024

$C_T = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

**c. Poids total de la structure**

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque

Niveau

$$w = \sum_{i=1}^n w_i$$

$w_i = w_{Gi} + \psi \cdot w_{Qi}$  Pour tout niveau  $i$  de la structure

$WGi$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$WQi$  : Charges d'exploitation

$\Psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau

**Tableau V .2 : Les valeurs du Coefficient d'accompagnement**

Cas	Type d'ouvrage	$\Psi$
1	-Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	-Bâtiments recevant du public temporairement	
2a	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions	0.30
2b	Avec places debout -salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec	0.40

3	Places assises	0.50
4	-Entrepôts, hangars	1.00
5	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés -Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

## V.5.MODELISATION

### - Position des voiles

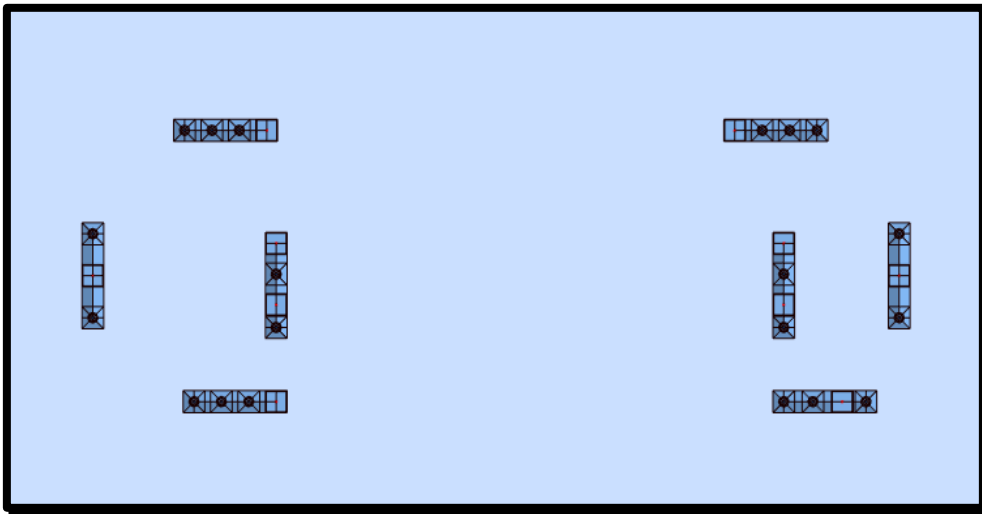


Figure V.1 : Disposition des voiles

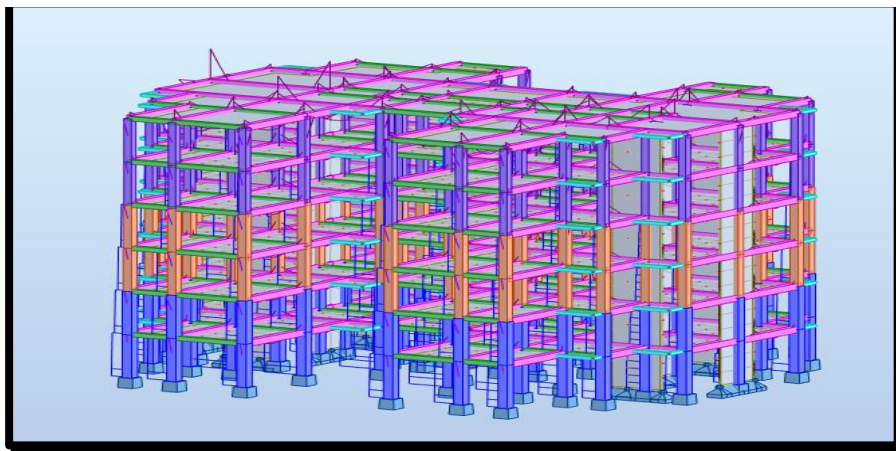


Figure V.2 : vue de la structure modélisée

### V.5.1. Calcul de la force sismique

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$\lambda$  : Coefficient de correction en prend  $\lambda=0.85$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si la batiment a plus de deux niveaux} \\ 1 & \text{, autrement} \end{cases}$$

$W$  : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque

Niveau «  $i$  »  $\Rightarrow W = 5576747 \text{ kg} = 55767.47 \text{ kN}$

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$  = Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir une formule empirique

$$Temp = C_T \cdot (H_N)^{3/4} = 0.45$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.59 \text{ s}$$

$$T_d = 0.55 \text{ s} < 0.59 \text{ s} \quad C.V$$

On a site S2 alors  $T_1 = 0.10 \text{ set } T_2 = 0.50 \text{ s}$  alors

$$T_1 \leq T < T_2 \rightarrow T_1 = 0.10 \text{ s} < T = 0.45 \text{ s} < T_2 = 0.50 \text{ s} \quad \mathbf{C.V}$$

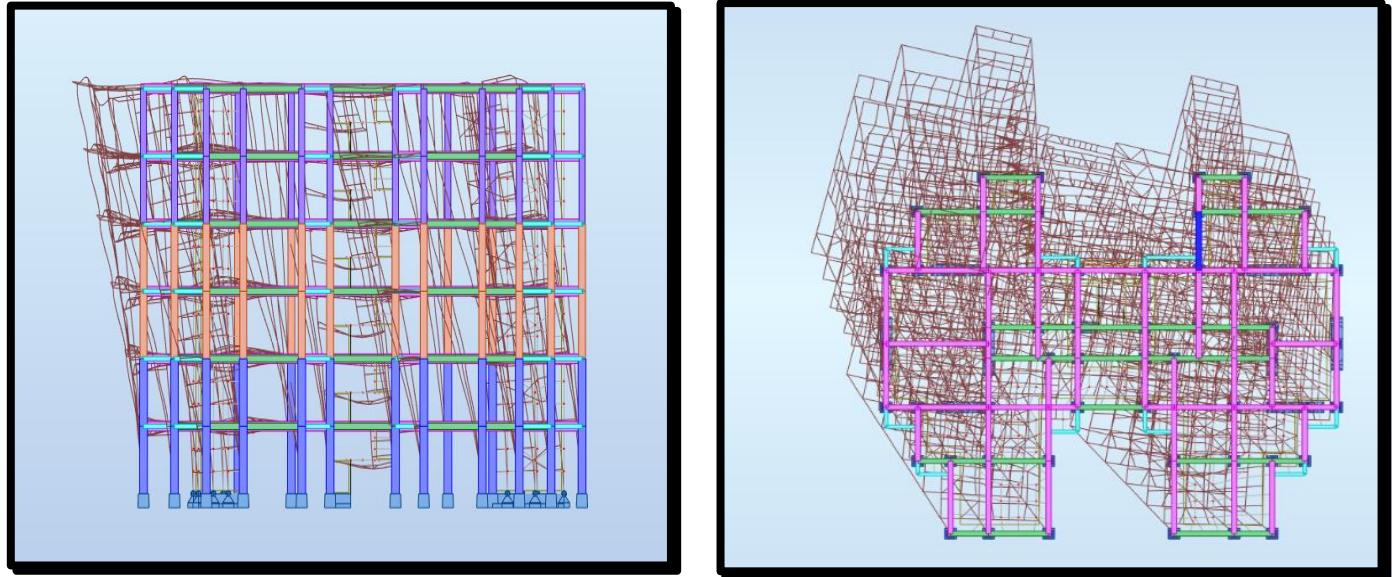
$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = A.I.S. \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} \right) = 0.31$$

$$V = V_x = V_y = 0.85 \times 0.31 \times 55767.47 = 10026.99 \text{ KN}$$

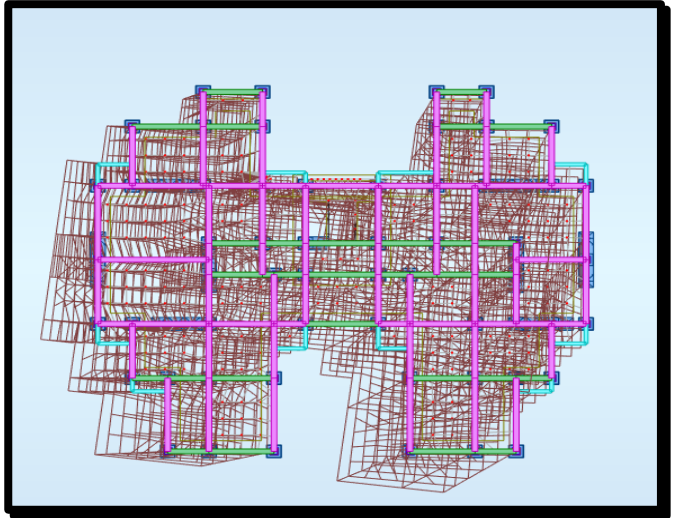
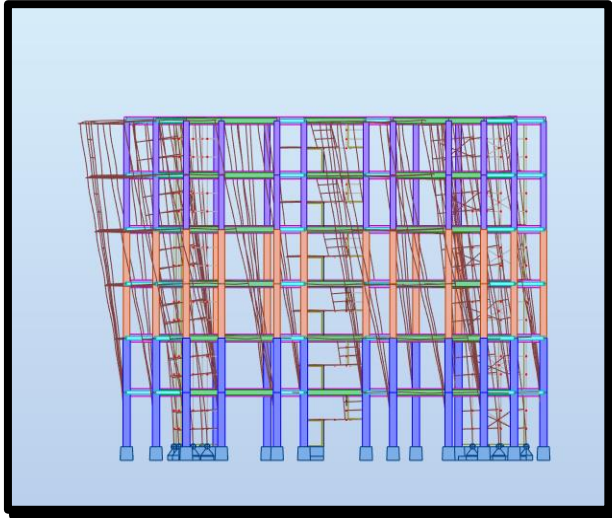
**Tableau V.3 : Résultats dynamiques**

Cas	Période [sec]	UX [%]	UY [%]	Somme UX	Somme UY
1	0.55	9.90	59.03	9.90	59.03
2	0.54	47.99	15.16	57.90	74.19
3	0.48	16.52	0.46	74.41	74.65
4	0.17	1.12	12.83	75.54	87.49
5	0.17	11.19	1.79	86.73	89.27
6	0.15	3.15	0.16	89.88	89.43
7	0.09	0.50	5.11	90.38	94.54
8	0.08	4.49	0.78	94.87	95.32
9	0.07	0.77	0.10	95.64	95.42
10	0.05	0.49	1.77	96.13	97.19
11	0.55	9.90	59.03	9.90	59.03
12	0.54	47.99	15.16	57.90	74.19
13	0.48	16.52	0.46	74.41	74.65
14	0.17	1.12	12.83	75.54	87.49

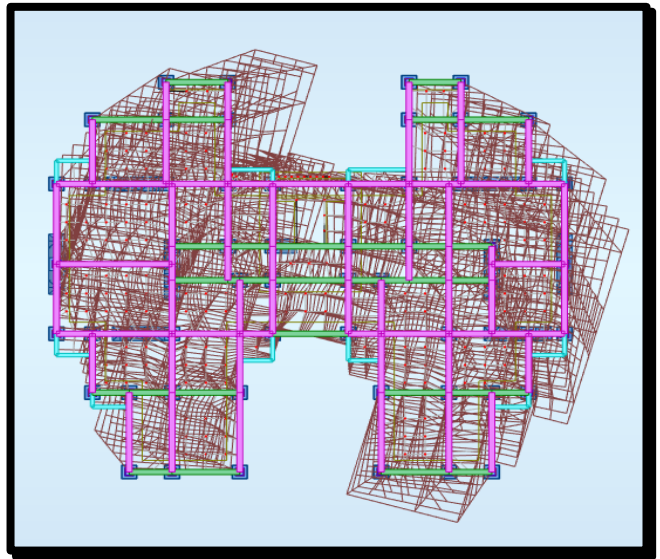
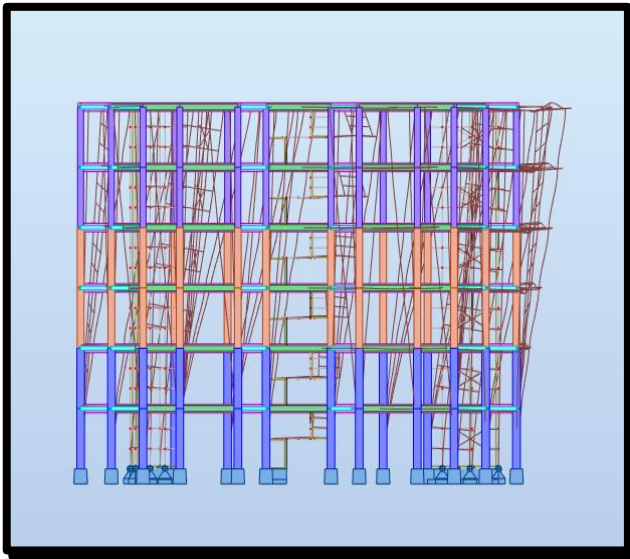
- Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats.
- Le premier mode est une translation suivant y.
- Le deuxième, une translation suivant x.
- Le troisième, une torsion.
- Les facteurs de participation massiques dépassent les 85% au 7ème mode sens x et au 7 -ème mode pour le sens y.



**Figure V.3 :** Le 1er mode est une translation suivant Y



**Figure V.4 :** Le 1er mode est une translation suivant X



**Figure V.5 :** le 3ème mode est une torsion

### V.5.2. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base,  $V_t$ , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques,  $V$ , pour une valeur de la période fondamentale

Si ( $V_t \leq 0.8V$ ), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans  $r = \frac{0.8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tiré du logiciel de calcul (modale spectrale)

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

**Tableau V .4 :** résultante des forces sismique

Sens	$V_t$ (KN)	$V$ (KN)	$0.8.V$ (KN)	$V_t \leq 0.8V$
X	1143.24	10026.99	8021.59	Ok
Y	1156.38	10026.99	8021.59	Ok

Nous avons la résultante de la force sismique obtenue par le logiciel supérieur à 80% de la force sismique calculée par la méthode statique équivalente dans les deux directions. Condition vérifiée.

### V .5.3. Evaluation des excentricités

Nous avons à calculer selon le RPA 2024 les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

#### -Excentricité théorique

$$\begin{cases} E_x = X_m - X_T \\ E_y = Y_m - Y_T \end{cases}$$

$X_m$  ;  $Y_m$  : coordonnées du centre de masse.

$X_t$  ;  $Y_t$  : coordonnées du centre de torsion.

### -Excentricité accidentelle

$$Eacc_x = 0.05 \times \max(L_x; L_y) = 1.38$$

$$Eacc_y = 0.05 \times \max(L_x; L_y) = 1.38$$

Lx ; Ly : dimensions de la structure en plan (27.60 ; 22.30) m

**Tableau V.5 :** Evaluation des excentricités

Niveau	G (Xm, Ym, Zm)	R (Xt, Yt, Zm)	ex <sub>th</sub>	ey <sub>th</sub>	eaccx	ex adopté	ey adop- tée
1	12.860, 11.095 ,9.730	7,84 7,92 -1,34	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38
2	12.860, 11.095 ,9.730	10,63 8,27 3,09	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38
3	12.860, 11.095 ,9.730	10,63 8,27 6,51	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38
4	12.860, 11.095 ,9.730	10,63 8,27 9,57	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38
5	12.860, 11.095 ,9.730	10,63 8,27 12,63	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38
6	12.860, 11.095 ,9.730	10,63 8,27 15,69	1.28	1.09	1.38	1.38	1.38

#### V.5.4. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$  réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur  $\nu$ , ne doivent pas dépasser les limites,  $\Delta k$ , données dans le Tableau (5.2) de L'RPA 2024 et

$$V. \Delta_K \leq \overline{\Delta_k}$$

**Tableau V.6** : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0100 $h_K$
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 $h_K$
Bâtiment en PAF	0.0050 $h_K$
Bâtiments en Bois	0.0075 $h_K$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 $h_K$

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$h_K$  : la hauteur du niveau « k »

$V_A$  : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

$$\frac{R}{Q_f} = \frac{3.5}{1.2} = 2.92$$

**Tableau V.7 : vérification déplacement inter-étages**

Niveau	H mm	$\Delta k_x$ Cm	$\Delta k_y$ Cm	$2.92 \times k_x$ Cm	$2.92 \times k_y$ Cm	0.01h mm	Observa- tion $\Delta k_x < 0,01$ h	Observation $\Delta k_x < 0,01$ h
1	3150	0	0	0	0	31.5	Vérifiée	Vérifiée
2	3150	0.1	0.1	0.292	0.292	31.5	Vérifiée	Vérifiée
3	3150	0.2	0.2	0.584	0.584	31.5	Vérifiée	Vérifiée
4	3150	0.3	0.3	0.876	0.876	31.5	Vérifiée	Vérifiée
5	3150	0.3	0.3	0.876	0.876	31.5	Vérifiée	Vérifiée
6	3150	0.4	0.4	1.168	1.168	31.5	Vérifiée	Vérifiée

#### **V.5.5. Vérification effet P-delta**

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$H_k$  : hauteur du niveau k

**Tableau V.8** : vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	H	P	V <sub>x</sub>	$\Delta$	$\Theta$	Vérification
1	3.15	391.25	487.9	-0.1	-0.0255	NO P-DELTA
2	3.15	132.96	546.06	-0.1	-0.0077	NO P-DELTA
3	3.15	46.28	452.9	-0.1	-0.0032	NO P-DELTA
4	3.15	66.27	464.39	0	0.0000	NO P-DELTA
5	3.15	63.93	320.02	-0.1	-0.0063	NO P-DELTA
6	3.15	41.79	276.37	0.4	0.0192	NO P-DELTA

**Tableau V.9** : vérification effets du second ordre sens y-y

Etage	H	P	V <sub>y</sub>	$\Delta$	$\Theta$	Vérification
1	3.15	286.22	20.06	-0.1	-0.0005	NO P-DELTA
2	3.15	172.01	20.73	-0.1	-0.0003	NO P-DELTA
3	3.15	116.61	17.29	-0.1	-0.0002	NO P-DELTA
4	3.15	69.95	17.35	0	0.0000	NO P-DELTA
5	3.15	49.59	12.07	-0.1	-0.0001	NO P-DELTA
6	3.15	27.37	10.89	0.4	-0.0005	NO P-DELTA

La structure est stable vis-à-vis de l'effet P-delta

## V.6. Conclusion

Les vérifications du comportement de la structure vis-à-vis du séisme sont terminés, nous avons obtenu des résultats satisfaisants en matière de disposition, rigidité, déplacement et effort sismique, nous pouvons donc procéder à l'étape suivante.

**CHAPITRE VI**

**ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

## **VI 1. INTRODUCTION**

Après avoir modélisé la structure et vérifié sa sécurité face aux actions sismiques, nous passons à l'estimation de la quantité d'acier nécessaire pour assurer la résistance et la stabilité des différents éléments structuraux du bâtiment.

Grâce au logiciel ROBOT, nous obtenons les efforts internes pour chaque combinaison d'actions appliquées aux éléments.

Les planchers et les poutres d'extrémité, soumis principalement à des moments fléchissant, seront dimensionnés en flexion simple.

Les voiles, qui subissent à la fois des moments fléchissant et un effort normal, seront analysés en flexion composée.

Tous les calculs seront réalisés en conformité avec les réglementations du béton armé CBA93, BAEL91-99 et RPA2024.

### **VI.2. Poutre principale**

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 2024

**Tableau VI .1 : Les moments et efforts tranchants**

...

Cas	Sollicitations	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	Mtu	135.97	35.89
	Mau	-131.94	-34.76
ELS	Mts	99.89	26.31
	Mas	-96.93	-25.54
ELA	Mta	94.57	28
	Maa	-97.68	-43.54

### VI.2.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU

#### ➤ En appuis

#### a. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 131.94 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 50 - \frac{50}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1,5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{131.94 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 45^2} = 0.015$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1,15} = 0.617$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

### a.1.Détermination des armatures

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,015)} \right) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,019 = 0,994$$

$$A = \frac{131,94 \times 10^3}{435 \times 0,994 \times 45} = 6,78 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

### a. Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$M_t^u = 135,97 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{135,97 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 45^2} = 0,158$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,618$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1,15} = 2,17$$

$$u_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$u_l = 0,392$$

$$\mu = 0,158 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

### a.2.Détermination des armatures

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,158)} \right) = 0,216$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,216 = 0,914$$

$$A = \frac{135,97 \times 10^3}{435 \times 0,914 \times 45} = 7,60 \text{ cm}^2$$

## VI.2.2. Ferrailage en combinaison ACC

### ➤ En appuis

$$M_a^{\text{acc}} = 97.68 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97.68 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 45^2} = 0,087$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0.583$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1.15} = 2.17$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$u_1 = 0.357$$

$$\mu = 0.087 < \mu_1 = 0,357 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

### *a. Determination des armatures*

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.087)} \right) = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.114 = 0,954$$

$$A = \frac{197,39 \times 10^3}{435 \times 0,954 \times 45} = 9.19 \text{ cm}^2$$

### ➤ En travées

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{94.57 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times 45^2} = 0.084$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.583$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1.15} = 2.17$$

$$u_l = 0,8 \times \alpha_l(1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$u_l = 0.357$$

$$\mu = 0.084 < \mu_l = 0.357 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

### a. Détermination des armatures

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.084)} \right) = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0.114 = 0.954$$

$$A = \frac{94.57 \times 10^3}{435 \times 0.954 \times 45} = 5.06 \text{ cm}^2$$

## VI.2.3. Etat limite service ELS

### a. Vérification à l'état limite service ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE500} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{131.94 \times 10^3}{96.93 \times 10^3} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,114 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \rightarrow \text{CV}$$

$$\alpha = 0,114 \leq 0,43 \quad \Rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.}$$

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\text{max}}^t = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^a = 9.19 \text{ cm}^2$$

**b. Condition de non fragilité (armatures minimales)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1.30 \text{cm}^2$$

**Tableau VI.2 : Tableau de ferrailage**

	$A_{\text{cal}}$ (Cm <sup>2</sup> )	Barres choisi	Section correspond (cm <sup>2</sup> )
Appui	9.19	6T14	9,24
Travée	7.60	5T14	7,70

**c. Vérification de l'effort tranchant**➤ **ELU**

$$T = 35.89 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{35890}{300 \times 450} = 0.27 \text{ Mpa} < \tau_u \bar{=} 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS**

$$T = 26.31 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{55290}{3500 \times 150} = 0.11 \text{ Mpa} < \tau_u \bar{=} 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ACC**

$$T = 28 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

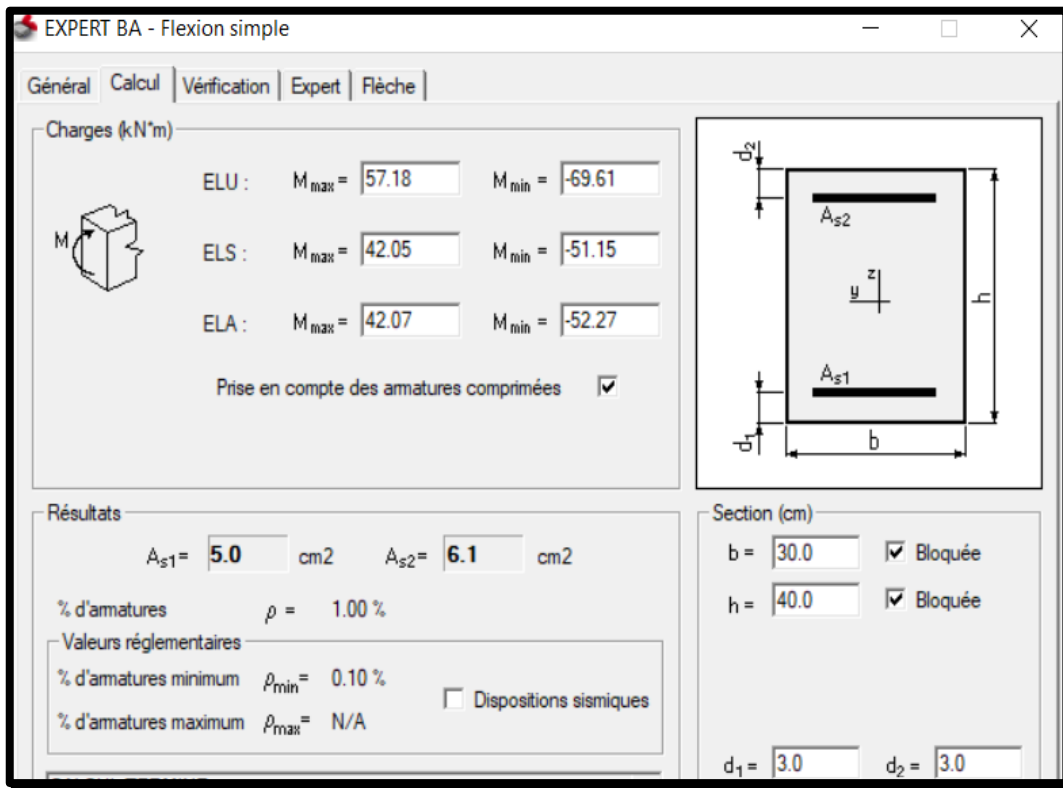
$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{28000}{3500 \times 150} = 0.053 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI .3. POUTRE SECONDAIRE(CHAINAGE)

Les sollicitations extraites de robot expert sont

**Tableau VI .3 : Les moments et efforts tranchants**

Cas	Sollicitations	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	Mtu	57.18	75.19
	Mau	-69.61	-92.69
ELS	Mts	42.05	55.29
	Mas	-51.15	-68.12
ELA	Mta	42.07	55.43
	Maa	-52.27	-67.38



**Figure VI.1** : Ferrailage des poutres secondaires

**Tableau VI. 4** : Tableau de ferrailage

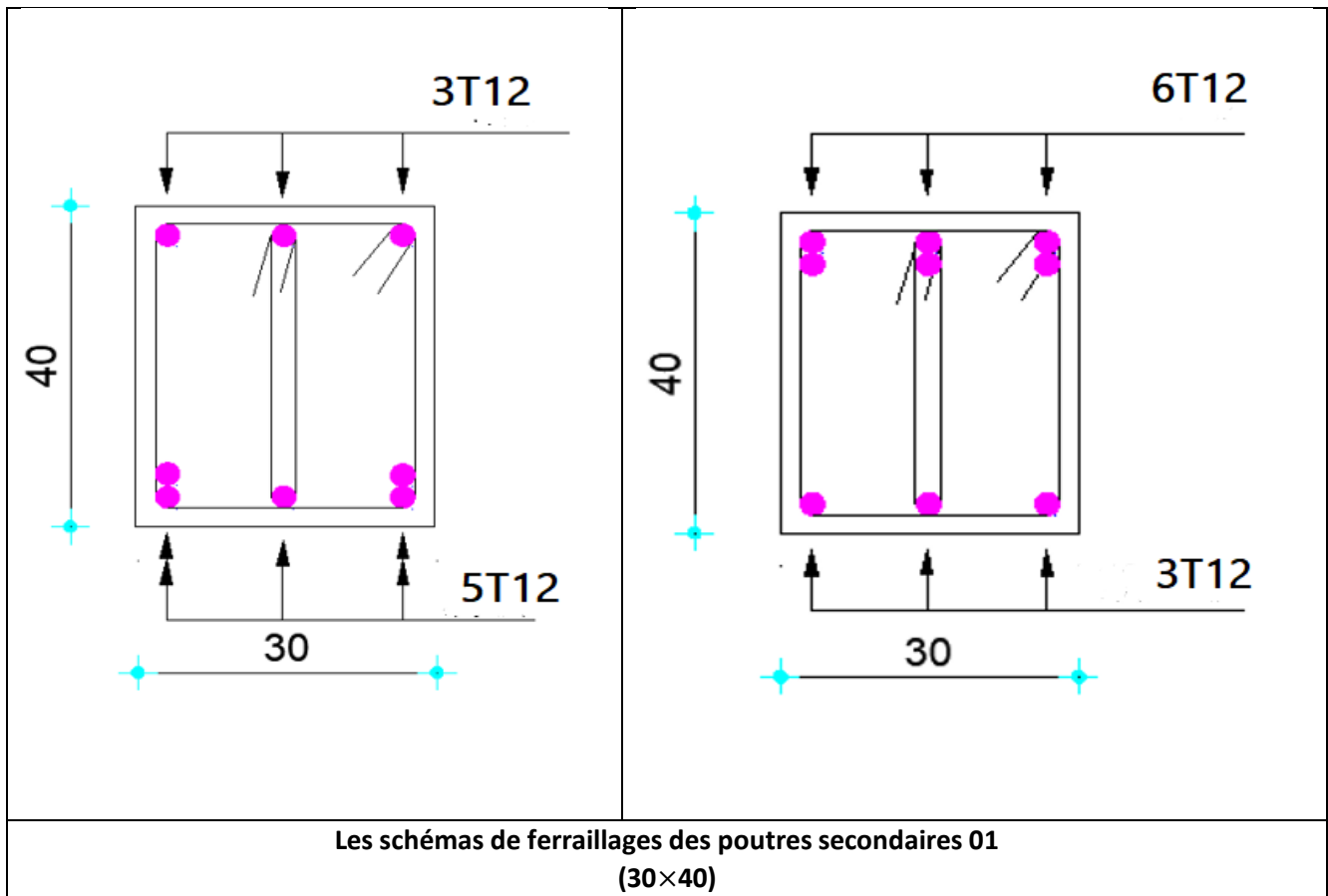
	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres choisi	Section correspond (cm <sup>2</sup> )
Appui	6.1	6T12	6.79
Travée	5	5T12	5.65

### VI.3.1. Les schémas du ferrailage des poutres

Tableau VI. 5 : Schémas du ferrailage des poutres.

En travée	En appuis
<p>Diagram of a 30x50 cm beam reinforcement in a span (En travée). The beam has a width of 30 cm and a height of 50 cm. It shows 3 top bars (3T14) and 5 bottom bars (5T14).</p>	<p>Diagram of a 30x50 cm beam reinforcement at a support (En appuis). The beam has a width of 30 cm and a height of 50 cm. It shows 6 top bars (6T14) and 3 bottom bars (3T14).</p>
<p align="center">Les schémas du ferrailage des poutres Principales (30×50)</p>	

En travée	En appuis
-----------	-----------



## VI.4. ETUDE DE POTEAUX

### VI.4.1. La définition

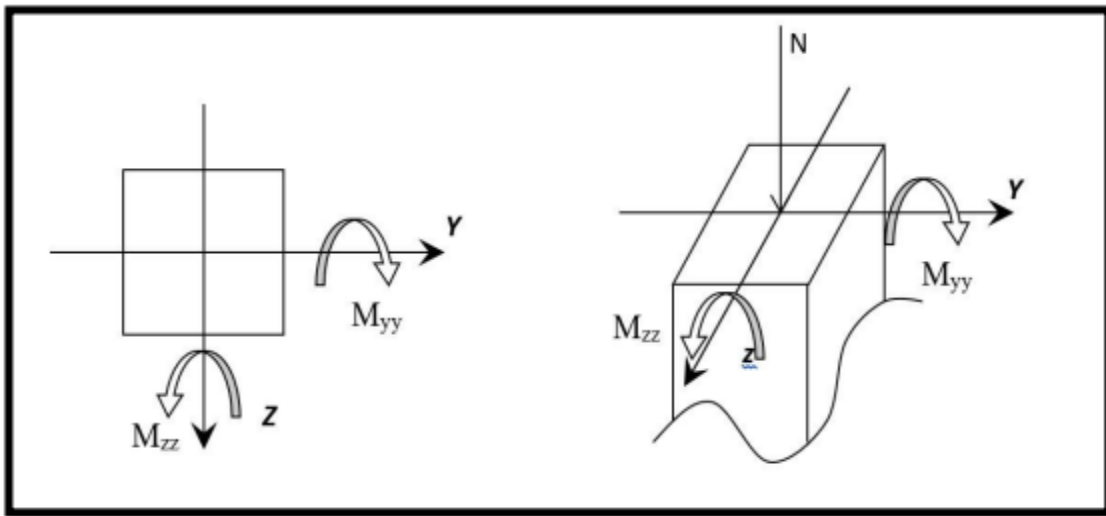
Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent le support des poutres. Ils permettent de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Les poteaux sont soumis à des sollicitations de flexion composée.

## VI.4.2. 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 la dissymétrie des charges
- 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.2 :** 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).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

### ***a. Section partiellement comprimée***

Une section partiellement comprimée 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 se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression.

Si l'effort normal de compression se trouve 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.

### ***b. Section entièrement comprimée***

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  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.

### ***c. 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.4.3. Combinaison de charges**

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

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

$$ELS = G + Q.$$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 2024] :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

Ou :

$G$  : charges permanentes

$Q$  : charges d'exploitation, non pondérées

$\psi$ : Coefficient d'accompagnement

et:

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

#### VI.4.4. Combinaisons d'efforts internes

$N_{\max}$  :  $M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min}$  :  $M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max}$  :  $N_{\text{correspondant}}$

#### VI.4.5. Ferrailage réglementaire

##### *a. Armatures longitudinales*

- **Recommandation du R.P.A 2024**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 1.00% en (Zone VI)
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :

✓  $60\phi$  en (Zone VI).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

✓ 15cm en (Zone VI).

- 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.

**h<sub>e</sub>** : 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 :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

## **b. Armatures transversales**

- **Selon RPA 2024**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{p_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

**Avec :**

$A_t$  : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

- $V_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant;

il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est

Supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

- $t$  : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

– dans la zone nodale :

$$t \leq \min \left( \frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60 \phi_l \right) \Rightarrow \text{zone VI}$$

**Avec :**

\*  $b_0$ : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

\*  $\phi_l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

– dans la zone courante :

$$t' \leq \min \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_l \right) \Rightarrow \text{zone VI}$$

où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimale**

$$\frac{A_t}{t \times b_1}$$

En pourcentage est donné comme suit :

- 0,3% si  $\lambda_g \geq 5$ ;
- 0,8% si  $\lambda_g \leq 3$  et

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si :  $3 < \lambda_g < 5$

Où :  $\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10  $\phi_t$ ) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

**Tableau VI. 6 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux

Poteaux		Poteaux (45×45)	Poteaux (40×40)	Poteaux (35×35)
ELU Cas 01	Fx max (KN)	1633.33	1294.47	637.49
	My corr (KN.m)	5.19	3.43	7.24
	Mz corr (KN.m)	5.35	0.86	1.76
ELU Cas 02	My max (KN.m)	95.67	70.53	83.74
	Fx corr (KN)	1416.13	1099.11	310
	Mz corr (KN.m)	3.17	4.32	2.66
ELU Cas 03	Mz max (KN.m)	46.09	37.38	48.10
	My corr (KN.m)	9.10	5.51	9.52
	Fx corr (KN)	1106.04	654.80	131.42
ELS Cas 01	Fx max (KN)	1198.20	949.74	468.17
	My corr (KN.m)	3.85	2.54	5.31

	Mz corr (KN.m)	3.92	0.63	1.29
ELS Cas 02	My max (KN.m)	70.12	51.69	61.52
	Fx corr (KN)	1038.74	806.32	228.54
	Mz corr (KN.m)	2.32	3.16	1.95
ELS Cas 03	Mz max (KN.m)	33.76	27.38	35.31
	My corr (KN.m)	6.66	4.02	6.99
	Fx corr (KN)	811.33	480.55	96.69
ELA	Fx max (KN)	1369.19	1004.20	502.22
Cas 01	My corr (KN.m)	21.37	15.27	11.94
	Mz corr (KN.m)	36.62	26.28	15.29
ELA Cas 02	My max (KN.m)	104.54	78.33	62.46
	Fx corr (KN)	1166.77	891.67	226.07
	Mz corr (KN.m)	35.85	30.85	7.12
ELA Cas 03	Mz max (KN.m)	59.76	53.18	40.13
	My corr (KN.m)	21.31	27.72	14.17
	Fx corr (KN)	1107.50	681.44	94.86

- **Section d'Arcier maximum:**

- Zone courante :  $A_{\max} = 4\% \times b \times h$

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 8\% \times b \times h$

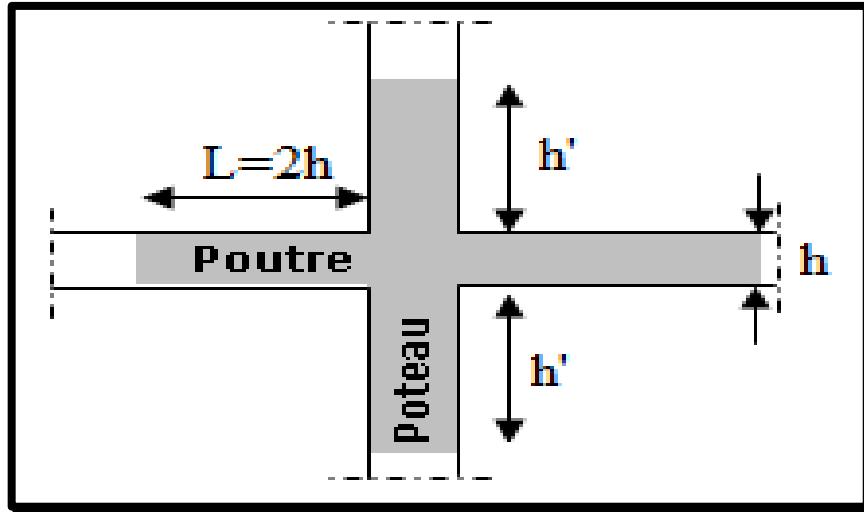


Figure VI.3

Tableau VI.7 : Tableau de ferrailage

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ En zone courante (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ En zone recouvrement (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	45× 45	20.25	81	162
Zone 2	40× 40	16	64	128
Zone 3	35× 35	12.25	49	98

**Tableau VI. 8 :** Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )
1	RDC et 1 <sup>er</sup> etage	(45 × 45)
2	2 <sup>eme</sup> _3 <sup>eme</sup> _etage	(40 × 40)
3	4 <sup>eme</sup> _5 <sup>eme</sup> etage	(35 × 35)

#### VI.4.6. Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de Section : (45 × 45) cm<sup>2</sup>

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

##### Cas 01

$$N^{\max} = 1633.33 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cor}} = 5.35 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5.35 \times 100}{1633.33} = 0.326 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à}$$

la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

- **Vérifications à une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 315 = 220.5 \text{ cm}$$

#### VI.4.6.1. L'effort normal ultime agissant N doit être tel que

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Calcul de la section total**

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0,2025 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section réduite  $B_r$**

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0,1849 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 15.40$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{15,40}{35} \right)^2} = 0,82$$

$$A' \geq \left[ \frac{163333}{100 \times 0,82} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500}$$

$$A' \geq -74.17$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2 ; 4,05] = 7,2 \text{ cm}^2$$

#### Cas 02

$$N^{\max} = 1416.13 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cor}} = 3.17 \text{ kN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3.17 \times 100}{1416.13} = 0.223 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

- **Vérifications a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 315 = 220.5 \text{ cm}$$

#### VI.7.6.1. L'effort normal ultime agissant ne doit être tel que

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Calcul de la section total**

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section réduite  $B_r$**

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 15.40$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{15.40}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$A' \geq \left[ \frac{141613}{100 \times 0.82} - \frac{1849 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{500}$$

$$A' \geq -74.78$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0.2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0.2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2 ; 4,05] = 7,2 \text{ cm}^2$$

### Cas 03

$$N^{\max} = 1106.04 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 46.09 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46.09 \times 100}{1106.04} = 4.16 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{le calcul se fait en flexion composée}$$

- **Prendre en considération l'effet de flambement**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{220.5}{45} = 5.51 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{6.16}{45} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5.51 \leq \text{max} \left[ 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow$  On fait le calcul en flexion composée en corrigeant les sollicitations

**Remarque :** Le calcul se fera en flexion composée majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4.16 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité de second ordre} \end{array} \right.$

$$M'_1 = 1106.04 \times (4.16 + 2 + 1,98) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 90.03 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1106.04 \text{ KN}$$

La nouvelle valeur de l'excentricité  $e_0 = 8.14 \text{ cm}$

$\Rightarrow e_0 = 8.14 < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

⇒ Nous avons deux possibilités : section entièrement comprimée ou partiellement comprimée

VI.7.7. Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337h - 0.8 I_{c1}) \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'(d - c_1) - M_1$$

$$(0.337h - 0.8 I_{c1}) \sigma_b \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(I)$$

$$N'(d - c_1) - M_1 \dots\dots\dots(II)$$

$$l_{cr} = \max \left( 1.5hc, \frac{l_{cL}}{6}, 60 \text{ cm} \right)$$

$$l_{cr} = 67.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 90.03 + 1106.04 \times \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_1 = 289.22 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 45 - 0.8 \times 0.675) \times 14.2 \times 45 \times 45 = 420541.88 \text{ N.m} = 420.54 \text{ kN.m}$$

$$(II) = 1106.04 \times (40.5 - 4.5) \times 10^{-2} - 289.22 = 108.954 \text{ kN.m}$$

(I) > (II) ⇒ Section Partiellement comprimée

⇒ 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:**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{289.22 \times 10^3}{45 \times 14.2 \times 40.5^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE500, situation normal)} \rightarrow A'_1 \neq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l,$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

• **Calcul les armatures:**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = 0.986$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A_1 = \frac{289.22 \times 10^3}{0.986 \times 435 \times 40,5}$$

$$A_1 = 16.65 \text{ cm}^2$$

**Revenons à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 1665 - \frac{1106.04 \times 10^3}{100 \times 435}$$

$$A = 16.39 \text{ cm}^2$$

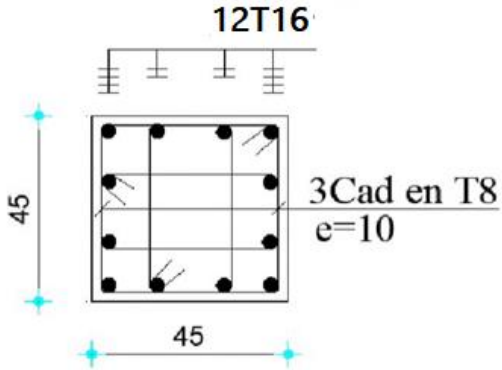
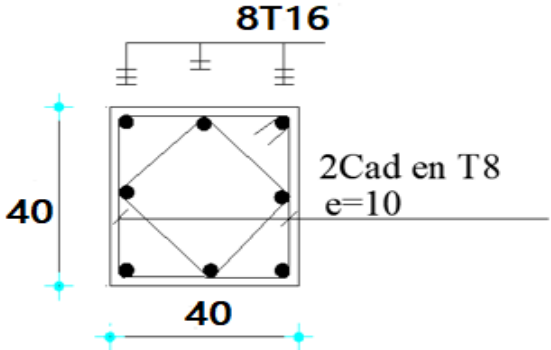
⇒ **Remarque :**

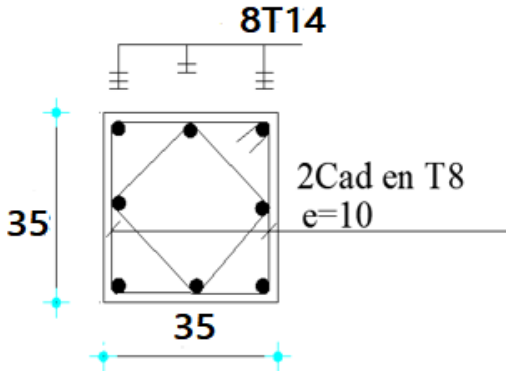
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VI. 9**

Type	Section (Cm <sup>2</sup> )	<b>ACAL</b> (Cm <sup>2</sup> )	<b>AminR</b> (Cm <sup>2</sup> )	<b>Amin BAEL</b> (Cm <sup>2</sup> )	Choix	<b>AAdopté</b> (Cm <sup>2</sup> )	Recouvrement (Cm <sup>2</sup> )
1	45x45	8.20	20.25	3.6	12T16	24.12	162
2	40x40	5.00	16	3.00	8T16	16.08	128
3	35x35	4.5	12.25	1.6	8T14	12.32	98

Tableau VI. 10 : Les schémas de Ferrailage des poteaux

Poteaux (45*45)	Poteaux (40*40)
 <p>12T16</p> <p>3Cad en T8 e=10</p> <p>45</p> <p>45</p>	 <p>8T16</p> <p>2Cad en T8 e=10</p> <p>40</p> <p>40</p>

Poteaux (35*35)
 <p>8T14</p> <p>2Cad en T8 e=10</p> <p>35</p> <p>35</p>

## VI.5.LES VOILES

### VI .5.1. Introduction

Les voiles seront calculées à la flexion composée à l'aide des sollicitations obtenues de ROBOT. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement parasismique Algérien RPA2024. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

### VI .5.2. Combinaison de charge

Les composantes de l'action sismique,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables.

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

Ou :

$G$  : charges permanentes

$Q$  : charges d'exploitation, non pondérées

$\psi$ : Coefficient d'accompagnement

Et :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

On a procédé au calcul des sections de ferrailages par le Robot. On applique les paramètres de calcul suivants aux voiles :

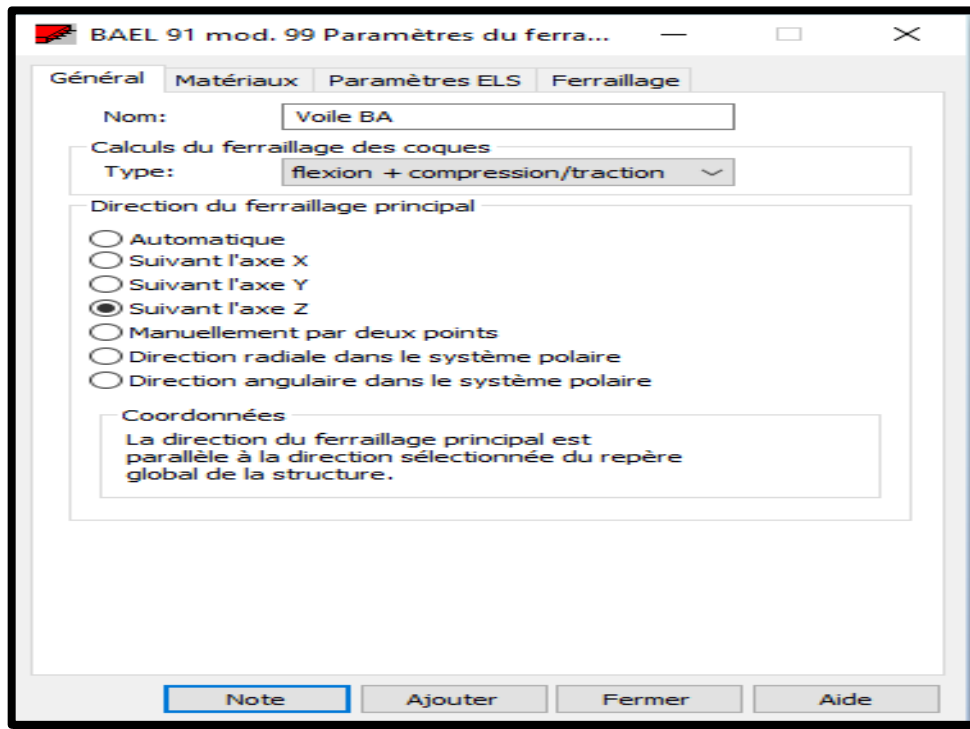


Figure.VI.3 : Paramètres Voile

Le ferrailage vertical est nommé Ax principale et le ferrailage horizontal est nommé Ay perpendiculaire. Les résultats sont présentés par cartographie.

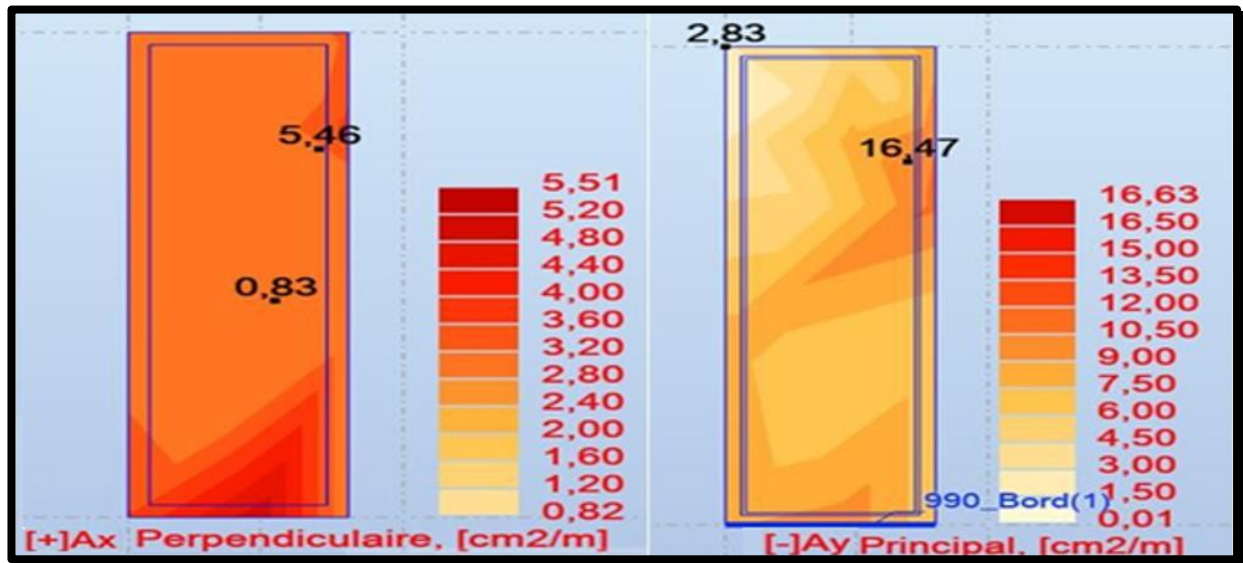
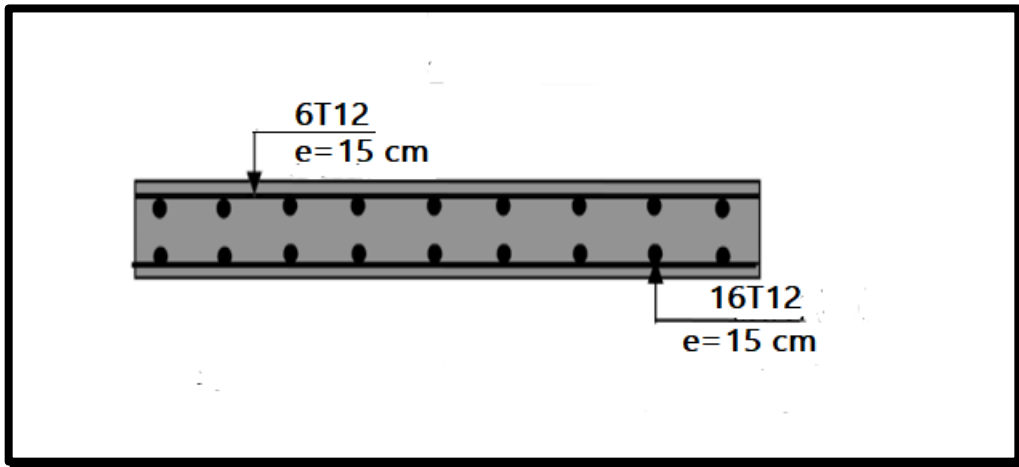


Figure VI.4 : Cartographie des section ferrailage

Tableau VI.12: Sections des armatures des voiles

Epaisseur (cm)	15
Ax (cm <sup>2</sup> /m)	5.51
Choix	6T12=6.79 cm <sup>2</sup> e=15 cm
Ay (cm <sup>2</sup> /m)	16.63
Choix	16T12=18.10 cm <sup>2</sup> e=15 cm

### VI .5.3. Dessin de ferrailage



**Figure VI.5:** Schéma de ferrailage du voile

**CHAPITRE VII**  
**INFRASTRUCTURE**

## VII.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.

## VII.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.

### VII.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.

#### *a. 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 = 6.3 m

$E$  : module de Young =  $3.2 \times 10^6$  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 = 4.30 m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2 \times b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3.2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 4.3}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 120 \text{ cm}$$

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{6.3}{8} \leq h \leq \frac{6.3}{5} = 0.79m \leq h \leq 1.26 m$$

- **Condition de non cisaillement**

Pour le panneau le plus sollicité : :  $L_x=4.3m$  et  $L_y=6.3m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{6.3} = 0.68 > 0.4$$

Si  $0,4 < p < 1$  Donc la dalle travaille dans les deux directions.

La dalle porte dans la dalle

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \quad \text{et} \quad T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

$$N=1.35 \times P + 1.5 \times 2.5 = 61764.62 \text{ kn}$$

$$S_b = 27.60 \times 22.30 = 615.48 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S_b} = \frac{61764.62}{615.48} = 100.32$$

Nous devons vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{922.94}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.41 \text{ m}$$

- **Condition de non poinçonnement**

$$N_u \leq 0.045 u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU)

$N_u = 5428,01 \text{ KN}$  localisé au voile

$U_c$  : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1) \text{ avec } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a+h+b+h) = 2(450 + h + 450 + h)$$

$$U_c = 5800 \text{ mm} = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 5428,01 \text{ Kn} < 0.045 \times 5800 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 435 \text{ 00 Kn}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

### ***b. Caractéristiques du radier***

$h_{\text{radier}} = 100 \text{ cm}$

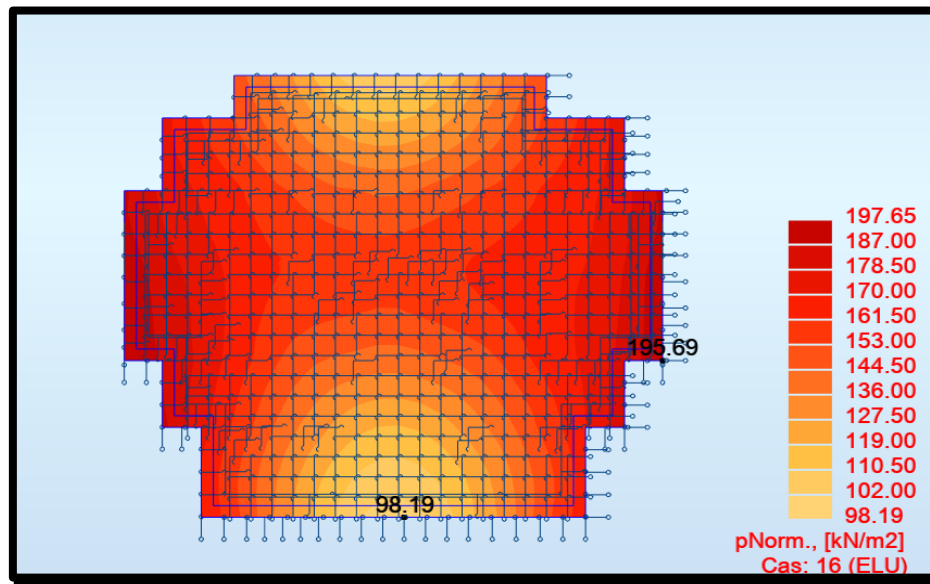
$$S = 615.48 \text{ m}^2$$

Poids propre:  $Gr = \gamma b \times h \times S = 25 \times 1 \times 615.48 = 15387 \text{ Kn}$

- **Vérification des contraintes**

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ Mpa}$  ;  $1,5\sigma_{sol} = 3.75 \text{ Mpa}$



**Figure VII.1 :** Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 1.97 + 0.98}{4} = 1.72 < 3.75$$

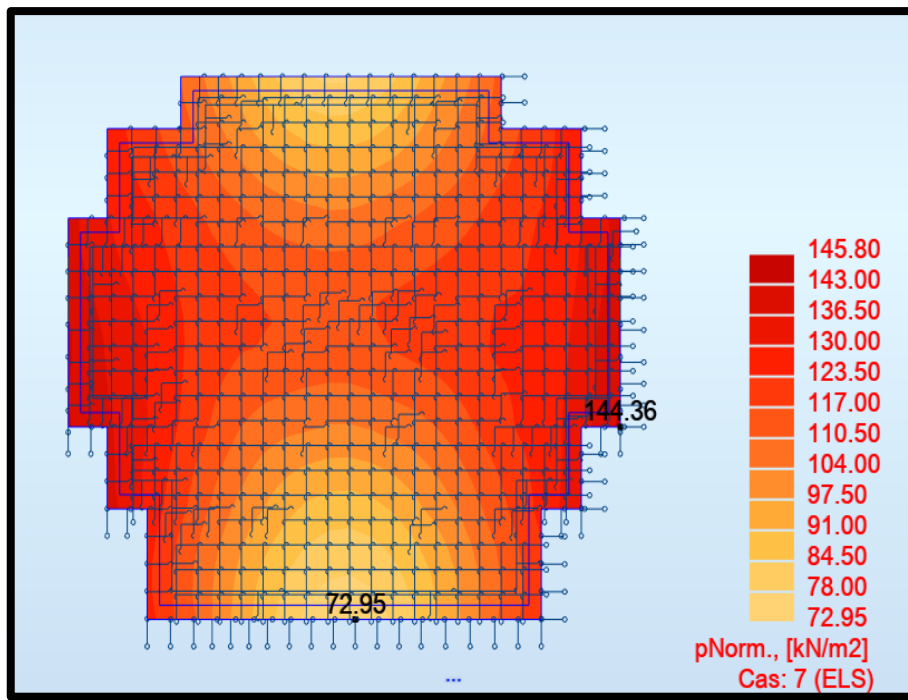


Figure VII .2 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 1.45 + 0.72}{4} = 1.27 < 3.75$$

- **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 = 10KN/m<sup>3</sup>

$$1.5 \times 615.48 \times 10 \times 4 = 45928 \text{ KN}$$

$$P = 45928 \text{ KN} > 40299 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

**c. Calcul du ferrailage du radier**

$M < 0$  tend les fibres inférieures

**Tableau VII .1 : récapitulatif moments Mxx**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-560.43	807.98	-405.11	414..11	-560.43	564.43

**Tableau VII .2 : récapitulatif moments Myy**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-571.97	580.97	-421.98	430.30	-571.97	580.97

**d. 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

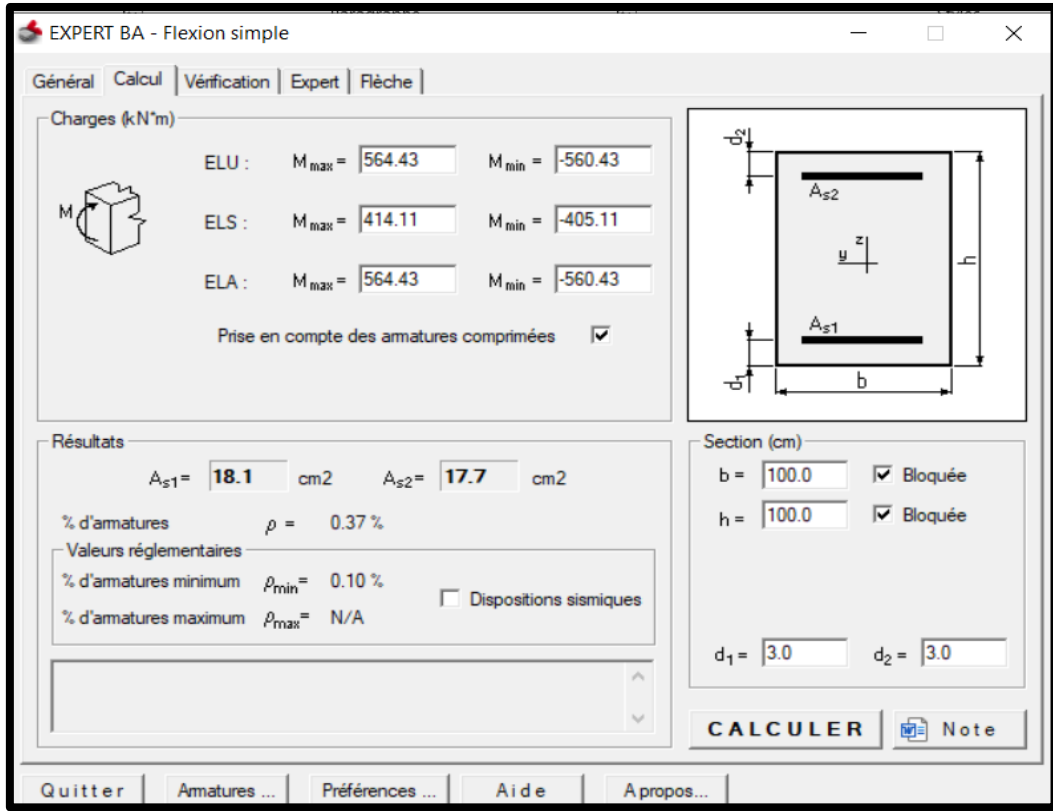


Figure VII. 3 : Robot expert calcul les sections (X-X)

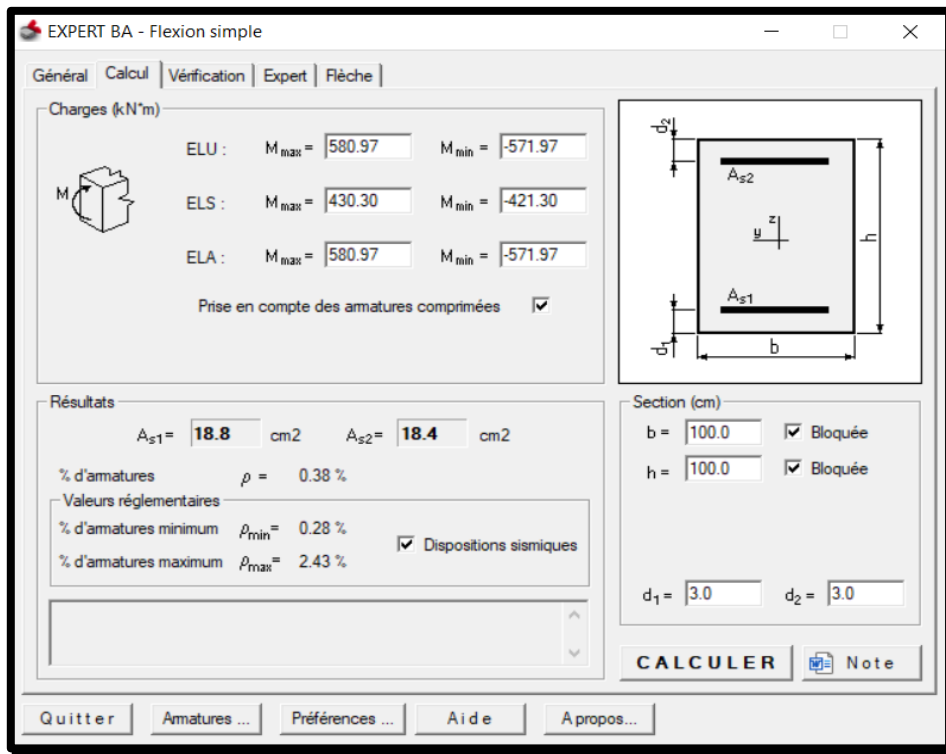


Figure VII.4 : Robot expert calcul les sections (Y-Y)

Tableau VII.3: Choix des armatures de radier

		Alcalc (cm <sup>2</sup> )	Choix	A (cm <sup>2</sup> )
Sens-X	Travée	18.1	6HA20 ; e=16 cm	18.85
	Appui	17.7	6HA20 ; e=16 cm	18.85
Sens-Y	Travée	18.8	6HA20 ; e=16 cm	18.85
	Appui	18.4	6HA20 ; e=16 cm	18.85

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 100 \cdot \frac{ft_{28}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 9,66 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 18.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L'ELS**

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

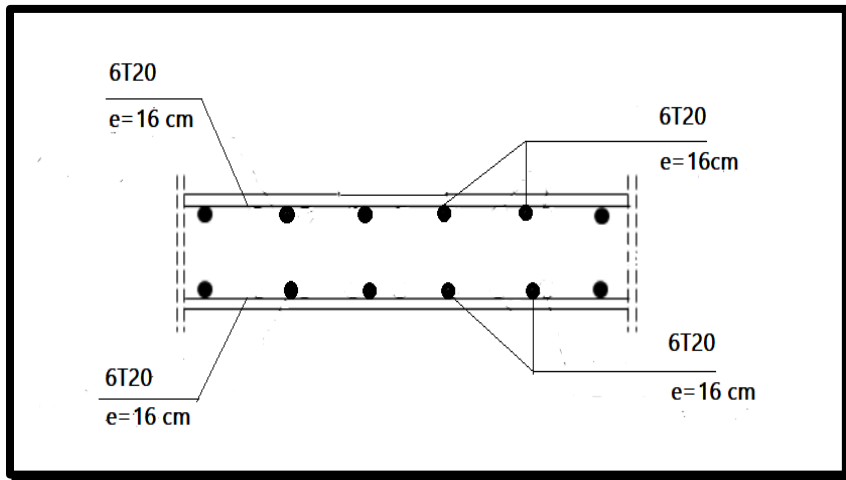
$$p_1 = \frac{100 \times A}{bd} = 0.215$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}, \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ tirés du tableau}$$

		A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_b$ (Mpa)	Vérification
Sens-X	Appui	18.85	190.05	3.6	C.V.
	Travée	18.85	180.95	3.44	C.V.
Sens-Y	Appui	18.85	170.43	3.23	C.V.
	Travée	18.85	160,0	3.04	C.V.

- **Dessin de ferrailage**



**Figure VIII .5 : Ferraillages de radier**

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure, et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

## LES REFERENCES

[1]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé

Suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)

[2]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

[3]. Mme. BELBACHIR Cours de béton armé 3ème année génie civil Université de Mostaganem

En2023/2024

[4]. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA2024.

[5]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et Surcharges

D'exploitation .1992

[6]. Mr. MEHALLA. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de

Mostaganem en 2024/2025