



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



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M..... /GCA/2022

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

### *Thème*

**ETUDE D'UNE TOUR EN BETON ARME S-SOL +  
RDC+ 12 ETAGES A USAGE MULTIPLE DANS  
UNE ZONE DE MOYENNE SISMICITE**

Présenté par :

1. FLIH Sofiane
2. CHEHRI Mourad

Soutenu le 06/ 07/ 2022 devant le jury composé de :

Président : M. BENSOUA Mohamed

Examineur : M. MALIKI Mustapha

Encadreur : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2021 / 2022

# *Remercîment*

Après avoir rendu grâce à **Allah** le tout puissant et le tout-miséricordieux de nous avoir donné la force nécessaire et le courage d'accomplir ce travail ainsi que tout au long de notre étude.

Nous tenons à remercier les personnes qui, de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce mémoire, à commencer par :

- Notre encadrant **Mr. BESSAI Touhami** pour son soutien, son amabilité, son aide et sa présence.
- Les membres du jury à savoir **Mr. MALIKI Mustapha** et **Mr. BENSOULA Mohamed** qui nous font l'honneur et d'examiner de présider ce modeste travail.
- Un grand merci à **Mr DAOUD Nacer** pour son aide et ses précieux conseils.
- Nos enseignants **Mr BAHAR Sadek** et **Mr SADKI Nizar** pour leurs disponibilités, leurs aides et leurs conseils.

Nous remercions très vivement tous nos professeurs, nos promotionnaires, ami(e)s et tous nos proches qui ont contribues à la réalisation de ce projet.

# *Dédicace*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

- Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien.
- Mes frères Mohamed, Nouredine et Amine.
- Toute ma famille et mes ami(es) et mes enseignants.
- A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2022.
- Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

**FLIH Sofiane**

# *Dédicace*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

- الى روح والدي الكريم داعين من المولى عز وجل ان يرحمه برحمته الواسعة ويسكنه فسيح جناته.
- Ma chère mère pour leur encouragement et leur soutien.
- Mes frères RABIE, REDA et ALI.
- Toute ma famille et mes ami(es) et mes enseignants.
- A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2022.
- Tous ceux qui ont participés de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

**CHEHRI Mourad**

## ملخص:

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري، تتألف من طابق أرضي + 12 طابق + طابق سفلي، يتم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم Ila حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

(RPA99version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة.

دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.

(RPA99version 2003, BAEL91)

## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de RDC + 12 étages + sous-sol, qui sera implantée dans la wilaya d'Oran, classé en zone **Ila** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013**. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir : **BAEL91, RPA 99 version 2003**.

## Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use, of R + 12 floors + underground, which will be located in the wilaya of Oran classified in zone **Ila** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is insured by the beams, the columns and the walls.

The software **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** had established the study and the analysis of this project.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing: **BAEL 91, RPA 99 version 2003**.

## Sommaire :

### Chapitre 1 : Présentation du projet

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation du projet	01
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure	01
I.4. Conception de la structure	04
I.4. 1. Ossature de l'ouvrage	04
I.4. 2. Plancher	04
I.4. 3. Poutres	04
I.4. 4. Poteaux	05
I.4. 5. Maçonnerie	06
I.4. 6. Escalier	06
I.4. 7. Les Revêtements	06
I.4. 8. Acrotère	06
I.4. 9. Gaine d'ascenseur	06
I.4. 10. Fondation	06
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	07
I.5.1. Le béton	07
I.5.2. L'acier	10
I.6. Caractéristiques du sol	13

### Chapitre 2 : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	16
II.2. Les Poutres	16
II.2.1. Les poutres principales	17
II.2.2. Les poutres secondaires	17
II.3. Les planchers	18
II.3.1. Plancher à corps creux	18
II.3.2. Les dalles pleines	18
II.4. Descente des charges	19
II.4.1. Introduction	19
II.4.2. Plancher terrasse inaccessible	19
II.4.3. Plancher étage courant (corps creux)	20
II.4.4. Plancher (dalle pleine)	21
II.4.5. Murs en maçonnerie	22
II.5. Les poteaux	23
II.5.1. Méthode de calcul	23
II.5.2. Loi de dégression des surcharges	25
II.5.3. Calcul de la section du poteau	28
II.6. Les voiles	33
II.6.1. Voile de contreventement	34
II.6.2. Voile périphérique du sous-sol	34

### **Chapitre 3 : Etude des planchers**

III.1. Introduction	36
III.2. Plancher à corps creux	36
III.2.1. Les poutrelles	37
III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles	37
III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression	37
III.2.2.2. Etude des poutrelles	39
III.2.3. Méthode de calculs	40
III.2.3.1. Méthode forfaitaire	40
III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée	43
III.2.4. Calcul des poutrelles	45
III.2.4.1. Calcul du ferrailage	49
III.2.4.2. Calcul de la flèche	56
III.2.4.3. Dessin de ferrailage	56
III.3. Plancher dalle pleine	59
III.3.1. Méthode de calcul	59
III.3.2. Calcul des sollicitations	63
III.3.3. Calcul du ferrailage	65
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement	71
III.3.5. Vérification de la flèche	71
III.3.6. Dessin de ferrailage	75

### **Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires**

IV.1. Introduction	77
IV.2 Acrotère	77
IV.2.1. Détermination des sollicitations	78
IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant	78
IV.2.3. Détermination de la section des armatures	78
IV.2.4. Détermination des contraintes	81
IV.2.5. Dessin de ferrailage	84
IV.3. Balcon	84
IV.3.1. Introduction	84
IV.3.2. Descente de charges du balcon	85
IV.3.3. Calcul du ferrailage	87
IV.3.4. Vérification de la flèche	89
IV.3.5. Le contrepoids	89
IV.3.6. Dessin de ferrailage	90
IV.4. Escalier	90
IV.4.1. Introduction	90
IV.4.2. Pré dimensionnement	91
IV.4.3. Descente de charges	93
IV.4.4. Détermination des sollicitations	94
IV.4.5. Calcul de ferrailage	97

## **Chapitre 5 : Etude sismique**

V.1. Introduction	101
V.2. Etude sismique	101
V.2.1. Modélisation de la masse	101
V.2.2. Modélisation de la structure étudiée	101
V.3. Choix de la méthode de calcul	104
V.3.1. La Méthode statique équivalente	104
V.3.2. Les méthodes dynamiques	106
V.4. Calcul de la résultante des forces	108
V.5. Spectre de réponse de calcul	110
V.6. Résultats obtenus	111
V.6.1. La disposition des voiles	111
V.7. La résultante des forces sismiques	113
V.8. Calcul et vérification des déplacements	114
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	115
V.10. Conclusion	116

## **Chapitre 6 : Etude des portiques**

VI.1. Introduction	118
VI.2. Ferrailage des portiques	118
VI.2.1. Combinaisons d'actions	118
VI.2.2. Ferrailage des poutres	119
VI.2.2.1. Dessin de ferrailage de la poutre principale	127
VI.2.2.2. Dessin de ferrailage de la poutre secondaire	127
VI.2.3. Ferrailage des poteaux	128
VI.2.3.1. Dessin de ferrailage des poteaux	150
VI.3. Conclusion	151

## **Chapitre 7 : Etude des voiles**

VII.1. Introduction	153
VII.2. Les voiles de contreventement	153
VII.2.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement	157
VII.2.2. Dessin de ferrailage	163
VII.3. Voile périphérique	164
VII.3.1. Détermination des sollicitations	164
VII.3.2. Calcul de ferrailage du voile de périphérique	167
VII.3.3. Dessin de ferrailage	171

## **Chapitre 8 : Etude des fondations**

VIII.1. Introduction	173
VIII.2. Calcul des semelles isolées	173
VIII.3. Calcul du radier général	175
VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier	176
VIII.3.2. Pré dimensionnement des poutres	178
VIII.3.3. Détermination des sollicitations	179
VIII.4. Ferrailage du radier	183
VIII.4.1. Ferrailage de la dalle	183
VIII.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle	192
VIII.4.3. Ferrailage du débordement	193
VIII.4.4. Ferrailage des nervures	194
VIII.4.5. Dessin de ferrailage des nervures	203

## Liste des figures

### Chapitre 1 : Présentation du projet

<b>Fig.I.1.</b> Vue en plan de l'ouvrage	02
<b>Fig.I.2.</b> Vue façade avant et arrière de l'ouvrage	03
<b>Fig.I.3.</b> Plancher corps creux	04
<b>Fig.I.4.</b> Plancher dalle pleine	04
<b>Fig.I.5.</b> Poutre en béton armé	05
<b>Fig.I.6.</b> Poteau en béton armé	05
<b>Fig.I.7.</b> Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU	10
<b>Fig.I.8.</b> Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU	11
<b>Fig.I.9.</b> Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers	12

### Chapitre 2 : Pré-dimensionnement

<b>Fig.II.1.</b> Section transversale d'une poutre	16
<b>Fig.II.2.</b> Panneau de dalle pleine	18
<b>Fig.II.3.</b> Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).	19
<b>Fig.II.4.</b> Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.	20
<b>Fig.II.5.</b> Section transversale d'un plancher à dalle pleine	21
<b>Fig.II.6.</b> Section réduite du béton	25
<b>Fig.II.7.</b> Schéma de la loi de dégression	25
<b>Fig.II.8.</b> Surface afférente du poteau le plus sollicité	28
<b>Fig.II.9.</b> Voile en élévation	23
<b>Fig.II.10.</b> Section réduite du béton	25
<b>Fig.II.11.</b> Schéma représentatif d'un étage courant.	25
<b>Fig.II.12.</b> Surface afférente du poteau le plus sollicité.	28
<b>Fig.II.13.</b> Coupe du voile en élévation	33

### Chapitre 3 : Etude des planchers

<b>Fig.III.1.</b> Plancher d'étage à corps creux	36
<b>Fig.III.2.</b> Dimensions des poutrelles	33
<b>Fig.III.3.</b> Schéma d'une poutrelle	38
<b>Fig.III.4.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	41
<b>Fig.III.5.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées	41
<b>Fig.III.6.</b> Représentation de la méthode de Caquot	43
<b>Fig.III.7.</b> Poutre continue	44
<b>Fig.III.8.</b> Diagramme d'effort tranchant d'une poutre	44
<b>Fig.III.9.</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de poutrelle	48
<b>Fig.III.10.</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de poutrelle	48
<b>Fig.III.11.</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de poutrelle	48
<b>Fig.III.12.</b> Section de calcul	49
<b>Fig.III.13.</b> Section de calcul en travée.	50
<b>Fig.III.14.</b> Section de calcul en appuis.	51
<b>Fig.III.15.</b> L'influence de l'effort tranchant.	53

<b>Fig.III.16.</b> Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.	59
<b>Fig.III.17.</b> Dimensions d'un panneau de dalle pleine	59
<b>Fig.III.18.</b> Hypothèse de calcul	60
<b>Fig.III.19.</b> Enrobage	60
<b>Fig.III.20.</b> Disposition des armatures de la nappe supérieure	61
<b>Fig.III.21.</b> Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant	62
<b>Fig.III.22.</b> Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés	63
<b>Fig.III.23.</b> Modules de déformation longitudinaux	72
<b>Fig.III.24.</b> Dessin de ferrailage de la dalle pleine	75

#### **Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires**

<b>Fig.IV.1.</b> Dimensions de l'acrotère et schéma	77
<b>Fig.IV.2.</b> Section de calcul	78
<b>Fig.IV.3.</b> Position de centre de pression	81
<b>Fig.IV.4.</b> Dessin de ferrailage de l'acrotère	84
<b>Fig.IV.5.</b> Coupe de balcon	84
<b>Fig.IV.6.</b> Disposition des armatures de la nappe supérieure	86
<b>Fig.IV.7.</b> Schéma statique de balcon	86
<b>Fig.IV.8.</b> Schéma du balcon avec un contrepoids	89
<b>Fig.IV.9.</b> Dessin de ferrailage du balcon	90
<b>Fig.IV.10.</b> Cage d'escalier	91
<b>Fig.IV.11.</b> Schéma statique de l'escalier (Paillasse porteuse)	94
<b>Fig.IV.12.</b> Diagrammes des sollicitations	95
<b>Fig.IV.13.</b> Diagramme des moments retenus	96
<b>Fig.IV.14.</b> Dessin de ferrailage d'escalier	99

#### **Chapitre 5 : Etude sismique**

<b>Fig.V.1.</b> Modélisations en 3D par ROBOT structural.	103
<b>Fig.V.2.</b> Spectre de réponse	110
<b>Fig.V.3.</b> Disposition des voiles du contreventement	111

#### **Chapitre 6 : Etude des portiques**

<b>Fig.VI.1.</b> Section de calcul en travée	120
<b>Fig.VI.2.</b> Section de calcul en appuis	123
<b>Fig.VI.3.</b> Dessin de ferrailage de la poutre principale	127
<b>Fig.VI.4.</b> Dessin de ferrailage de la poutre secondaire	127
<b>Fig.VI.5.</b> Direction des moments et effort normal dans un poteau	128
<b>Fig.VI.6.</b> La zone nodale	130
<b>Fig.VI.7.</b> Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	132
<b>Fig.VI.8.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	135
<b>Fig.VI.9.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	137
<b>Fig.VI.10.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	139
<b>Fig.VI.11.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	141

<b>Fig.VI.12.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	142
<b>Fig.VI.13.</b> Position de $N_1$ , $M_1$ et $M_1$ sur la section transversale	144
<b>Fig.VI.14.</b> La zone nodale	148
<b>Fig.VI.15.16.17.18.19.</b> Ferrailage du poteaux (60×60),(55×55),(50×50),(45×45),(40×40)	150

### **Chapitre 7 : Etude des voiles**

<b>Fig.VII.1.</b> Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein	154
<b>Fig.VII.2.</b> Les sollicitations de calcul du voile	154
<b>Fig.VII.3.</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles	155
<b>Fig.VII.4.</b> Voile le plus défavorable	157
<b>Fig.VII.5.</b> Section de calcul	157
<b>Fig.VII.6.</b> Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1 <sup>er</sup> cas	158
<b>Fig.VII.7.</b> Section de calcul	160
<b>Fig.VII.8.</b> Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2 <sup>eme</sup> cas	161
<b>Fig.VII.9.</b> Ferrailage du voile de contreventement	163
<b>Fig.VII.10.</b> Contrainte du voile périphérique	164
<b>Fig.VII.11.</b> Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant	165
<b>Fig.VII.12.</b> Section de calcul en travée	167
<b>Fig.VII.13.</b> Ferrailage du voile périphérique	171

### **Chapitre 8 : Etude des fondations**

<b>Fig.VIII.1.</b> Semelle isolée	174
<b>Fig.VIII.2.</b> Schéma d'un radier.	175
<b>Fig.VIII.3.</b> Dimensionnement du radier	178
<b>Fig.VIII.4.</b> Dimensions du poutre	178
<b>Fig.VIII.5.</b> Distribution des contraintes sous le radier	181
<b>Fig.VIII.6.</b> Enrobage de la dalle du radier	184
<b>Fig.VIII.7.</b> Section de calcul en travée x-x	184
<b>Fig.VIII.8.</b> Section de calcul en appui x-x	187
<b>Fig.VIII.9.</b> Section de calcul en travée y-y	188
<b>Fig.VIII.10.</b> Section de calcul en appui x-x	190
<b>Fig.VIII.11.</b> Ferrailage de la dalle du radier	192
<b>Fig.VIII.12.</b> Schéma statique de débordement	193
<b>Fig.VIII.13.</b> Section de calcul du débord	193
<b>Fig.VIII.14.</b> Distribution des charges sur les poutres principales.	195
<b>Fig.VIII.15.</b> Distribution des charges sur les poutres secondaires.	195
<b>Fig.VIII.16.</b> Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.	196
<b>Fig.VIII.17.</b> Diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.	196
<b>Fig.VIII.18.</b> Ferrailage des nervures	203

## Liste des Tableaux

### Chapitre 1 : Présentation du projet

Tab.I.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	01
---	----

### Chapitre 2 : Pré dimensionnement

Tab.II.1. Charges du plancher terrasse inaccessible	20
Tab.II.2. Charges du planchers étage courant (corps creux)	20
Tab.II.3. Charges du planchers RDC (Dalle pleine)	21
Tab.II.4. Charges du mur extérieur	22
Tab.II.5. Charges du mur intérieur	22
Tab.II.6. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges	23
Tab.II.7. Surcharges d'exploitations.	26
Tab.II.8. Distribution des charges.	27
Tab.II.9. Dimensionnement des poteaux	30
Tab.II.10. Vérification des conditions de la RPA99v2003	31
Tab.II.11. Vérification des conditions du flambement	32

### Chapitre 3 : Etude des planchers

Tab.III.1. Evaluation des charges	39
Tab.III.2. Caractéristique des planchers	45
Tab.III.3. Tableau de combinaison d'actions	45
Tab.III.4. La longueur réduite	46
Tab.III.5. Les moments fléchissant en appuis du 3eme type de poutrelle	46
Tab.III.6. Tableau d'abscisse du moment en travée	46
Tab.III.7. Tableau des moments fléchissant en travée du 3 <sup>eme</sup> type de poutrelle	47
Tab.III.8. Tableau des efforts tranchants à l'ELU	47
Tab.III.9. Les moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.	49
Tab.III.10. Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC	61
Tab.III.11. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	64

### Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Tab.IV.1. Charges du plancher balcon	85
Tab.IV.2. Charges permanentes et surcharge de la paillasse	93
Tab.IV.3 : Charges permanentes et surcharges du palier	94
Tab.IV.4. Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)	95
Tab.IV.5. Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)	96

### Chapitre 5 : Etude sismique

Tab.V.1. Valeurs des pénalités $P_q$	109
Tab.V.2. Période et facteurs de participation massique	112

<b>Tab.V.3.</b> Déplacements relatifs de tous les niveaux	114
<b>Tab.V.4.</b> Vérification de l'effort P- $\Delta$	116

### **Chapitre 6 : Etude des portiques**

<b>Tab.VI.1.</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	120
<b>Tab.VI.2.</b> Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres trouvé par Robot expert	126
<b>Tab.VI.3.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations	133
<b>Tab.VI.4.</b> Tableau récapitulatif des sections des poteaux selon le BAEL et le RPA/V2003	149
<b>Tab.VI.5.</b> Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	149

### **Chapitre 7 : Etude des voiles**

<b>Tab.VII.1.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations (Voile de contreventement)	157
<b>Tab.VII.2.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations (Voile de périphérique)	167

### **Chapitre 8 : Etude des fondations**

<b>Tab.VIII.1.</b> Tableau récapitulatif des dimensions des poutres	179
<b>Tab.VIII.2.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations à ELU	180
<b>Tab.VIII.3.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations à ELS	180
<b>Tab.VIII.4.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations à ELA	180
<b>Tab.VIII.5.</b> Tableau récapitulatif des moments fléchissant	183
<b>Tab.VIII.6.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations en appui et en travée	183
<b>Tab.VIII.7.</b> Tableau récapitulatif de différente charges	195
<b>Tab.VIII.8.</b> Tableau récapitulatif des sollicitations	196
<b>Tab.VIII.9.</b> Tableau récapitulatif des sections des armatures	202

### Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée par les caractéristiques du mouvement sismique.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national règlement parasismique algérien **RPA2003**.

Ceci étant, notre projet de fin d'études, au sein de la faculté de technologie, a pour but l'étude parasismique d'un bâtiment en béton armé composé de d'un sous-sol, Un RDC et de 12 étages, situé à Oran (zone sismique IIa).

## Introduction

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- 1- Présentation de l'ouvrage
- 2- Prédimensionnement des éléments.
- 3- Étude des éléments secondaires
- 4- Étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural).
- 5- Étude des portiques
- 6- Etude des voiles
- 7- Étude des fondations.

# **Chapitre I**

## **Présentation de projet**

## I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

L'ouvrage en question consiste à étudier et à calculer tous les éléments structuraux d'une tour en béton armé composé d'un sous-sol comme parking et un rez-de-chaussée à usage commerciale avec 12 étages à usage d'habitation.

Ce chapitre a pour but de donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+12 à usage d'habitation.

Constitué de :

- Un sous-sol et utilisé comme un parking.
- Un RDC à usage commercial.
- Du 1<sup>er</sup> au 12<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment, est implanté à la wilaya d'Oran.

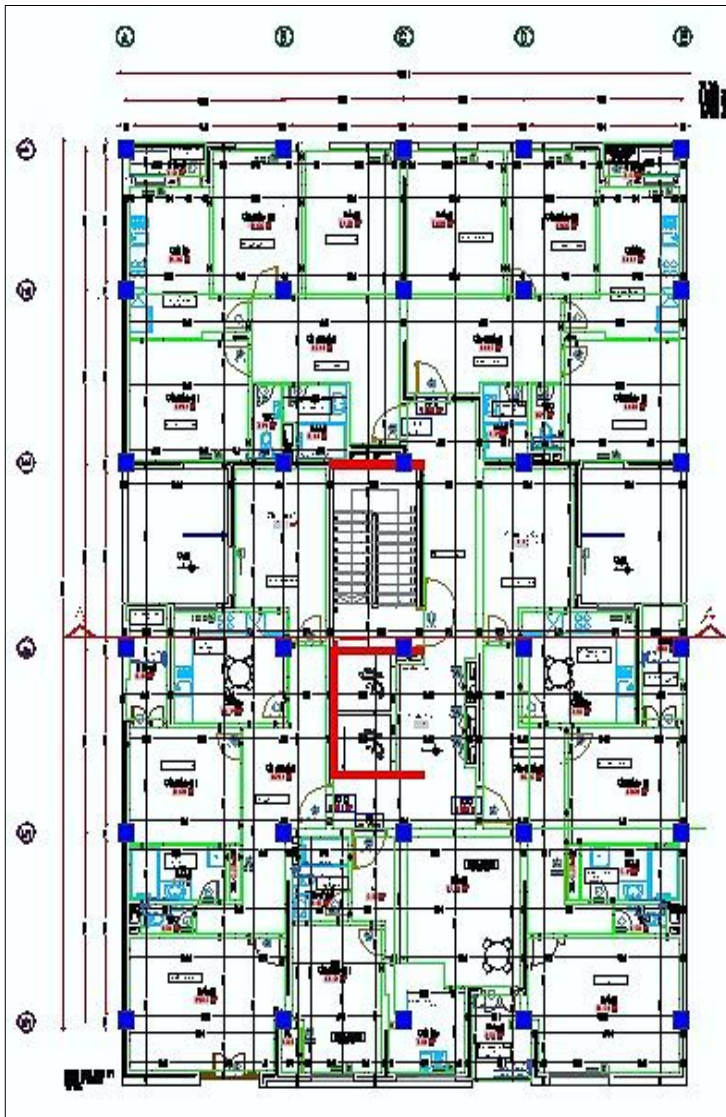
D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) la wilaya d'Oran est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cet ouvrage est à usage d'habitation collective et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m, donc il sera classé dans le groupe « 2 » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol meuble (site 03).

La stabilité de cette structure est assurée par des portiques et contreventé par des voiles porteurs dans les deux sens.

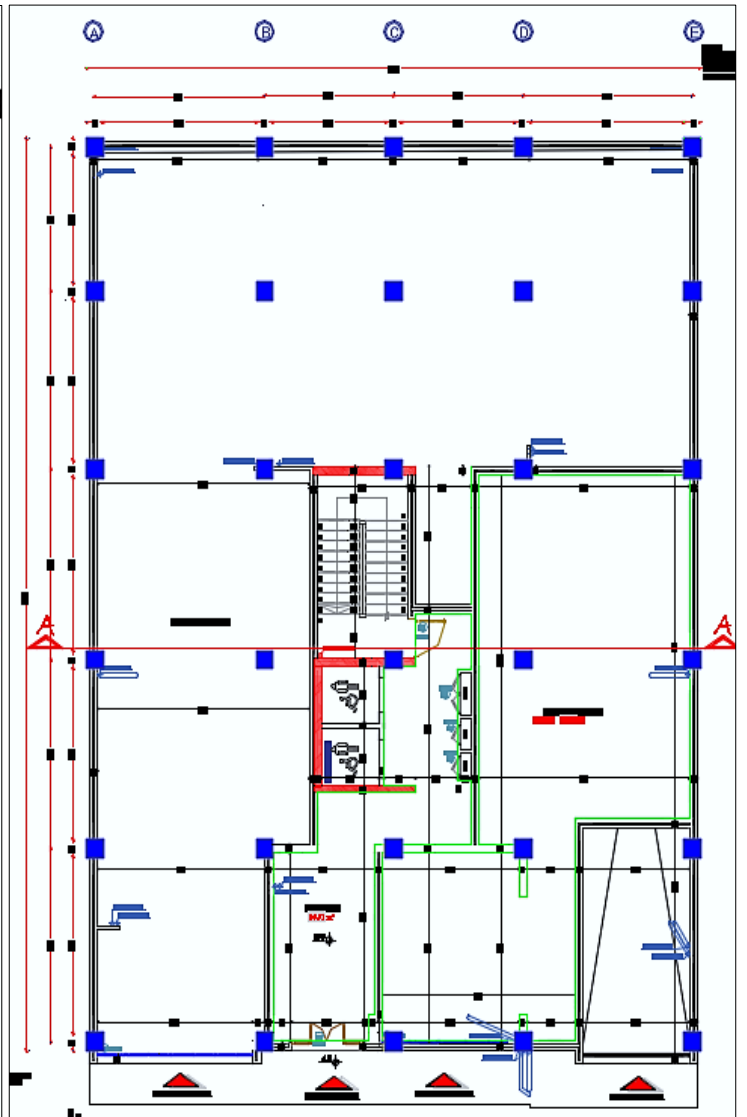
Pour la conception de ce projet on utilisera les règles B.A.E.L91 et R.P.A 99.

## I.3. Caractéristiques géométriques

- Longueur en plan : 25.67 m.
- Largeur en plan : 18.56 m.
- Hauteur du sous-sol : 3.40 m.
- Hauteur du RDC et étages courants : 3.40 m.
- Hauteur Total : 44.20 m.



Plan d'étage courant



Plan de RDC

Figure.I.1 : Vue en plan de l'ouvrage



Figure.I.2 : Vue façade de l'ouvrage

## I.4. Conception de la structure

### I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### I.4.2. Planchers :

#### I.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

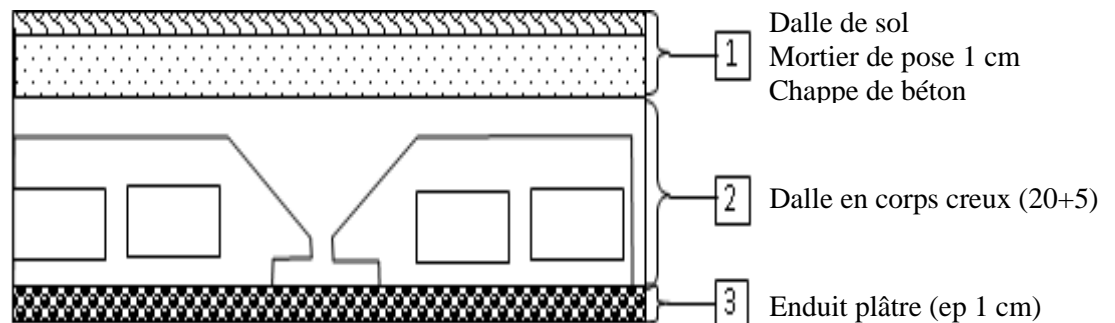


Figure I.3 : Plancher corps creux.

#### I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du plancher du RDC et des balcons.

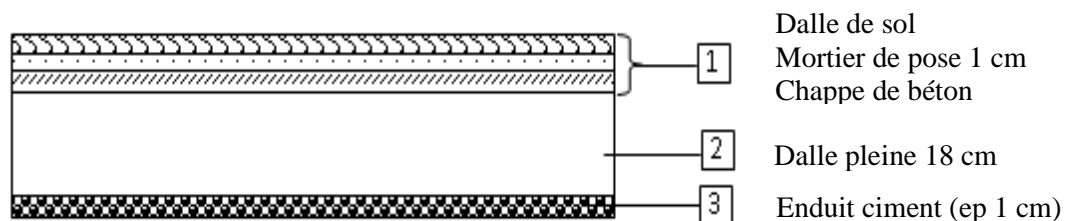
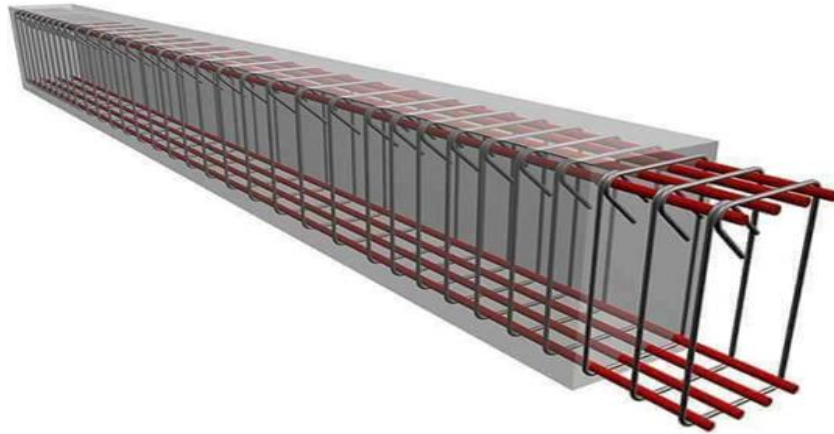


Figure I.4 : Plancher dalle pleine.

### I.4.3. Poutres :

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutre :

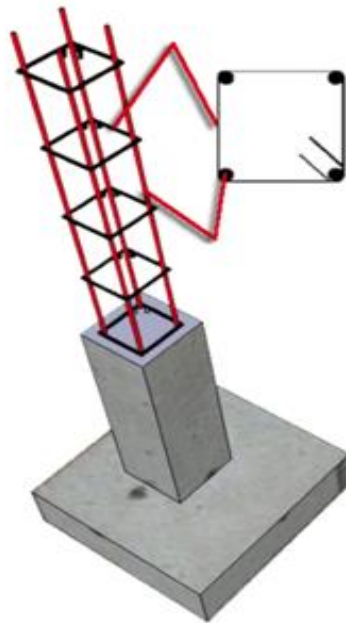
- Poutre principale
- Poutre secondaire.



**Figure.I.5 :** Poutre en béton armé.

#### **I.4.4. Poteaux :**

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.



**Figure.I.6 :** Poteau en béton armé.

**I.4.5. Maçonnerie :****a) Murs extérieurs :**

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est une isolation thermique et acoustique.

**b) Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I.4.6. Escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier intermédiaire.

**I.4.7. Les Revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

**I.4.8. Acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes se trouvant sur la terrasse.

**I.4.9. Gaine d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

**I.4.10. Fondation :**

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constituants qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Dans la structure étudiée, on utilisera un radier général.

## I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de granulat, sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés.

Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ , caractérisé par les proportions usuelles et standards suivantes :

- Ciment : le type du ciment utilisé est le CPJ-CEM II 42.5.
- Gravier lavé : (3/8), (8/15) et (15/25).
- Sable lavé.
- Eau de gâchage purifié.

Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$ .

#### I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j dite valeur caractéristique qui est estimé à 25 Mpa.

➤ Pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$  Pour  $j < 28 \text{ J}$
- $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  Pour  $j > 28 \text{ J}$

➤ Pour  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28}$  Pour  $j < 28 \text{ J}$
- $f_{cj} = f_{c28}$  Pour  $j > 28 \text{ J}$

#### I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6+0.06.f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

**I.5.1.3. Contraintes limites :****a) Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

**Avec :**

- $\theta$  : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
  - $\theta = 1$  si durée d'application est supérieur à 24 heures.
  - $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
  - $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Dans notre projet on a pris  $\theta = 1$ .

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $\Rightarrow f_{bc} = 14.17$  MPa
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $\Rightarrow f_{bc} = 18.48$  MPa

**I.5.1.4. Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

**a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{Donc} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

**Avec :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPa}$$

**c) Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

**Avec :**

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0$  l'état limite ultime

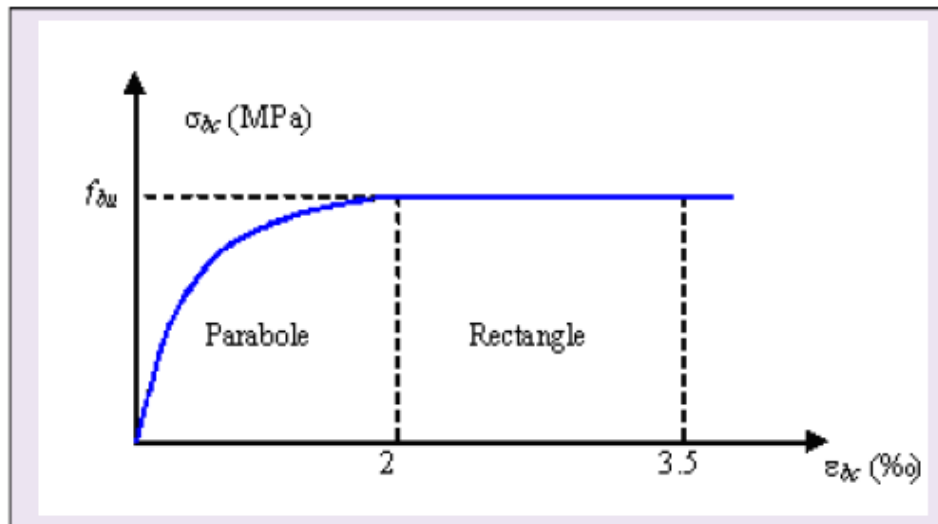
$\nu = 0,2$  l'état limite de service

***1.5.1.5. Diagramme contraintes déformations :***

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime de résistance :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :



**Figure .I.7:** Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

### 1.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### 1.5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I.1 :** Caractéristiques des aciers.

### I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal :

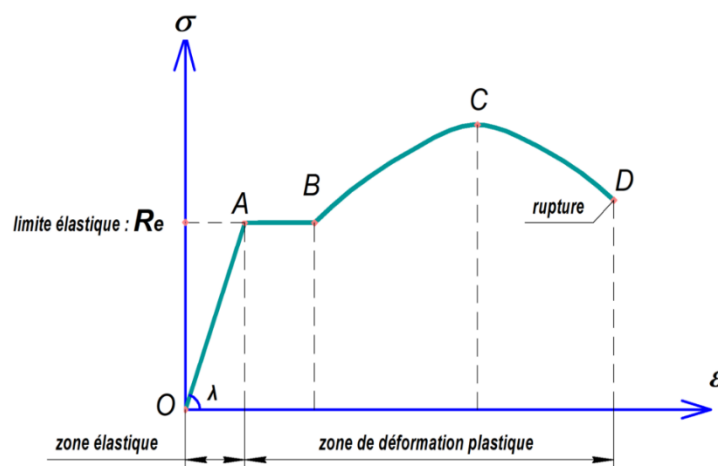
Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

### I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :



**Figure.I.8 :** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

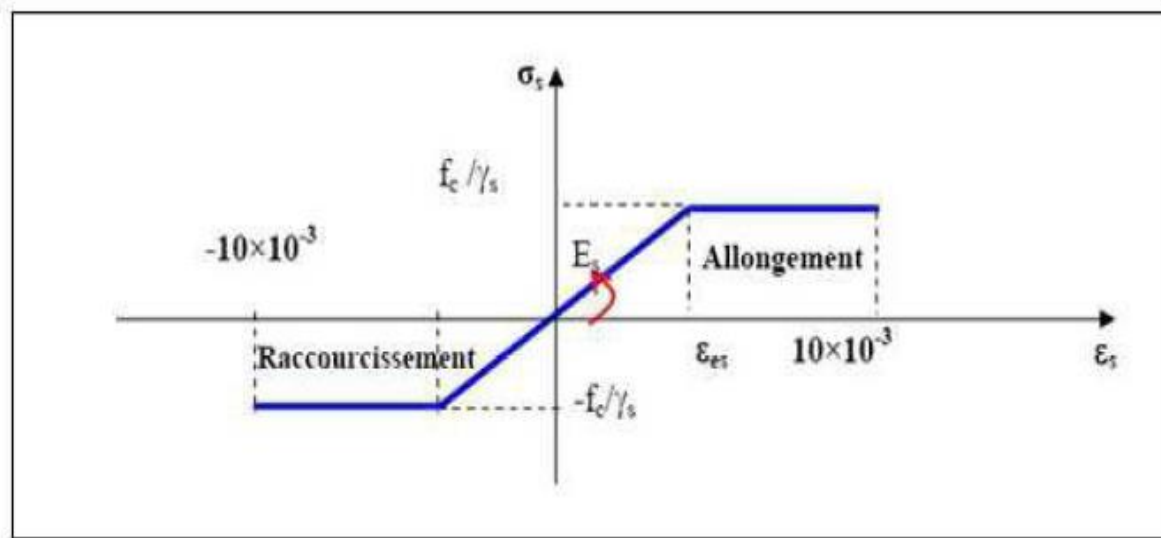
- Avec :**
- $f_t$  : Résistance à la rupture
  - $f_e$  : Limite d'élasticité
  - $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
  - $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

#### I.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.



**Figure.I.9** : Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.

#### I.5.2.5. Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

#### I.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration.

##### a) Fissuration peu préjudiciable (BAEL9 / Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ MPa}$$

Où  $\eta$  : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.6$ .....barres a haute adhérence (HA) avec  $\phi_t \leq 6mm$ .
- $\eta = 1$ .....rond lisse.

**c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :**

Cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

Avec  $\phi_t \leq 8mm$

**I.5.2.7. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :**

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**I.6. Caractéristiques du sol**

L'étude de sol est obligatoire pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus implantés en zone de sismicité moyenne a élevée.

A cause du l'absence de rapport de sol, on considère que le terrain est meuble doc on a estimé la contrainte du sol suivante :

La contrainte admissible :  $\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

# **Chapitre II**

## **Pré-dimensionnement**

## II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

## II.2. Les poutres

*a) D'après les règles BAEL 91 on a :*

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

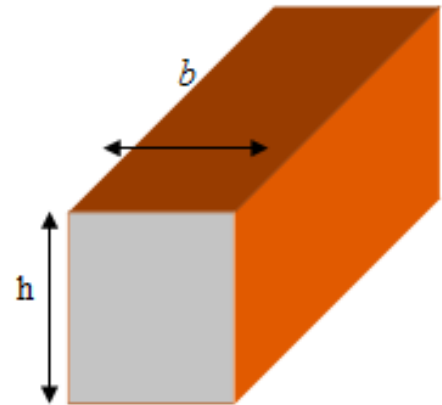
La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,4h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre



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

*b) Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :*

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

**II.2.1. Poutre principale :**

$L_{\max} = 555 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{555}{15} = 37 \text{ cm} \leq h \leq \frac{555}{10} = 55,5 \text{ cm}$$

On prend  $h = 45 \text{ cm}$ .

La largeur  $b$  est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}.$$

Pour la largeur  $b$  on prend  $b = 30 \text{ cm}$

**➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- ✓  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
  - ✓  $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
  - ✓  $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$
- } les conditions sont vérifiées.

Donc ; la section de la poutre principale est de dimensions  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**II.2.2. Poutre secondaire :**

$L_{\max} = 526 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{526}{15} = 35,06 \text{ cm} \leq h \leq \frac{526}{10} = 52,6 \text{ cm}$$

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}.$$

Pour la largeur  $b$  on prend  $b = 30 \text{ cm}$

**➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- ✓  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
  - ✓  $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
  - ✓  $\frac{h}{b} = 1,33 < 4$
- } les conditions sont vérifiées.

Donc ; la section de la poutre secondaire est de dimensions  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

### II.3. Les Planchers

#### II.3.1. Planchers à corps creux :

On utilise la condition de la flèche suivante :

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

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$$L = 526 - 30 = 496 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow 19,84 \leq h_t \leq 24,8$$

On prend :  $h_t = 25 \text{ cm}$  (20+5)

$h_1 = 20 \text{ cm}$  (épaisseur du corps creux)

$h_0 = 5 \text{ cm}$  (épaisseur de la dalle de compression)

#### II.3.2. Plancher à dalle pleine :

$$L_x = 526 - 30 = 496 \text{ cm}$$

$$L_y = 555 - 25 = 520 \text{ cm}$$

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$L_x = 4,96 \text{ m} \quad L_y = 5,2 \text{ m} \quad \Rightarrow \rho = 0,95 > 0,4$$

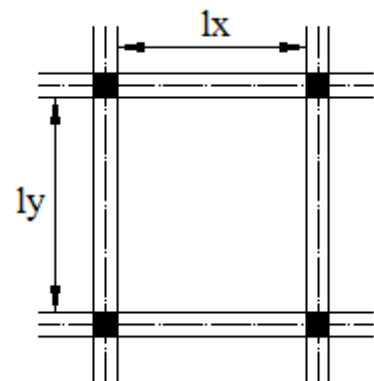


Figure II.2 : Panneau de dalle.

⇒ La dalle porte est considérée comme portant dans deux sens.

$$\frac{L_x}{50} \leq e_d \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e_d = (9,92 ; 12,4)$$

- Condition d'isolation acoustique :

Contre les bruits aériens :  $e_d = 14 \text{ cm}$ .

Contre les bruits impacts :  $e_d = 16 \text{ cm}$ .

- Condition de sécurité en matière d'incendie :

$e_d$  : 7cm pour 1 heure de coupe de feu.

$e_d$  : 11cm pour 2 heures de coupe de feu.

$e_d$  : 17.5 pour 4 heures de coupe de feu

On prend comme épaisseur pour la dalle pleine :  $e_d = 18\text{cm}$ .

## II.4. Descente des charges

### II.4.1. Introduction :

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

### II.4.2. Plancher terrasse inaccessible :

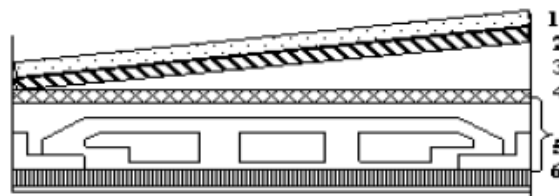


Figure II.3 : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).

#### *Descentes des charges terrasse inaccessible :*

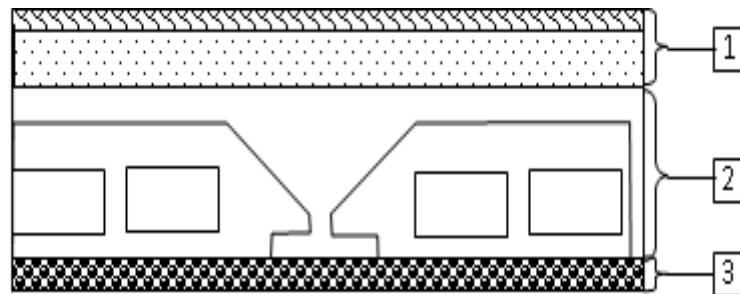
Matériaux	P (Kn/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kn/m <sup>2</sup> )
<b>1- 1- Protection gravillon (ep moy 5 cm)</b>	20	4	0,8
<b>2- Etanchéité multicouche (ep 2 cm) (FEUTRE 36 S AC)</b>	6	2	0,12
<b>3- Forme de pente (ep moy 10 cm)</b>	22	8	1,76

<b>4- Isolation thermique (ep 4 cm)</b>	5	2	0,1
<b>5- Dalle en corps creux (20+5)</b>			3,2
<b>6- Enduit plâtre (ep 1 cm)</b>	18	1	0,18

**Tableau II.1 :** Charges du plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes  $G_T=6,16 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations  $Q_T=1 \text{ KN/ m}^2$

#### II.4.3. Plancher étage courant :



**Figure II.4 :** Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

#### *Descentes des charges étage courant :*

Désignation	Epaisseur m	Masse volumique $\text{KN/m}^3$	Poids $\text{KN/m}^2$
<b>1- Dalle de sol</b>	0,02	20	0,4
<b>2- Mortier de pose 1 cm</b>	0,01	20	0,2
<b>3- Chappe de béton</b>	0,02	20	0,4
<b>4- Enduit plâtre (ep 1 cm)</b>	0,01	18	0,18
<b>5- Dalle en corps creux (20+5)</b>			3,2
<b>6- Cloisons intérieures</b>			1

**Tableau II.2 :** Charges du plancher étage courant.

- Charges permanentes  $G_{ec}= 5,38 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'explications  $Q_{ec}=1,5 \text{ KN/ m}^2$

## II.4.4. Dalle pleine :

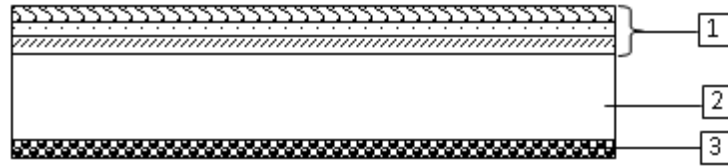


Figure II.5 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

*Descentes des charges RDC :*

Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
1- Dalle de sol	0,02	20	0,4
2- Mortier de pose 1 cm	0,01	20	0,2
3- Chappe de béton	0,02	20	0,4
4- Enduit ciment (ep 1 cm)	0,01	20	0,2
5- Dalle pleine	0,18	25	4,5
6- Cloisons intérieures			1

Tableau II.3 : Charges du plancher RDC.

- Charges permanentes  $G_{RDC}=6,7 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations  $Q_{RDC}=2.5\text{KN/ m}^2$

**II.4.5. Maçonnerie :****a) Mur extérieur :***Charges permanentes du mur extérieur :*

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>3</sup> )
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
<b>G</b>	2.89KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II.4 :** Charges du mur extérieur.**b) Mur intérieur :***Charges permanentes du mur intérieur :*

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>3</sup> )
1- Enduit en plâtre	0,2	12	0.24
2- Brique creuse	0,1	9	0.90
3- Enduit intérieur	0,2	12	0.24
<b>G</b>	1,38 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II.5 :** Charges du mur intérieur.

Charges Etages	Destination	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	ELU qu=1.35G+1.5Q [KN/m <sup>2</sup> ]	ELS qs=G+Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher Terrasse	Inaccessible	6,16	1	9,816	7,16
1 <sup>er</sup> - 12 <sup>eme</sup> Etage	Habitation	5,38	1,5	9,513	6,88
RDC	Local commercial	6,7	2,5	12,795	9,2
Mur extérieur		2.89		3.9	2.89
Mur intérieur		1.38		1.82	1.38

**Tableau II.6 :** Tableau récapitulatif des charges.

## II.5. Poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

### II.5.1. Méthode de calcul :

Le prédimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

#### ➤ Critères de résistance :

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Avec :**

$N_u$ : Effort normal apporté par les différents niveaux.

$B_r$ : Section reduite du beton.

$B_r = (a - 2).(b - 2)$  Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi (D - 2)^2/4$  Poteau circulaire.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$f_e$ : Nuance de l'acier (limite élastique).

$A$ : Section des armatures longitudinale.

$\alpha$ : Coefficient qui dépend de l'élanement  $\lambda$ .

➤ **Application :**

$$\lambda \leq 50: \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend  $\lambda = 35$  pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2=1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

**On a:**

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

On prend : Zone IIa =>  $A_{\min} = 0,8 \% Br \Rightarrow A / Br = 0,008$ . RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

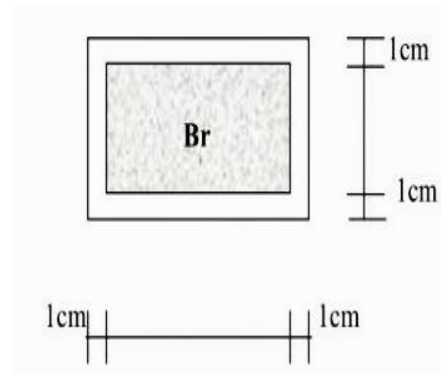
$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du béton : } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,16 \text{ MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2.N_u.10}{\left[\frac{14,16}{0,9} + 0,85\left(\frac{0,8}{100}\right).348\right]} = 0.66299 \text{ Nu}$$

Donc,  $Br \geq 0.66299 \text{ Nu (cm}^2\text{)}$ .



**Figure II.6 :** Section réduite du béton

**Remarque :**

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

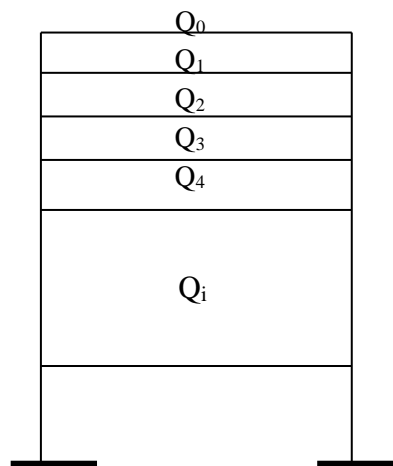
**II.5.2. Loi de dégression :**

**II.5.2.1. Application de la loi de dégression :**

Soit  $Q_0$  la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit  $Q_i$  la surcharge appliquée à l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.



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

**Remarque :**

$$\text{Si } (i \geq 5) : Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$$

<b>i</b>	<b>Niveaux</b>	<b>Surcharges</b>	<b>Q (KN)</b>
	Haut 12 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub>	1,000
<b>1</b>	Haut 11 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2,500
<b>2</b>	Haut 10 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0,95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	3,850
<b>3</b>	Haut 9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0,90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	5,050
<b>4</b>	Haut 8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0,85 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>4</sub> )	6,100
<b>5</b>	Haut 7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.80 (Q <sub>1</sub> +.... +Q <sub>5</sub> )	7,000
<b>6</b>	Haut 6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> +.... +Q <sub>6</sub> )	7,750
<b>7</b>	Haut 5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.71 (Q <sub>1</sub> +.... +Q <sub>7</sub> )	8,455
<b>8</b>	Haut 4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.69 (Q <sub>1</sub> +.... +Q <sub>8</sub> )	9,280
<b>9</b>	Haut 3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.67 (Q <sub>1</sub> +.... +Q <sub>9</sub> )	10,045
<b>10</b>	Haut 2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.65 (Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>10</sub> )	10,750
<b>11</b>	Haut 1 <sup>er</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.64 (Q <sub>1</sub> +... +Q <sub>11</sub> )	11,494
<b>12</b>	Haut RDC	Q <sub>0</sub> + 0.63 (Q <sub>1</sub> +... +Q <sub>12</sub> )	12,25
<b>13</b>	Haut sous-sol	Q <sub>0</sub> + 0.62 (Q <sub>1</sub> +... +Q <sub>13</sub> )	13,505

**Tableau II.7 :** Surcharges d'exploitation.

**II.5.2.2. Distribution des charges**

Niveau des planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m <sup>2</sup> )	Q (dan/m <sup>2</sup> )	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )
Haut 12 <sup>eme</sup> étage	616	100	6,16	1
Haut 11 <sup>eme</sup> étage	538	150	11,54	2,500
Haut 10 <sup>eme</sup> étage	538	150	16,92	3,85
Haut 9 <sup>eme</sup> étage	538	150	22,3	5,05
Haut 8 <sup>eme</sup> étage	538	150	27,68	6,1
Haut 7 <sup>eme</sup> étage	538	150	33,06	7
Haut 6 <sup>eme</sup> étage	538	150	38,44	7,75
Haut 5 <sup>eme</sup> étage	538	150	43,82	8,455
Haut 4 <sup>eme</sup> étage	538	150	49,2	9,28
Haut 3 <sup>eme</sup> étage	538	150	54,58	10,045
Haut 2 <sup>eme</sup> étage	538	150	59,96	10,75
Haut 1 <sup>er</sup> étage	538	150	65,34	11,494
Haut RDC	538	150	70,72	12,25
Haut sous-sol	670	250	77,42	13,505

**Tableau II.8** : Distribution des charges.**a. Les conditions de la RPA99v 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$
- $0.25 < a / b < 4$

**b. Critère de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

**Avec :**

$\lambda$  : l'élancement mécanique d'une pièce comprimée.

$l_f$  : Longueur de flambement d'où  $l_f = 0.7l_0$ .

$l_0$  : Hauteur libre de poteau.

$i$  : rayon de giration de la section droite du béton seul.  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie  $I = \frac{a.b^3}{12}$

**Remarque :**

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

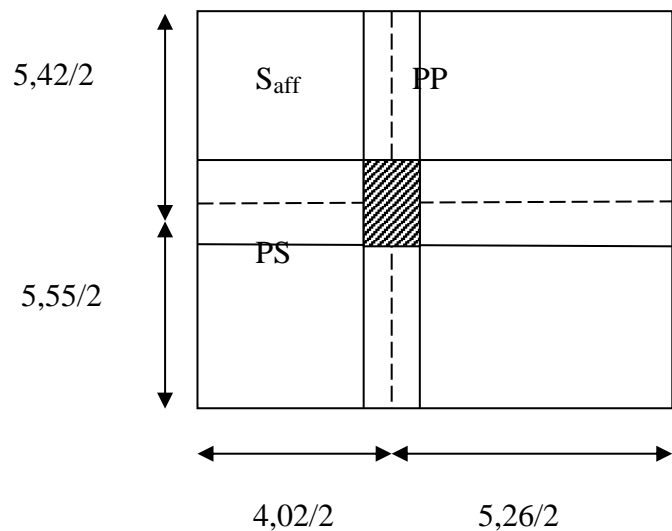
**II.5.3. Calcul de la section du poteau****II.5.3.1. Détermination de la surface afférente :**

On utilise le poteau le plus sollicité.

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

S aff : section afférente.



**Figure II.8 :** Surface afférente du poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff}} - \text{PP} = 5,185 \text{ m}$ .

La longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff}} - \text{PS} = 4,34 \text{ m}$ .

La section afférente de plancher :  $S_{\text{aff}} = 22,5 \text{ m}^2$

### II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 8<sup>ème</sup> étage :

$$P_u = N_{pl} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{aff}} = [(1,35 \times 25,68) + (1,5 \times 6,10)] \times 22,5 = 985,9 \text{ KN.}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff}} - pp \times n = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 5,185 \times 5 = 118,12 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff}} - ps \times n = 1,35 \times 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,34 \times 5 = 87,88 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 1191,9 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 1370,7 \text{ KN}$$

- La section réduite du béton est :

$$B_r = 0,66276 \times N_u = 0,66276 \times 1370,7 = 908,44 \text{ cm}^2$$

Pour la section carrée ; on a  $B_r = a \times b = 908,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = b = \sqrt{908,44}$

$$b = 30,14$$

On prend  $a = b = 40 \text{ cm}$ .

*Calcul des sections des poteaux :*

Hauteur	Niveau D'étage	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	NU PP(KN)	NU PS(KN)	NU POT(KN)	NU PLCH(KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi	Verif RPA a (cm)
3,40	Haut 12eme	6,16	1,00	23,62	17,58	-	220,89	262,09	173,70	15,18	40,00	18,69
3,40	Haut 11eme	11,54	2,50	47,25	35,15	18,36	434,96	535,72	355,06	20,84	40,00	26,73
3,40	Haut 10eme	16,92	3,85	70,87	52,73	36,72	643,97	804,29	533,05	25,09	45,00	32,75
3,40	Haut 9eme	22,30	5,05	94,50	70,31	59,96	847,91	1 072,67	710,93	28,66	45,00	37,82
3,40	Haut 8eme	27,68	6,10	118,12	87,89	83,19	1 046,79	1 335,99	885,45	31,76	45,00	42,21
3,40	Haut 7eme	33,06	7,00	141,74	105,46	106,43	1 240,61	1 594,24	1 056,61	34,51	50,00	46,10
3,40	Haut 6eme	38,44	7,75	165,37	123,04	135,12	1 429,36	1 852,89	1 228,03	37,04	50,00	49,70
3,40	Haut 5eme	43,82	8,46	188,99	140,62	163,81	1 616,60	2 110,01	1 398,44	39,40	50,00	53,04
3,40	Haut 4eme	49,20	9,28	212,62	158,19	192,49	1 807,88	2 371,19	1 571,54	41,64	55,00	56,23
3,40	Haut 3eme	54,58	10,05	236,24	175,77	227,21	1 997,14	2 636,36	1 747,29	43,80	55,00	59,29
3,40	Haut 2eme	59,96	10,75	259,87	193,35	261,92	2 184,38	2 899,51	1 921,69	45,84	55,00	62,18
3,40	Haut 1 <sup>er</sup>	65,34	11,49	283,49	210,92	296,63	2 372,93	3 163,97	2 096,97	47,79	60,00	64,95
3,40	Haut RDC	70,72	12,25	307,11	228,50	337,94	2 561,89	3 435,44	2 276,89	49,72	60,00	67,68
3,40	Haut sous-sol	77,42	13,51	330,74	246,08	379,25	2 807,79	3 763,85	2 494,55	51,95	60,00	70,84

**Tableau II.9 :** Dimensionnement des poteaux

**Vérification suivant RPA99v2003 :**

Niveaux	Poteaux cm <sup>2</sup>	Min (a, b) ≥ 25cm		Min (a, b) ≥ he/20		0.25 < a / b < 4	
		Min	≥ 25	he/20	Vérifie	a / b	Vérifie
Du 11 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup> étage	40x40	40	CV	17	CV	1	CV
Du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> étage	45x45	45	CV	17	CV	1	CV
Du 5 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	50	CV	17	CV	1	CV
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	55x55	55	CV	17	CV	1	CV
Du sous-sol au 1 <sup>ère</sup> étage	60x60	60	CV	17	CV	1	CV

**Tableau II.10 :** Vérification des conditions de la RPA99v2003.

Conditions de flambements :

Etages	Poteaux		l <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	i (m)	λ	Vérification de flambement
	a (m)	b (m)							λ ≤ 35
12 <sup>ème</sup> étage	0,4	0,4	3,4	2,38	0,002133333	0,16	0,11547	20,61140461	Condition Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	0,4	0,4	3,4	2,38	0,002133333	0,16	0,11547	20,61140461	Condition Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	0,45	0,45	3,4	2,38	0,003417188	0,2025	0,1299	18,32124854	Condition Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	0,45	0,45	3,4	2,38	0,003417188	0,2025	0,1299	18,32124854	Condition Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	0,45	0,45	3,4	2,38	0,003417188	0,2025	0,1299	18,32124854	Condition Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	0,5	0,5	3,4	2,38	0,005208333	0,25	0,14434	16,48912369	Condition Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	0,5	0,5	3,4	2,38	0,005208333	0,25	0,14434	16,48912369	Condition Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	0,5	0,5	3,4	2,38	0,005208333	0,25	0,14434	16,48912369	Condition Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,55	0,55	3,4	2,38	0,007625521	0,3025	0,15877	14,99011244	Condition Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,55	0,55	3,4	2,38	0,007625521	0,3025	0,15877	14,99011244	Condition Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,55	0,55	3,4	2,38	0,007625521	0,3025	0,15877	14,99011244	Condition Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,6	0,6	3,4	2,38	0,0108	0,36	0,17321	13,74093641	Condition Vérifiée
RDC	0,6	0,6	3,4	2,38	0,0108	0,36	0,17321	13,74093641	Condition Vérifiée
Sous-sol	0,6	0,6	3,4	2,38	0,0108	0,36	0,17321	13,74093641	Condition Vérifiée

Tableau II.11 : Vérification des conditions du flambement

## II.6. Les voiles

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

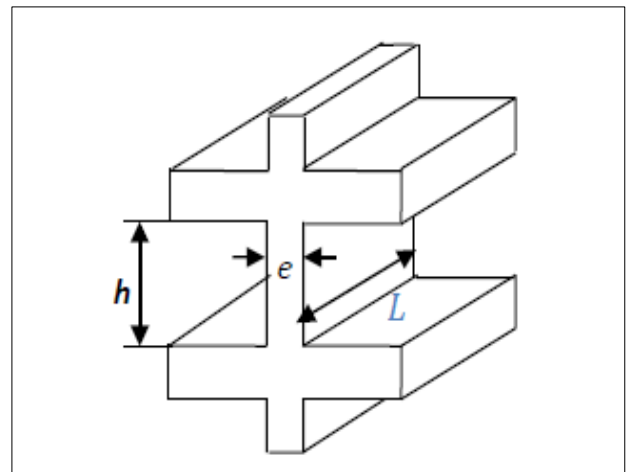
$e_{\min} = 15\text{cm}$ .

**Avec :**

$L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

$h$  : hauteur d'étage.



**Figure II.9 :** Voile en élévation.

➤ D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :

- $l \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$

**Avec  $l$  :** Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

- $a_{\min} \geq 15\text{ cm}$  Avec :
- Condition de rigidité aux extrémités.

**II.6.1. Voile de contreventement :**

Pour notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} h = 340 \text{ cm} \\ h_{\text{poutre}} = 40 \text{ cm} \end{array} \right\} h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

**Avec :**

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h$  : Hauteur d'étage

$h_d$  : Hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{555}{4} = 138,75 \text{ cm}$
- $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$

**II.6.2. Voile périphérique du sous-sol :**

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

- $a_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$ .
- $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{300}{25} = 12 \text{ cm}$

**Avec :**

$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$  (hauteur libre du sous-sol)

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$ .

# **Chapitre III**

## **Etude des planchers**

### III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

### III.2. Plancher dalle à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

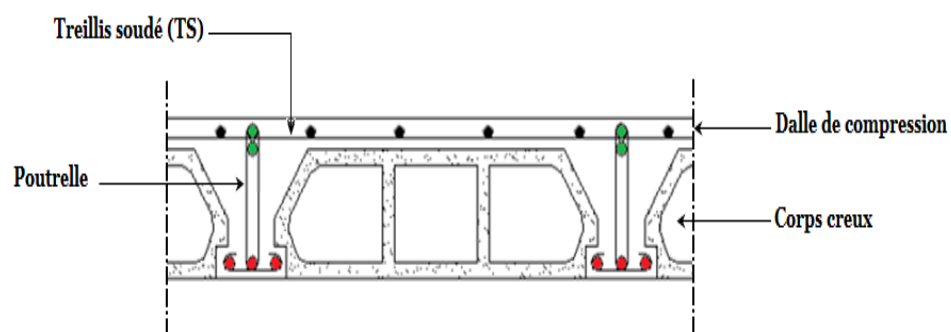


Figure III.1 : Plancher d'étage a corps creux.

### III.2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

### III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

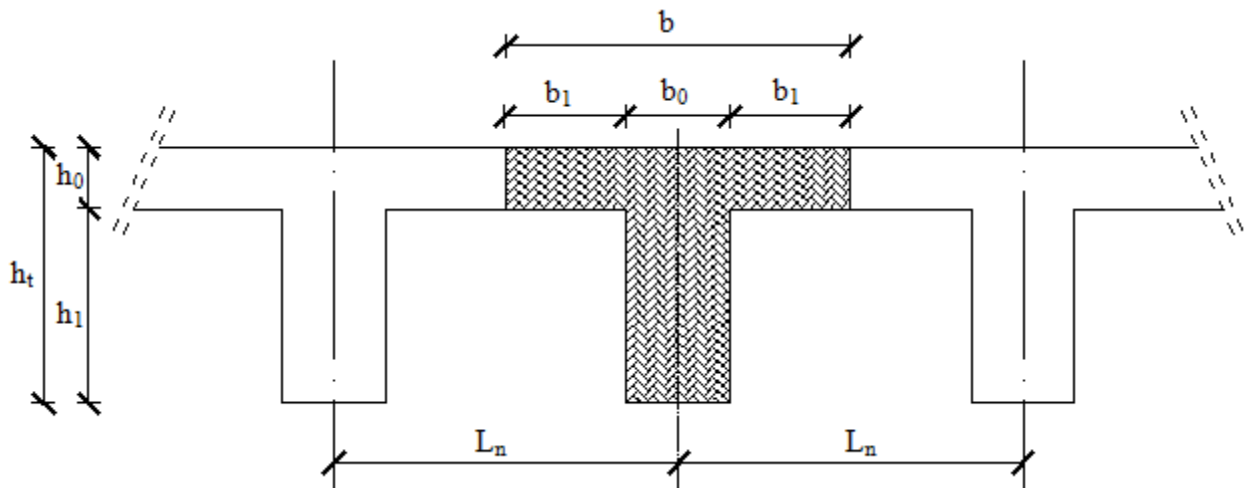


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

#### III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures  $A_{\perp}$
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures  $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{496}{10} = 49,6 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 5 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

**Avec :**

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n=60$  cm)

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L= 496$  cm)

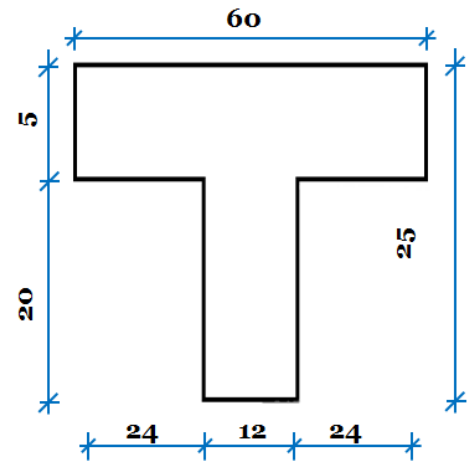
$b_0$  : Epaisseur de la nervure ( $b_0=12$  cm)

$h_0$  : Hauteur maximale de la dalle de compression ( $h_0= 5$ cm)

**Donc :**

$$b_1 \leq \min (24 ; 49,6 ; 30)= 24\text{cm.}$$

On prend  $b_1= 24$ cm.



**Figure III.3 :** Schéma d'une poutrelle.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm.}$$

• **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm  $\rightarrow$  (5 barres/m)  $\rightarrow$  Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A ;

33 cm  $\rightarrow$  (3 barres/m)  $\rightarrow$  Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note A'//.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- $L_n \leq 50$  cm  $\rightarrow$   $\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$
- $50 \leq L_n \leq 80$  cm  $\rightarrow$   $\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$

➤ **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :**

Dans notre plancher, on a :

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

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TS  $\Phi 6$  (200×200) mm<sup>2</sup>

### III.2.2.2. Etude des poutrelles :

➤ *Evaluation des charges :*

**1. Combinaisons fondamentales :**

✓ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

✓ ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

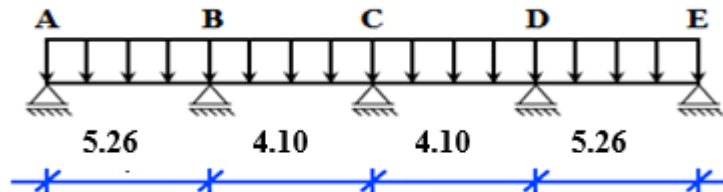
Type de plancher	b (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )	Q (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (daN/m)	q <sub>ser</sub> (daN/m)
Terrasse	0,6	616	100	588,96	429,6
1 <sup>er</sup> au 12 <sup>ème</sup> étages	0,6	538	150	570,78	412,8

**Tableau III.1 :** Évaluation des charges.

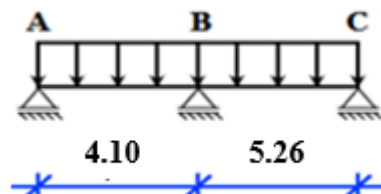
## 2. Type des poutrelles :

On distingue les types de poutrelles suivants :

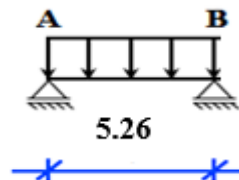
### Type 1 :



### Type 2 :



### Type 3 :



### III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement définie en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,
- ❖ La méthode des trois moments.

#### III.2.3.1. Méthode forfaitaire :

##### a) Condition d'application :

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$ .
- Les portées successives :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

**b) Principe de la méthode :**

$M_0$  est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

**c) Les moments :**

- **Moment au niveau des appuis intermédiaires ( $M_a$ ) :**

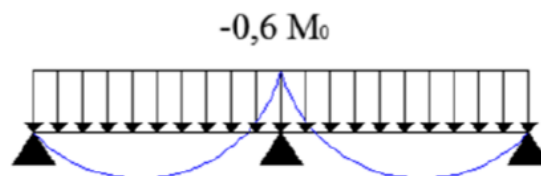
Le moment sur appui donné et calculer comme suit :

-  $M_a = -0,6M_0$  Dans la poutrelle à deux travées.

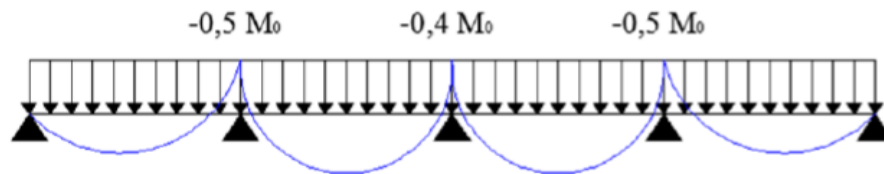
-  $M_a = -0,5M_0$  Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.

-  $M_a = -0,4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que :  $M_0$  est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.



**Figure III.4 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.



**Figure III.5 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées.

- **Moment en appuis de rive :**

$M_{ar} = 0$  → Pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0,2$  →  $M_0$  pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0,4$  →  $M_0$  pour un encastrement.

- **Moments en travées ( $M_t$ ) :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) ; 1,05] \times M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

Et on prend le max entre  $M_{t1}$  et  $M_{t2}$  avec :

-  $M_g$  moment au niveau d'appuis gauche.

-  $M_d$  moment au niveau d'appui droit.

-  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Degré de surcharge.

**d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :  $Q \leq \max[2G; 500]$  en (daN/m<sup>2</sup>)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- ✓ Les portés successifs vérifient :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

**Vérification des conditions :**

a)  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  Pour plancher terrasse  $\rightarrow Q = 100 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1354,8 \text{ daN/m}^2$   
 $Q = 150 \text{ daN/m}^2$  Pour étage courant  $\rightarrow Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 972 \text{ daN/m}^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

d)  $0,8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} = \frac{526}{402} = 1,30 > 1,25 \rightarrow$  condition non vérifiée

**Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré.

### III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée :

#### a) Domaine d'application :

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

#### b) Principe de la méthode :

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique

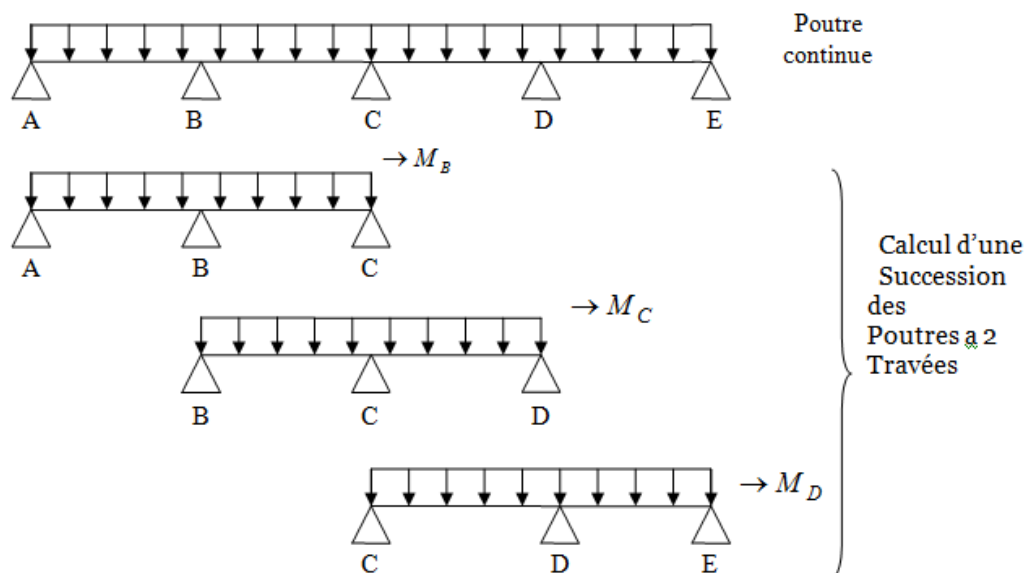


Figure III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.

#### c) Moments en travées :

##### • Moment en appuis intermédiaire :

$$M_i = - \frac{qwl^3w^3 + qel^3e^3}{8.5 (l^3w + l^3e)}$$

-  $l^3 = 1$  : pour une travée de rive

-  $l^3 = 0.8 l$  : pour une travée intermédiaire

-  $l_w$  et  $l_e$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

- l : la portée réelle de la travée.

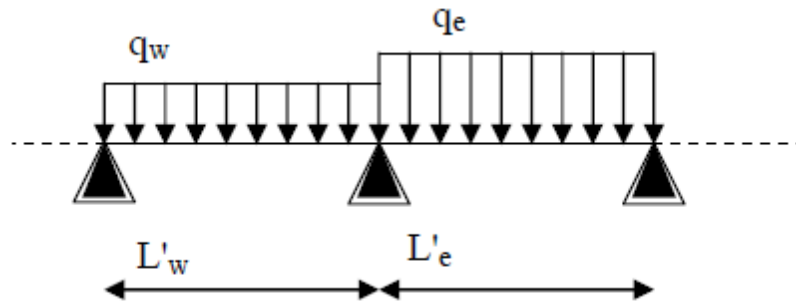


Figure III.7 : Poutre continue.

• **Moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + (1 - \frac{x}{l}) M_w + \frac{x}{l} M_e$$

Avec :

-  $M_0(x)$  : Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).

-  $M_w$  et  $M_e$  : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

-  $x$  : abscisse varie de 0 à l ;

$$M(x) = M_{max} \rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l-x)$$

• **Efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

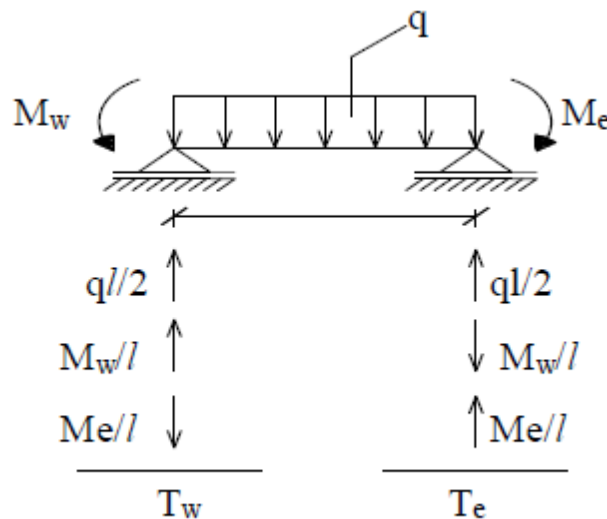


Figure III.8 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre.

### III.2.4. Calcul des poutrelles :

#### ➤ Caractéristiques des planchers :

Plancher	Fissuration	$f_c$ [MPa]	$f_{c28}$ [MPa]	Enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m <sup>2</sup> ]	Q [daN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	616	100
Étage courant	Peu préjudiciable					538	150

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

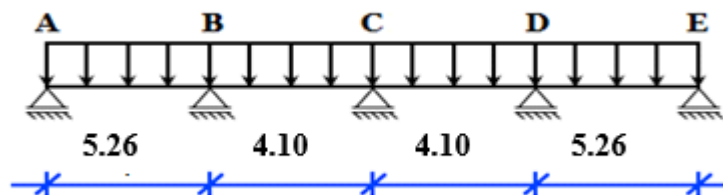
#### ➤ Combinaison d'action :

	Formule	Valeur des formules	
		Terrasse	Étage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	588,96	570,78
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	429,6	412,8

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

#### ❖ Etude du 1<sup>ème</sup> type calculé par la méthode de Caquot minoré

Schéma statique :



On a :

$$G = 616 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 588,96 \text{ daN/ml}$$

$$q_u' = [1,35(2G/3) + 1,5Q] \times b = 422,64 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times b = 429,6 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}' = [(2G/3) + Q] \times b = 306,4 \text{ daN/m}$$

I) Moment fléchissant :

1) En appui :

$$\text{Longueur réduite : } l'_i = 0,8 \times l_i$$

$L'_1$ [m]	$L'_2$ [m]	$L'_3$ [m]	$L'_4$ [m]
4,21	3,22	3,22	4,21

**Tableau III.4 :** Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant :  $M_i = -\frac{q'(l'_w+l'_e)^3}{8,5(l'_w+l'_e)}$

	$M_A$ [daN.m]	$M_B$ [daN.m]	$M_C$ [daN.m]	$M_D$ [daN.m]	$M_E$ [daN.m]
ELU	-80,447	-721,819	-14,261	-21,819	-880,447
ELS	-38,295	-523,295	-72,822	-23,295	-638,295

**Tableau III.5 :** Tableau des moments fléchissant en appuis du 3<sup>ème</sup> type de poutrelle.

2) En travée :

➤ Calcul d'abscisse du  $M_T$  maximum  $X_0$  :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
ELU [m]	2,68	2,10	1,92	2,58
ELS [m]	2,68	2,10	1,92	2,58

**Tableau III.6 :** Tableau d'abscisse du moment en travée.

➤ Calcul du moment fléchissant en travée :

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2}\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
	M <sub>AB</sub>	M <sub>BC</sub>	M <sub>CD</sub>	M <sub>DE</sub>
<b>ELU</b> [daN.m]	1236,528	573,952	573,952	1236,528
<b>ELS</b> [daN.m]	905,512	421,386	421,386	905,512

**Tableau III.7 :** Tableau des moments fléchissant en travée du 3<sup>ème</sup> type de poutrelle.

**II) Efforts tranchants à l'ELU :**

$$T(X) = \left( \frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A- B	Travée B- C	Travée C- D	Travée D-E
<b>L'effort tranchant à l'appui gauche T<sub>g</sub>[daN]</b>	1579,122	1235,441	1132,178	1518,807
<b>La Longueur x</b>	5,26	4,02	4,02	5,26
<b>L'effort tranchant à l'appui gauche T<sub>d</sub> [daN]</b>	-1518,807	-1132,178	-1235,441	-1579,122

**Tableau III.8 :** Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- Diagramme des moments fléchissant :

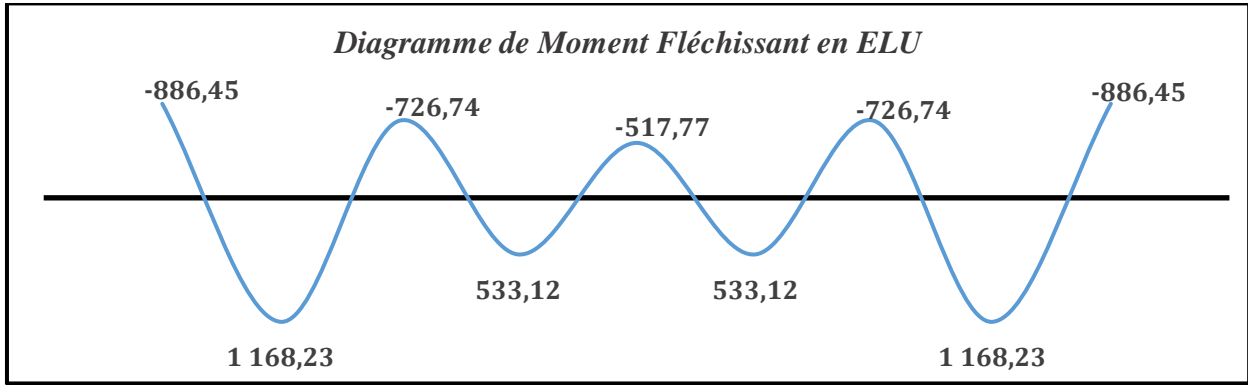


Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de poutrelle

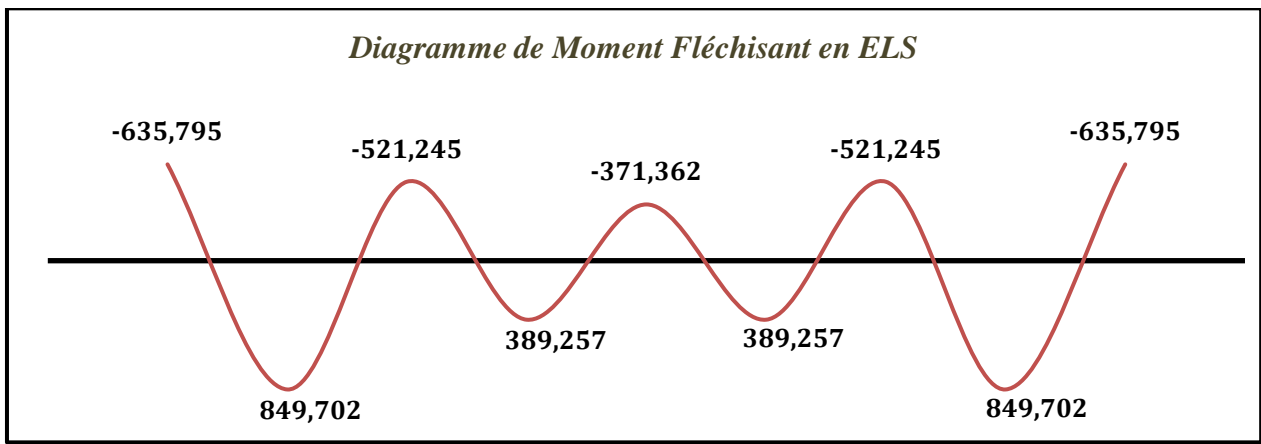


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de poutrelle.

- Diagramme d'effort tranchant :

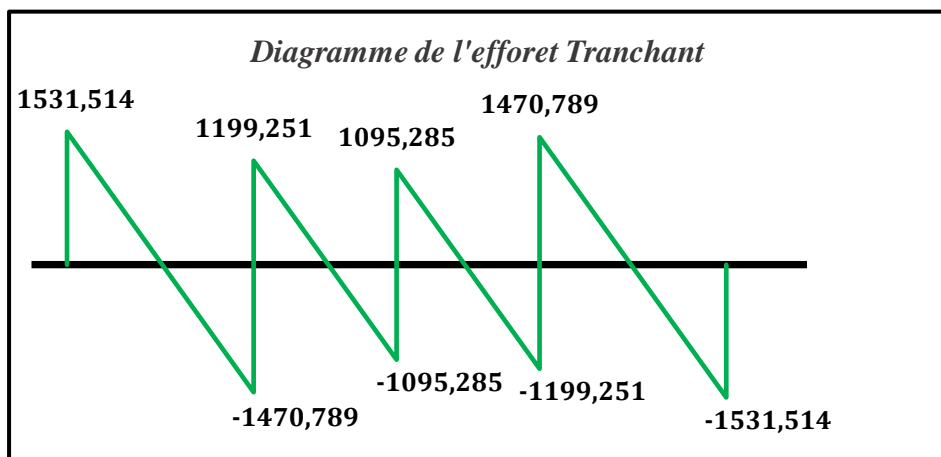


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Du 1 <sup>er</sup> étage au 12 <sup>ème</sup> étage	Type 1	Caquot minoré	-886,446	-635,795	1168,230	849,702	1531,51
	Type 2	Caquot minoré	-886,446	-635,795	1168,230	849,702	1575,93
	Type 3	Caquot minoré	-886,446	-635,795	1087,568	791,853	1501,15
Terrasse	Type 1	Caquot minoré	-880,447	-638,295	1236,528	905,512	1579,12
	Type 3	Caquot minoré	-514,261	-372,822	675,467	494,991	1183,81

**Tableau III.9 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

ELU :	ELS :
$M_{\text{appui max}} = -886,446 \text{ daN.m}$	$M_{\text{appui max}} = -638,295 \text{ daN.m}$
$M_{\text{travée max}} = 1236,528 \text{ daN.m}$	$M_{\text{travée max}} = 905,512 \text{ daN.m}$
$T_{\text{max}} = 1579,12 \text{ daN}$	

**III.2.4.1. Calcul du ferrailage :**

**1. Calcul des armatures longitudinales :**

*a- En travées :*

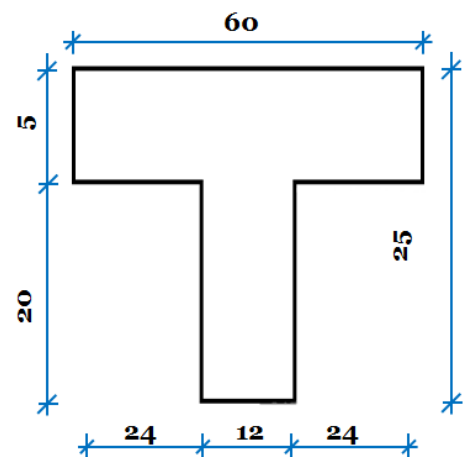
✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_T^u = 1236,52 \text{ daN.m} = 12365,2 \text{ N.m}$$

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

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

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 5 \times \left( 23 - \frac{5}{2} \right) = 87145,5 \text{ N.m}$$



**Figure III.12 :** Section de calcul.

$$M_T^u = 12365,2 \text{ N.m} \leq M_{\text{table}} = 87145,5 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 25) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12365,2}{14,17 \times 60 \times 23^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12365,2}{348 \times 0,986 \times 23} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 1,57 \text{ cm}^2$$

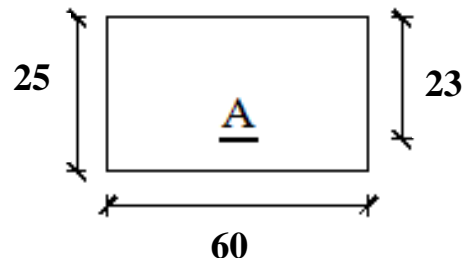


Figure III.13 : Section de calcul en travée

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T10 \text{ -----} \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser\ max} = 905,512 \text{ daN.m}$$

On a:

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq 0$

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1236,5}{905,512} = 1,36 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 > \alpha = 0,035$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{(Aucune vérification de } \sigma_s \text{.)} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

**b- En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u_{\max} = -886,446 \text{ daN.m}$$

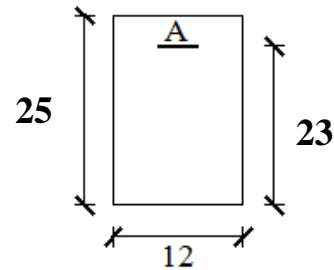


Figure III.14 : Section de calcul en appuis.

**Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue ( $M < 0$ ) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ .

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{886,446}{14,17 \times 12 \times 23^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=>  $A_c$  n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{886,446}{348 \times 0,993 \times 23}$$

$$A_{\text{cal}} = 1,12 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$1T12 \longrightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

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

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{a\max}^{\text{ser}} = -638,295 \text{ daN.m}$$

**On a :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{886,446}{638,295} = 1.39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 > \alpha = 0,018 \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{Aucune vérification de } \sigma_s. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

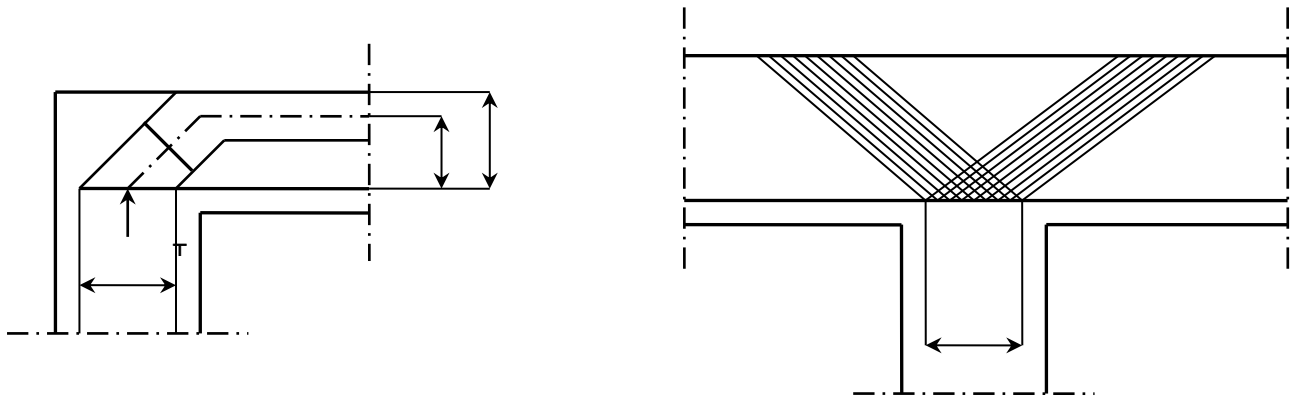
➤ *Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :*

$$T_{\max} = 1579,12 \text{ daN} = 15791,2 \text{ N.m}$$

**2. Calcul des armatures transversales :**

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

$$T_u^{\max} = 1579,12 \text{ daN}$$



**Figure III.15:** L'influence de l'effort tranchant

➤ *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 :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 23 \Rightarrow a = 20,7 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 15791,2 \text{ N} \leq 0,267 \times 20,7 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 165807 \text{ N}$$

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

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

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

$$A_l = 2,36 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 15791,2 + \frac{-8864,46}{0,9 \times 23} \right] \times 10^{-2} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A.5.1,211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15791,2}{12 \times 23 \times 10^2} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :**

a. *Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :*

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,71 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,71 \text{ cm}^2$

b. *Espacement des armatures transversales :*

$\delta_t$  : L'espacement entre les armatures transversales.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(20,7; 40) = 20,7 \text{ cm} \quad \text{(A.12.3.6 Pratique BAEL91)}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,71 \times 235}{0,4 \times 12} = 34,76 \text{ cm (12. 3. 4 Pratique BAEL91)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ (A. 5. 1, 23 BAEL mod. 99)}$$

**Donc :**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,71 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,57 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 20,7 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

**Avec :**

L : la portée de la travée entre nus d'appui.

h : la hauteur totale de la section droite.

$M_t^s$  : moment maximal en travée à l'E.L.S.

$M_a^s$  : moment maximal en appuis à l'E.L.S.

A : section des armatures tendues à l'E.L. S

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{402} \geq \frac{1}{16} = 0,049 < 0,625 \rightarrow$  Condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{402} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{905,512}{638,295} \right) \Rightarrow 0,049 < 0,141 \rightarrow$  Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 23} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,008 < 0,0105 \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 1<sup>ème</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

**III.2.4.2. Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges :**

$$G = 616 \times 1,00 = 616 \text{ daN/ml}$$

G : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$P = 616 + 100 = 716 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (G+Q).

Pour b = 0,6m :

$$G = j = 616 \times 0,6 = 3696 \text{ N/ml}$$

$$P = 716 \times 0,6 = 4296 \text{ N/m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_G = M_j = 0,80 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3696 \times 4,02^2}{8} = 5972,88 \text{ daN.m}$$

$$M_P = 0,80 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4296 \times 4,02^2}{8} = 6942,5 \text{ daN.m}$$

**Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

**1. Calcul du moment d'inertie (I<sub>0</sub>) :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60-12) \cdot 5,2,5 + 12 \cdot 25 \cdot 12,5 + 15 \cdot 2,36 \cdot 23}{5,48 + 12,25 + 15,2,36} = 8,97 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8,97 = 16,03 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

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

$$I_0 = \frac{60 \cdot 8,97^3}{3} - \frac{(60 - 12)(8,97 - 5)^3}{3} + \frac{12 \cdot 16,03^3}{3} + 15 \cdot 2,36(23 - 8,97)^2$$

$$I_0 = 36878,05 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER}_I}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,36}{12 \cdot 23} = 0,855 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,869$$

$$\sigma^g = \sigma^J = \frac{M^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5972,88}{2,36 \cdot 0,869 \cdot 23} = 126,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma^P = \frac{M^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6942,5}{2,36 \cdot 0,869 \cdot 23} = 147,18 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de  $\mu_j$ ;  $\mu_g$ ;  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,885 \cdot 126,62 + 2,1} = 0,991$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,855 \cdot 147,18 + 2,1} = 0,992$$

**2. Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ) :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,855} = 0,47$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,855} = 0,018 \text{ m}^4$$

$$I_{f^{gv}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36878,05}{1 + 0,018 \times (0,991)} = 39854,92 \text{ cm}^4$$

$$I_{f^{gi}} = I_{f^{ji}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 36878,05}{1 + 0,47 \cdot (0,991)} = 27675,45$$

$$I_{f^{pi}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,136878,05}{1 + 0,47 \cdot (0,992)} = 27666,58 \text{ cm}^4$$

**Calcul de la flèche (totale et admissible) :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5972,88 \times 402^2}{10 \times 10818,86 \times 39854,92} = 0,22cm$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{gi}}} = \frac{5972,88 \times 402^2}{10 \times 32164,19 \times 27675,45} = 0,1cm$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_l \cdot I_{f_{pv}}} = \frac{6942,5 \times 402^2}{10 \times 32164,19 \times 27666,58} = 0,12cm$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,22 - 0,1) + (0,12 - 0,1) = 0,14cm$$

➤ **La flèche admissible :**

$$4,02 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = \frac{l}{500} = \frac{402}{500}_{t,max}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t,max}$   $0,14cm < 0,8cm \rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée.

### III.2.4.3. Dessin de ferrailage :

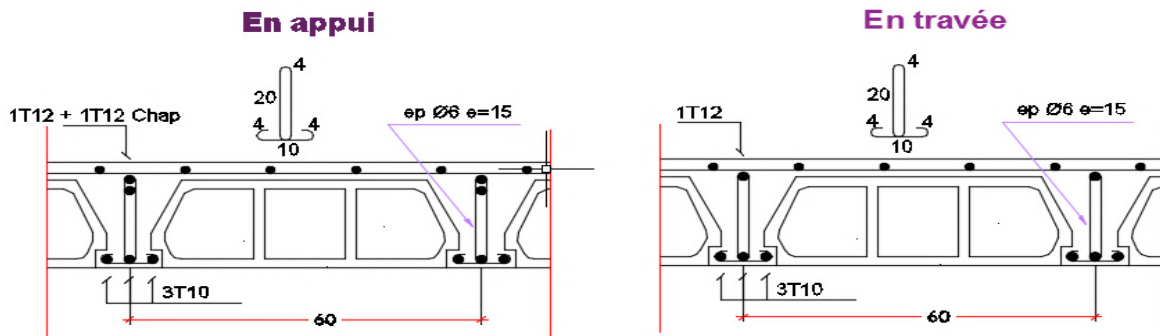


Figure III.16 : Dessin de ferrailage de la dalle à corps creux.

## III.3. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  dont ( $L_x \leq L_y$ ) et d'une épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyée sur le contour).

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.

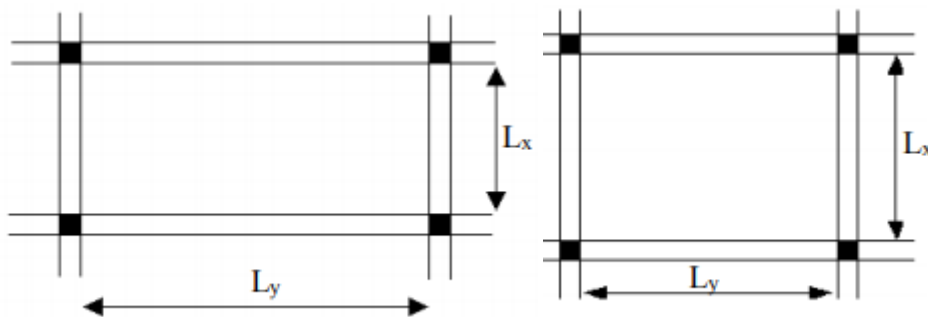


Figure III.17 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

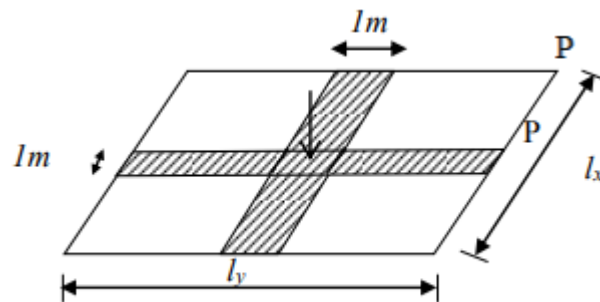
### III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
  - ✓ Une bande suivant le sens  $x$  de longueur  $l_x$  de largeur 1 m ;
  - ✓ Une bande suivant le sens  $y$  de longueur  $l_y$  de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire  $P$  appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELU et à L'ELS



**Figure III.18** : Hypothèse de calcul.

➤ **Constatations** :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➤ **Diamètre des armatures** :

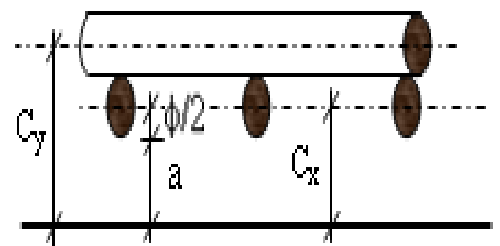
Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 18 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{18}{10} = 1,8 \text{ cm}$$

On prendra :  $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :  $a = 1 \text{ cm}$



**Figure III.19** : Enrobage.

➤ *Calcul de l'enrobage :*

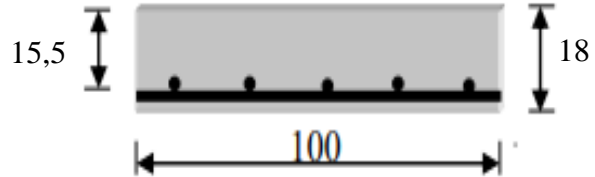
$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C_x = (10 + \frac{10}{2})mm = 15mm$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 mm$$

➤ *Hauteurs utiles :*

$$d_x = h_d - C_x = 18 - 1,5 = 16,5cm$$

$$d_y = h_d - C_y = 18 - 2,5 = 15,5cm$$



**Figure III.20 :** Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ *Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :*

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Etat	Charges daN/m <sup>2</sup>	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
<b>ELU</b>	G=670	qu = 1.35G + 1.5Q	1279,5 daN/m <sup>2</sup>	1279,5 daN/m <sup>2</sup>
<b>ELS</b>	Q= 250	qser = G + Q	920 daN/m <sup>2</sup>	920 daN/m <sup>2</sup>

**Tableau III.10 :** Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC

➤ **Calcul des sollicitations :**

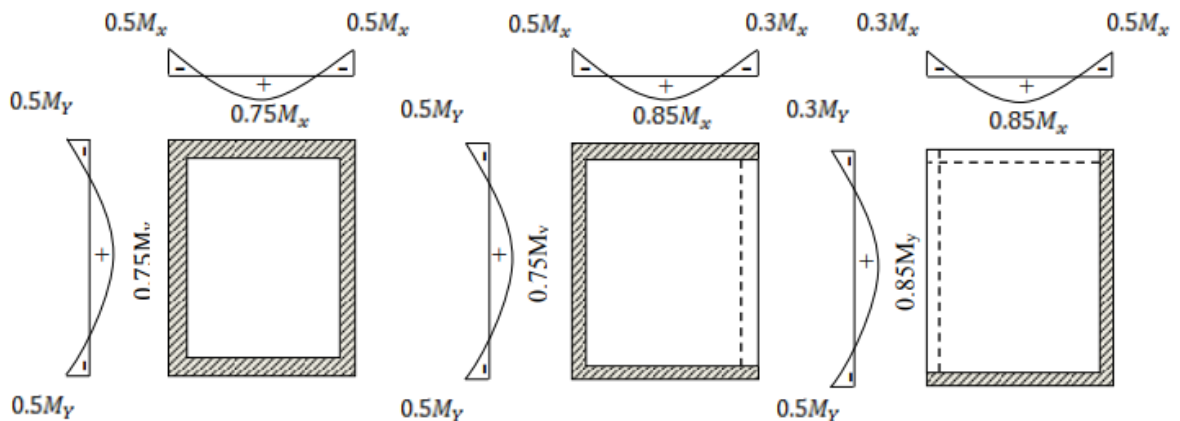
Etat limite ultime : 
$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Etat limite de service : 
$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right)$

et Coefficient de poisson : 
$$\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} ; \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS].} \end{cases}$$

➤ **Mode d'encastrement :**



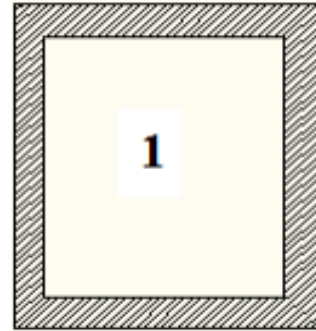
**Figure III.21 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

**III.3.2. Calcul des sollicitations :**

Panneau de rive appuyé sur 4 cotés :

$$L_x = 5,26 - 0,30 = 4,96\text{m.}$$

$$L_y = 5,55 - 0,30 = 5,25\text{m.}$$



**Figure III.22 :** Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$G = 670 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,96}{5,25} = 0,94 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens.}$$

**E.L.U:**

$$q_u = 1279,5 \text{ daN/m}$$

$$\mu_x = 0,0419.$$

$$\mu_y = 0,864.$$

**E.L.S:**

$$q_{ser} = 920 \text{ daN/m}$$

$$\mu_x = 0,0491.$$

$$\mu_y = 0,906$$

**Sens y-y :**

<b>ELU :</b>	$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0,04119 \times 1279,5 \times 4,96^2 = 1318,91 \text{ daN.m}$
<b>ELS :</b>	$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0491 \times 920 \times 4,96^2 = 1111,30 \text{ daN.m}$

a) En travée :

<b>ELU :</b>	$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1318,91 = 989,18 \text{ daN.m}$
<b>ELS :</b>	$M_{tx}^{ser} = 0,75 \times M_x^{ser} = 0,75 \times 1111,30 = 833,47 \text{ daN.m}$

En appuis :

<b>ELU :(Gauche)</b>	$M_{ax}^u = -0,50 \times M_x^u = -0,50 \times 1318,91 = -659,45 \text{ daN.m}$
<b>ELS :(Gauche)</b>	$M_{ax}^{ser} = -0,50 \times M_x^{ser} = -0,50 \times 1111,30 = -555,65 \text{ daN.m}$
<b>ELU :(Droite)</b>	$M_{ax}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1318,91 = -659,45 \text{ daN.m}$

<b>ELS : (Droite)</b>	$M_{ax}^{ser} = -0.5 \times M_x^{ser} = -0.5 \times 1111,3 = -555,65 \text{ daN.m}$
-----------------------	---

Sens x-x :

<b>ELU :</b>	$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.864 \times 1318,91 = 1139,53 \text{ daN.m}$
<b>ELS :</b>	$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.906 \times 1111,3 = 1006,83 \text{ daN.m}$

a) En travée :

<b>ELU :</b>	$M_{ty}^u = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 1139,53 = 854,64 \text{ daN.m}$
<b>ELS :</b>	$M_{ty}^{ser} = 0.75 \times M_y^{ser} = 0.75 \times 1006,83 = 755,12 \text{ daN.m}$

b) En appuis :

<b>ELU :(Gauche)</b>	$M_{ay}^u = -0.50 \times M_y^u = -0.50 \times 1139,53 = -569,76 \text{ daN.m}$
<b>ELS :(Gauche)</b>	$M_{ay}^{ser} = -0.50 \times M_y^{ser} = -0.50 \times 1006,83 = -503,41 \text{ daN.m}$

<b>ELU :(Droite)</b>	$M_{ay}^u = -0.50 \times M_y^u = -0.50 \times 1139,53 = -569,76 \text{ daN.m}$
<b>ELS :(Droite)</b>	$M_{ay}^{ser} = -0.50 \times M_y^{ser} = -0.50 \times 1006,83 = -503,41 \text{ daN.m}$

Sens	ELU ( $\nu = 0$ )		ELS ( $\nu = 0.2$ )	
	M <sub>appuis</sub> [daN.m]	M <sub>travées</sub> [daN.m]	M <sub>appuis</sub> [daN.m]	M <sub>travées</sub> [daN.m]
<b>Sens X-X</b>	569,76	854,64	503,41	755,12
<b>Sens Y-Y</b>	659,45	989,18	555,65	833,47

**Tab.III.11 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

### III.3.3. Calcul du ferrailage :

Sens x-x :

#### 1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 854,64 \text{ daN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{8546,4}{14,17 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$\text{➤ } A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{8546,4}{348 \times 0,989 \times 16,5} = 1,50 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1] :*

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 18 = 1,44$$

➤ *Conclusion:*

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(1,44 ; 1,5) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ *Espacement maximal des armatures :*

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(4,18 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

➤ *Choix des Armatures :*

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (T10} \rightarrow e = 20 \text{ cm)}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^s = 755,12 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{854,64}{755,12} = 1,13$$

$$\frac{1,13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,0227 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

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

**2. En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ap} = 569,76 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{5697,6}{14,17 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{5697,6}{348 \times 0,991 \times 16,5} = 1,001 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 18 = 1,44$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(1,44; 1,001) = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(4.18; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$\checkmark 5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (T10} \rightarrow e = 20 \text{ cm)}$$

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

$$M_{tx}^s = 503,41 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{569,76}{503,41} = 1,13$$

$$\frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,017 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \text{Les armatures calculées à L'E.L. U seront maintenues.} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

**Sens y-y :**

**3. En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 989,18 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9891,8}{14,17 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,025$$

$\mu = 0,025 < \mu_1 = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{9891,8}{348 \times 0,987 \times 16,5} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1] :**

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 18 = 1,44$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(2,09 ; 1,44) = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

L'écartement des armatures :  $e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(3 \cdot 1,8 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

➤ **Choix des Armatures :**

✓ 5T10/ml  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (T10  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$ )

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

$$M_{tx}^s = 833,47 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{989,19}{833,47} = 1,09$$

$$\frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 > \alpha = 0,031 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \\ \Rightarrow \text{Les armatures calculées à L'E.L. U seront maintenues.} \end{array} \right.$$

**4. En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{\text{app}} = 659,45 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{659,5}{14,17 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6594,5}{348 \times 0,981 \times 16,5} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

**Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 18 = 1,44$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max (A_{cal} ; A_{\min}) = \max (1,44 ; 1,17) = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L' \text{écartement des armatures : } e \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \cdot 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures :**

✓ 5T10/ml → A = 3,93 cm<sup>2</sup>/ml (T10 → e = 20 cm)

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

$$M_{tx}^s = 697,99 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{659,45}{697,99} = 0,94$$

$$\frac{0,94 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,22 > \alpha = 0,0227 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \\ \Rightarrow \text{ Les armatures calculées à L'E.L. U seront maintenues.} \end{array} \right.$$

### III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ *Détermination de l'effort tranchant :*  $T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \\ T_y &= \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{aligned} \right\}$$

$$T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{1279,5 \times 4,96}{2} \cdot \frac{5,26^4}{5,26^4 + 4,96^4} = 1779,6 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1279,5 \times 5,26}{2} \cdot \frac{4,96^4}{4,96^4 + 5,26^4} = 1485,83 \text{ daN}$$

Donc :  $T_{U \max} = 1779,6 \text{ daN/ml}$

➤ *Calcul de  $\tau_u$  :*

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{18556,4}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### III.3.5. Vérification de la flèche :

(Pour le panneau le plus défavorable)

• **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$
- $\rho = \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$  (fe en MPa)

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{18}{496} = 0,03 < \frac{1121,07}{20 \times 1318,91} = 0,042 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

→ le calcul de la flèche est nécessaire :

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- **Calcul des charges :**

$G$  : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 670 \times 1,00 = 670 \text{ daN/ml}$$

$j$  : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = (g - 100) \times 1,00 = 570 \text{ daN/ml}$$

$P$  : charge total ( $G+Q$ ).

$$P = (670 + 250) \times 1,00 = 920 \text{ daN/m}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} Mt_g^{ser} &= 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times g \times lx^2 = 0,75 \times 670 \times 4,96^2 \times 0,0419 \\ &= 517,98 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mt_j^{ser} &= 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times j \times lx^2 = 0,75 \times 570 \times 4,96^2 \times 0,0419 \\ &= 440,67 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mt_p^{ser} &= 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times p \times lx^2 = 0,75 \times 920 \times 4,96^2 \times 0,0419 \\ &= 711,25 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

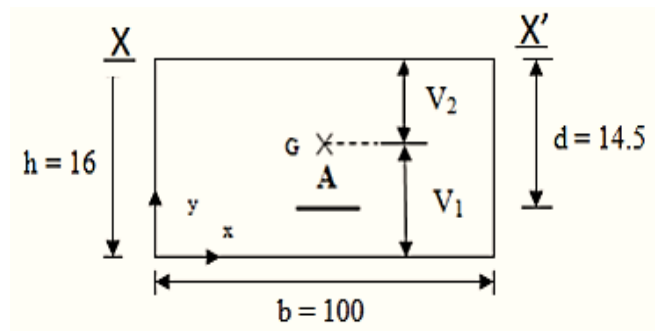


Figure III.23 : Modules de déformation longitudinaux.

$$V_1 = \frac{100 \times 18 \times 9 + 15 \times 2,26 \times 16,5}{100 \times 18 + 15 \times 2,26} = 9,13 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,13 = 8,87 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + n \cdot A(V_2 - Cx)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 9,13^3}{3} + \frac{100 \cdot 8,87^3}{3} + 15 \cdot 2,26(8,87 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 49953,23 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,26}{100 \cdot 16,5} = 1,369 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,884$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5179,8}{2,26 \cdot 0,884 \cdot 16,5} = 157,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4406,7}{2,26 \cdot 0,884 \cdot 16,5} = 133,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_s^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7112,5}{2,26 \cdot 0,884 \cdot 16,5} = 215,76 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de  $\mu_j$ ;  $\mu_g$ ;  $\mu_P$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01369 \cdot 157,13 + 2,1} = 0,656$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01369 \cdot 133,68 + 2,1} = 0,609$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01369 \cdot 215,76 + 2,1} = 0,735$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ) :**

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5 \cdot 0,01369} = 1,53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1,53 = 0,612$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 49953,23}{1 + 0,612 \times (0,656)} = 39207,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 49953,23}{1 + 1,53 \cdot (0,656)} = 27423,81 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 49953,23}{1 + 1,53 \cdot (0,609)} = 28444,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 49953,23}{1 + 1,53 \cdot (0,735)} = 25863,61 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5179,8 \times 496^2}{10 \times 10818,86 \times 39207,74} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{gi}}} = 0,14 \frac{5179,8 \times 496^2}{10 \times 32164,19 \times 27423,81} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{ji}}} = \frac{4406,7 \times 496^2}{10 \times 32164,19 \times 28444,66} = 0,11 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{7112,5 \times 496^2}{10 \times 32164,19 \times 25863,61} = 0,21 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,3 - 0,11) + (0,21 - 0,14) = 0,26 \text{ cm}$$

➤ *La flèche admissible :*

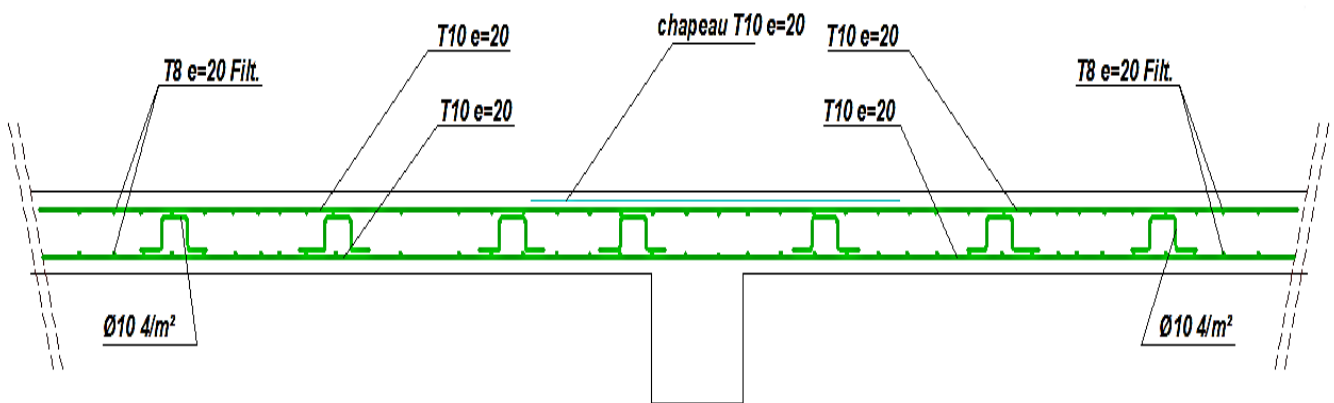
$$4,96\text{m} < 5,00\text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = \frac{l}{500} = \frac{496}{500} t_{max}$$

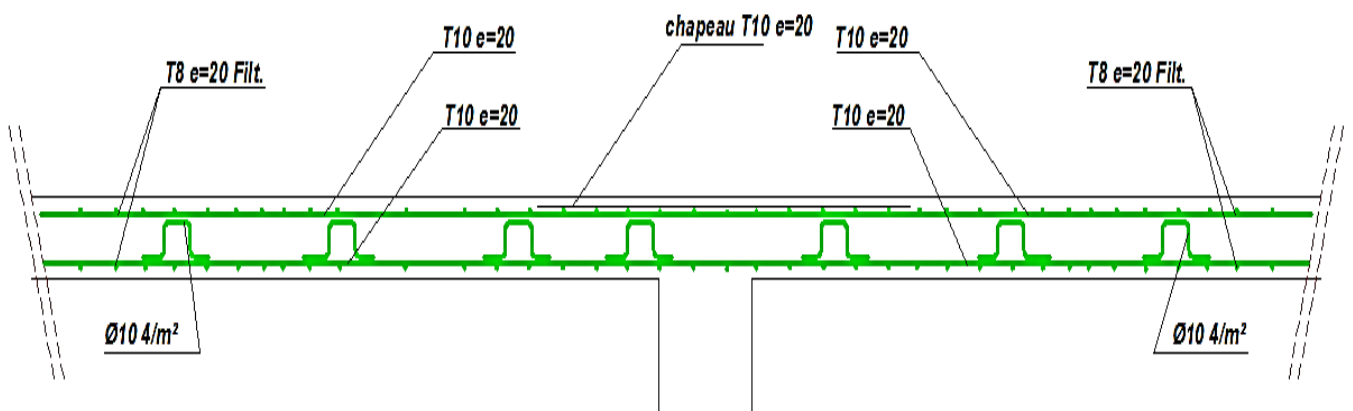
$\Delta f_t < \Delta f_{t,max}$   $0,26\text{cm} < 0,98\text{cm}$  → Donc la flèche est vérifiée.

**III.3.6. Dessin de ferrailage :**

X-X



Y-Y



**Figure III.24:** Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

# **Chapitre IV**

## **Etude des éléments secondaires**

### IV.1. Introduction

La construction quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement ;

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

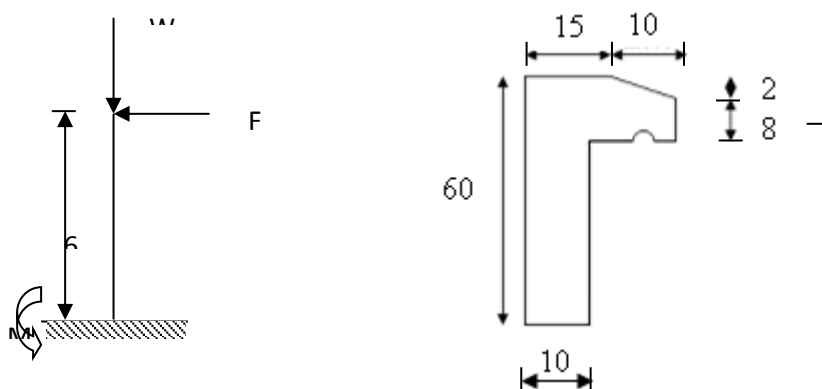
Dans le présent chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon) dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99

### IV.2. Acrotère

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre «  $W_P$  » et une surcharge «  $F_P$  » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.



**Figure IV.1 :** Dimensions de l'acrotère et schéma

**IV.2.1. Détermination des sollicitations :****a) Surface de l'acrotère :**

$$S = \frac{0,02 \times 0,15}{2} + (0,08 \times 0,15) + (0,1 \times 0,6) \rightarrow S = 0,0735 \text{ m}^2$$

Selon le RPA99/version 2003 :

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

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;  
Elément en console  $\longrightarrow C_p = 0,8$
- $W_p$  : Poids de l'élément considéré et
- $F_p$  : Force statique équivalente horizontale.

\* L'ouvrage est implanté à Oran  $\longrightarrow$  Zone **IIa**

\* Ouvrage courant ou à moyenne importance  $\longrightarrow$  Groupe 2 } Donc : A = 0,15

**b) Le poids propre de l'élément  $W_p$  :**

$$W_p = V\rho$$

$$W_p = 2500 \cdot 0,0735 = 183,75 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 183,75 = 88,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = F_p \cdot H = 88,2 \cdot 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$$

**IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 52,92 = 79,38 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 183,75 = 248,06 \text{ daN}$$

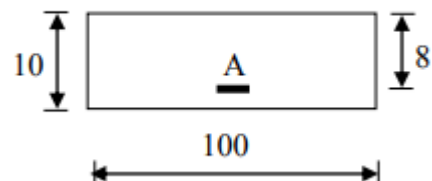
**IV.2.3. Détermination de la section des armatures :**

Le ferrailage sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre.

➤ **Position du point de l'application de l'effort normal :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$



**Figure IV.2 :** Section de calcul.

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248,06 \times \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,821 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,21}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,00957$$

$$\mu = 0,00957 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_f^u = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868,21}{348 \cdot 0,995 \cdot 8} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_u = A_f^u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A' = 0$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité [BAEL.91]) :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. - Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25 \% \cdot S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = \max (A_u, A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (25 ; 2 \times 10) \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_u}{4} \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8 / \text{ ml} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$\Phi 8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = F_p = 88,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{882}{100 \times 8 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ser} = F_p \times L = 88,2 \times 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$$

$$N_{ser} = W_p = 183,75 \text{ daN}$$

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

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

## IV.2.4. Détermination des contraintes :

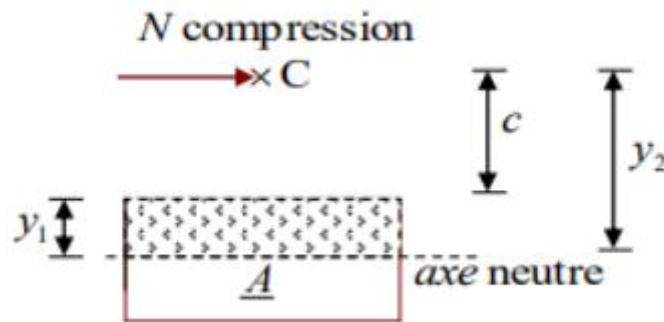


Figure IV.3 : Position de centre de pression.

$C$  : Centre de pression (point d'application) ;

$c$  : La distance du point  $C$  à l'arête la plus comprimée et

$y_2$  : La distance du point  $C$  à l'axe neutre

$$y_2 = y_1 + c$$

$N$  est un effort de compression  $\Rightarrow y_2 > 0$ .

$C$  se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  sera considéré comme négatif.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-d) + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm}$$

$$P = -3(-24)^2 + \frac{90(3,93)}{100}(9+24)$$

$$P = -1611,28 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d) - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2(-24)^3 - \frac{90(3,93)}{100}(9+24)^2$$

$$q = 23796,21 \text{ N/mm}^2$$

$A'$  : armatures comprimées = 0

A : armature tendue 2

$y_2$  est la solution de l'équation  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1611,28 y_2 + 23796,21 = 0$

Dont la résolution est comme suite : —

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3 = (23796,21)^2 + \frac{4}{27} \times (-1611,28)^3 = -53490025 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026,11}{2 \times (-1614,82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40 \text{ cm.}$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46,4 \times \cos(54,58) = 26,89 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19,30 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26,89 \text{ cm}$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \dots \dots$  condition vérifiée

D'où :  $y_1 = 2,89 \text{ cm}$

➤ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot (y_1)^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \cdot 116,37} = 0,158$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,158 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,158 \times (8 - 2,89) = 12,11 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

Avec :

$$\text{FeE400} : \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

**Donc :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements : BAEL91 (A.E.5.2).**

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,017 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \rightarrow \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

## IV.2.5. Dessin de ferrailage :

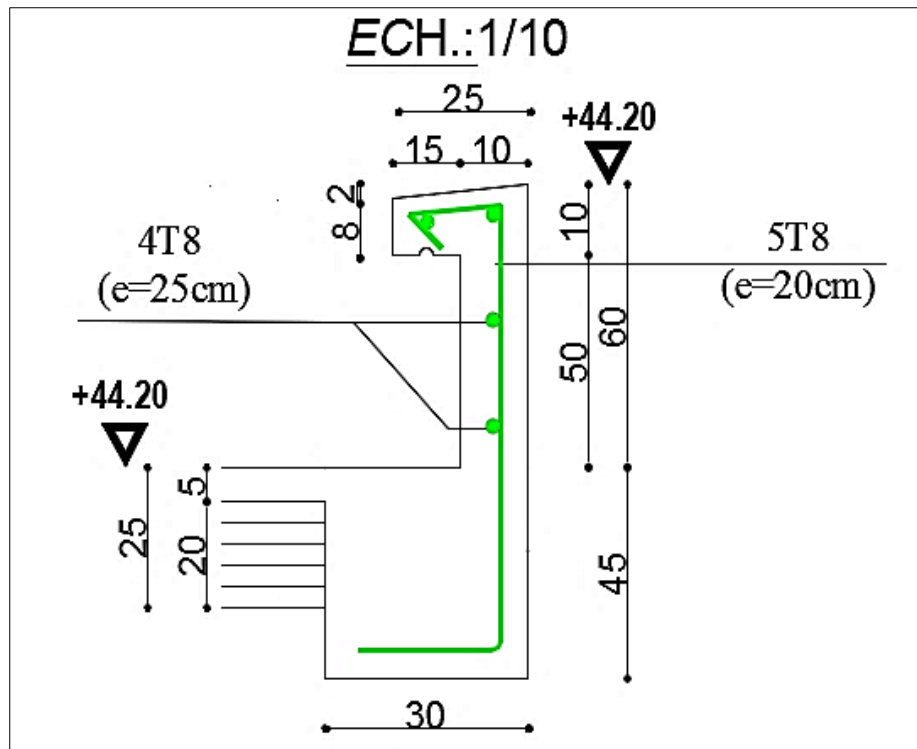


Figure IV.4 : Dessin de ferrailage de l'acrotère.

## IV.3. Balcon

## IV.3.1. Introduction :

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

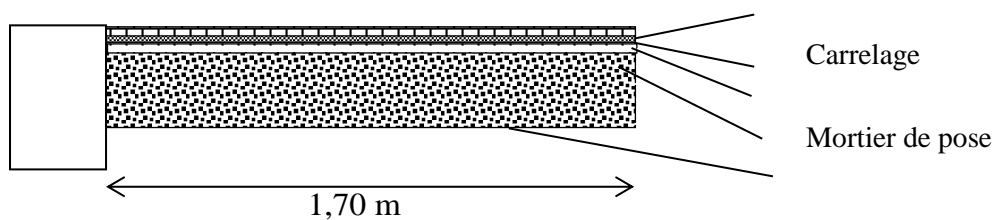


Figure IV.5 : Coupe de balcon.

**IV.3.2. Descente de charges du balcon :**

$L = 1.70m$ ,  $e = 18 \text{ cm}$

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1- Carrelage (ardoise)</b>	0.02	27	0.54
<b>2- Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>3- Sable fin</b>	0.02	18	0.36
<b>4- Dalle Pleine</b>	0.16	25	4.00
<b>5- Enduit en ciment</b>	0.02	20	0.40

**Tableau IV.1 : Charges du plancher balcon.**

- Charges permanentes  $G_T = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- Charges d'exploitations  $Q_T = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = G_1 \times 1,00 = 5,7 \times 1,00 = 570 \text{ daN/ml}$

- *Calcul de la charge due au poids du mur :*

$$P = G_m \times h$$

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

$$G_m = (90 + 135 + 2 \times 1,5 \times 18) = 279 \text{ daN/m}^2$$

- Avec 30% d'ouverture : .....  $274 \times 0.7 = 191.8 \text{ daN/m}^2$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3,4 - 0,18 = 3,22m \Rightarrow Q = 191,8 \times 3,22 = 628,87 \text{ daN/ml}$$

- *Surcharges d'exploitation :*

Balcon pour locaux à usage d'habitation  $\Rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$ .

Pour une bande de 1m de largeur :  $Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$ .

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

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

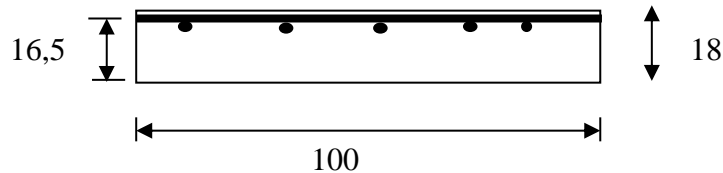
Donc ; on prendra  $\phi = 10\text{mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right)\text{mm} = 15\text{mm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

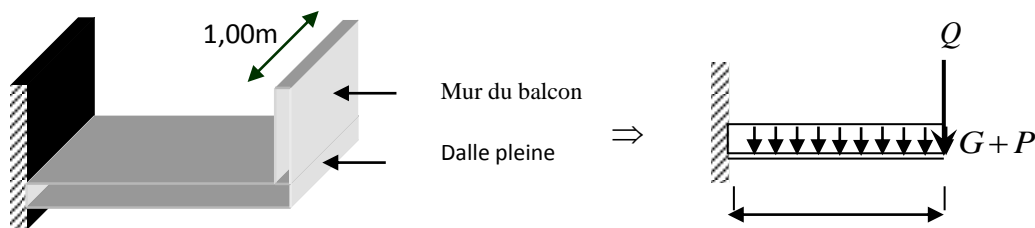
$$d = h_d - C = 18 - 1,5 = 16,5\text{cm}$$



**Figure IV.6 :** Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Moment fléchissant :**

▪ Sens x-x



**Figure IV.7 :** Schéma statique du balcon.

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{aligned} M_u &= -[1,35G + 1,5Q] \frac{l^2}{2} - 1,35P \cdot l \cdot 1,00 \\ &= -[1,35 \cdot 570 + 1,5 \cdot 350] \frac{1,70^2}{2} - 1,35 \cdot 628,87 \cdot 1,70 \\ &= -3313,80 \text{ daNm} \end{aligned}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\begin{aligned} M_s &= -[G + Q] \frac{l^2}{2} - P \cdot l \cdot 1,00 = -[570 + 350] \frac{1,70^2}{2} - 628,87 \cdot 1,70 \cdot 1,00 \\ &= -2398,48 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

**IV.3.3. Calcul du ferrailage :**✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = -3313,80 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{33138}{14,17 \cdot 100 \cdot (16,5)^2} = 0,085$$

$$0,085 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,955$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{33138}{348 \cdot 0,955 \cdot 16,5} = 6,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 6,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7T12/\text{ml} \longrightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(e = 15 \text{ cm})$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_s = -2398,48 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{3313,8}{2398,48} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,082 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - Fissuration peu préjudiciable
  - Aucune vérification pour  $\sigma_s$
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,04}{4} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max} = (1,35G + 1,5Q) \cdot L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 570 + 1,5 \times 350) \times 1,7 + 1,35 \times 628,87$$

$$T_{\max} = 3049,62 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{30496,2}{(100 \times 16,5) \times 100} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### IV.3.4. Vérification de la fleche :

➤ *Condition de la fleche ( B.7.5 BAEL 1 ) :*

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ *Vérification si la fleche est nécessaire :*

$$\frac{18}{170} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,105 > 0,05 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{6,04}{100 \times 16,5} = 0,0036 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

➤ *Conclusion :*

le calcul de la fleche n'est pas nécessaire.

*Remarque :*

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

#### IV.3.5. Le contre poids :

➤ *Calcul du contre poids*

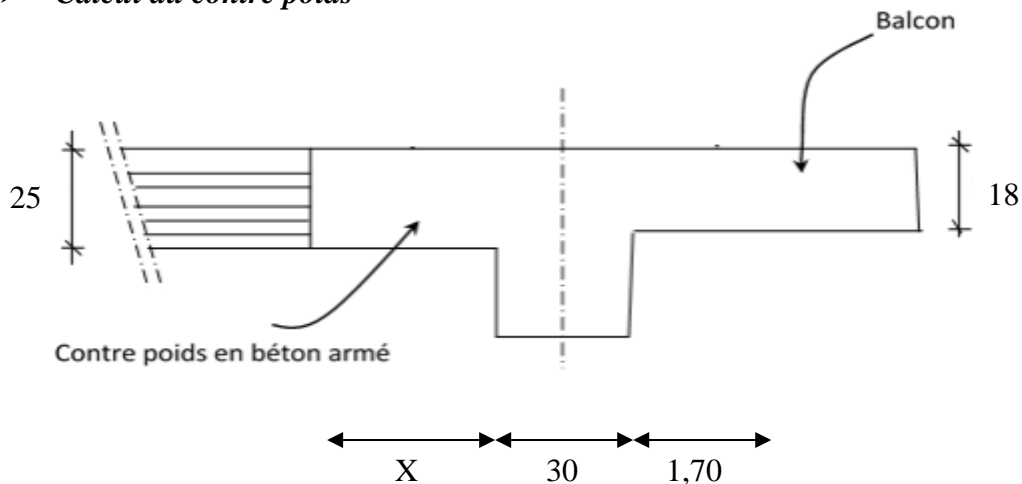


Figure IV.8 : Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir :  $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} \Rightarrow L \times l_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'où :

$$X = \frac{L \times l_1 \times e_{\text{balcon}}}{l \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1,7 \times 1,00 \times 0,18}{1,00 \times 0,25} = 1,22 \text{ m}$$

#### IV.3.6. Dessin de ferrailage :

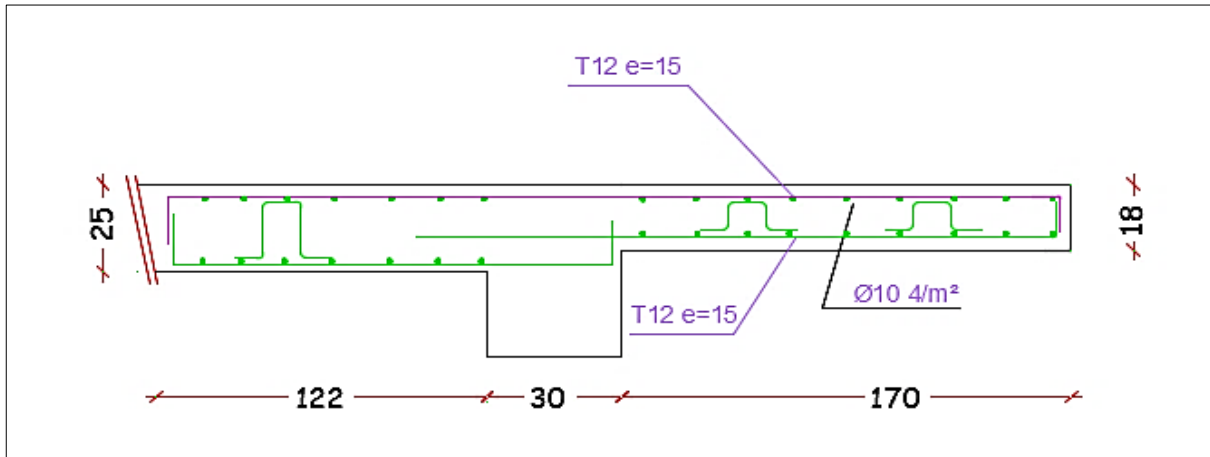


Figure IV.9 : Dessin de ferrailage du balcon

### IV.4. Escaliers

#### IV.4.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements .....).

Les escaliers se composent de :

- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- ✓ Palier d'arrivée : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ✓ Paillasse : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ✓ La marche c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche.
- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche.

Dans notre projet on a 1 seul type d'escaliers : escaliers à paillasse porteuse.

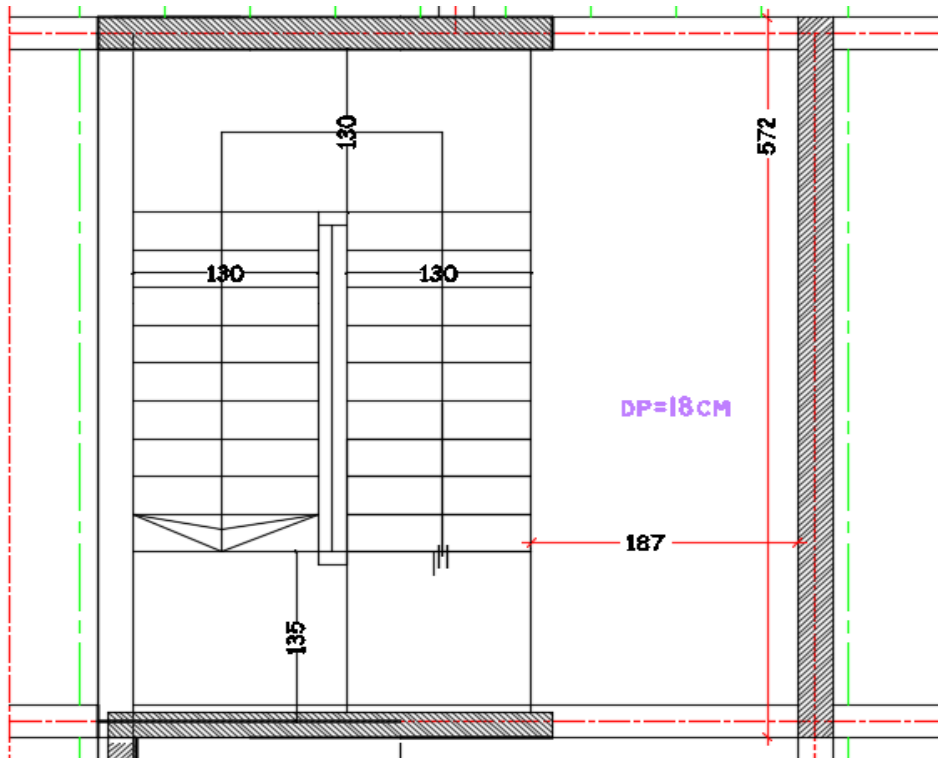


Figure IV.10 : Cage d'escalier

**IV.4.2. Prédimensionnement :**

❖ *Type 1 (escaliers des étages courants) :*

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de "BLONDEL"

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$g+2h = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$g = \frac{L}{n-1} \dots\dots\dots (3)$$

$$h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

he : la hauteur d'étage. (3,40 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$H = \frac{he}{2} = 170 \text{ cm} ;$$

$$L=270 \text{ cm}.$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

$$L/(n-1) + 2 \times H \div n = 64$$

$$\text{Et puis : } 64 n^2 - n (64 + L + 2H) + 2H = 0$$

$$\text{Donc l'équation devient : } 64n^2 - 672n + 340 = 0$$

Ceci implique :

$$\Delta = B^2 - 4AC = 672^2 - 4 \times 64 \times 340 = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = 603.77$$

$$n = (672 + 603.77) / (2 \times 64) = 9.96 = 10$$

Donc :

$$n = 10 \text{ (contre marches)}$$

$$n-1 = 9 \text{ (marches)}$$

$$h = H/n = 170/10 = 17 \text{ cm}$$

$$g = 270/9 = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

**1. Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

**2. La longueur de la paillasse :**

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,70^2 + 2,7^2} = 3,19 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 3,19 + 1,30 + 1,35 = 5,84 \text{ m}$$

➤ *Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse) :*

**Condition de résistance :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{584}{30} < e < \frac{584}{20} \Rightarrow 19.46 < e < 29.2 \text{ (cm)}$$

On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$  (paillasse et palier)

## IV.4.3. Descente de charges :

➤ *Paillasse :*

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B. A	$2500 \times \frac{0,2}{\cos \alpha} =$		574,7
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} = 18 \times \frac{1,5}{\cos 29,54^\circ}$		31,03
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0,17}{2}$		187
<b>G = 980,73 daN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q = 250 daN/m<sup>2</sup></b>			

Tableau IV.2 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

➤ *Combinaisons fondamentales :*

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 980,73 + 1,5 \times 250 = 1698,98 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1698,98 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 980,73 + 250 = 1230,73 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 1230,73 \text{ daN /ml.}$$

**Palier :**

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$e$ (m)	$G$ (daN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	0,2	500
$G = 647 \text{ daN/m}^2$			
$Q = 250 \text{ daN/m}^2$			

**Tableau IV.3 :** Charges permanentes et surcharges du palier.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 647 + 1,5 \times 250 = 1248,45 \text{ daN/m}^2.$$

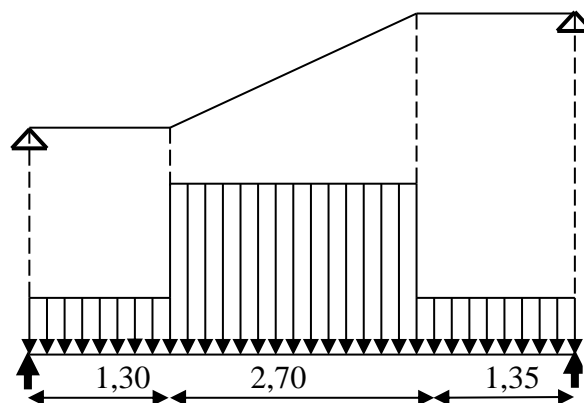
$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1248,45 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 647 + 250 = 897 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 897 \text{ daN /ml.}$$

#### IV.4.2 Détermination des sollicitations

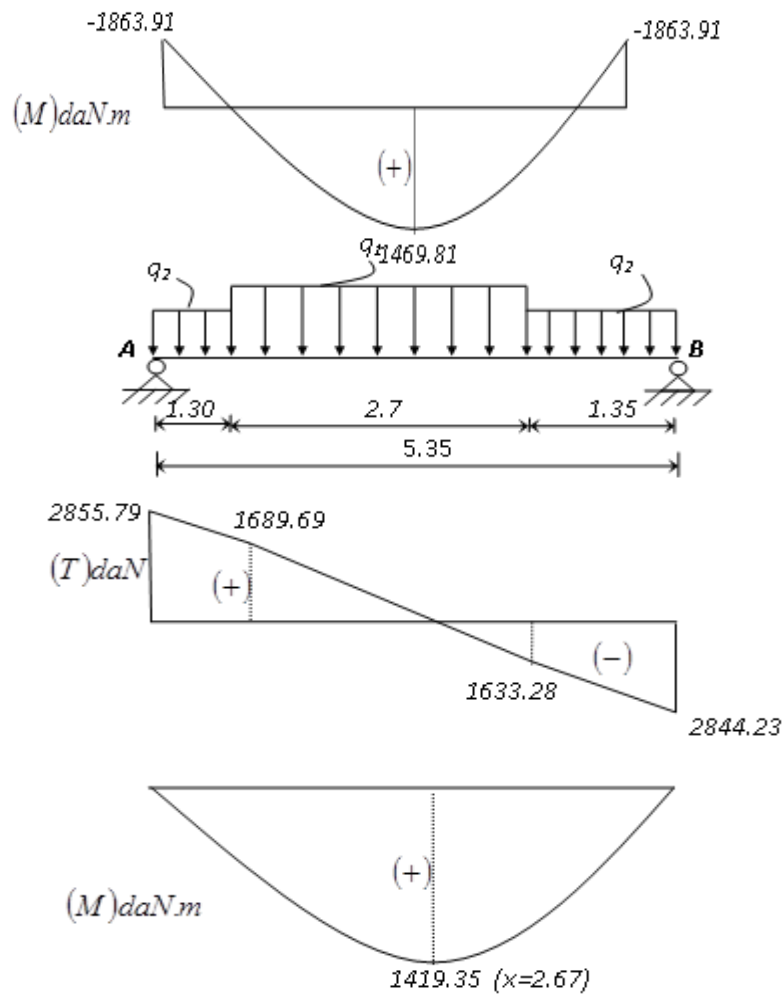


**Figure IV.11** Schéma statique de l'escalier (Paillasse porteuse)

x (m)	Réaction (daN)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)	$T_{max}$ (daN)	$M_{max}$ (daN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.5M_0$ )	Moment en travée ( $M_t=0.75M_0$ )
1	3953.69	3953.69	3727.83	3953.69	3727.83	1863.91	2795.87
1.30	-	2332.64	-359.54				
2.672	-	-	-1960.85				
4	-	-2254.61	-464.87				
5.35	3938.11	-3940.02	3716.50				

**Tableau IV.4** Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

**Remarque :** les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.5M_0$  qui conduit à un moment réduit en travée :  $M_t = 0.75M_0$

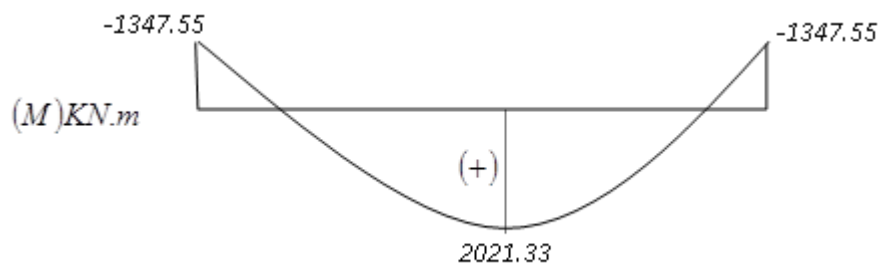


**Figure IV.12 :** Diagrammes des sollicitations

x (m)	Réaction (daN)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)	T <sub>max</sub> (daN)	M <sub>max</sub> (daN.m)	Moment en appuis (M <sub>a</sub> =0.5M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.75M <sub>0</sub> )
0	2855.79	2855.79	2695.11	2855.79	2695.11	1347.55	2021.33
1,30	-	1689.69	-259.45				
2,70	-	0	-1419.35				
4	-	-1633.28	-335.61				
5,35	2844.23	-2844.23	2686.71				

**Tableau IV.5** Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

**Remarque :** les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.5M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.75M_0$



**Figure IV.13 :** Diagramme des moments retenus ELS

**Conclusion :**

(E.L.U) :	(E.L.S) :
Mt max= 2795.87 daN.m	Mt max= 2021. 33daN.m
Ma max= 1863. 91daN.m	Ma max= 1347.55 daN.m
Tmax = 3953.69 daN	Tmax = 2855.79 daN

## IV.4.5 Calcul de ferrailage

## a. E.L.U

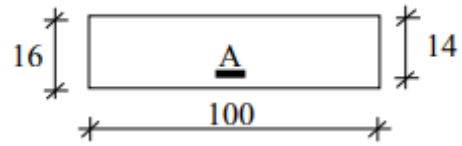
## a.1 En travée

$$M_t = 2795.87 \text{ daN}$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{27958,7}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0.0608 \text{ cm}^2.$$

$$U = 0.0608 < \mu_1 = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc ( $A'$ ) n'existe pas.



$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,078$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,969$$

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

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27958,7}{348 \times 0,969 \times 18} = 4,60 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(4,60 ; 2,17) = 4,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(4.20; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{6,79}{4} \Rightarrow A_r = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r : 5T8 \rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## a.2 En appui

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18639,15}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,0406$$

$$\mu = 0,0406 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow \hat{A}$  n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u \text{ max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18639,1}{348 \times 0,979 \times 18}$$

$$A_{\text{cal}} = 3,04 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_a^u = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

**a. E.L.S :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

**b.1 En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{2795,87}{1347,55} = 2,07$$

$$\alpha \leq \frac{2,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,785 > 0,04 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b.2 En appui :**

$$\alpha = 0,785 > 0,026 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification les efforts tranchants**

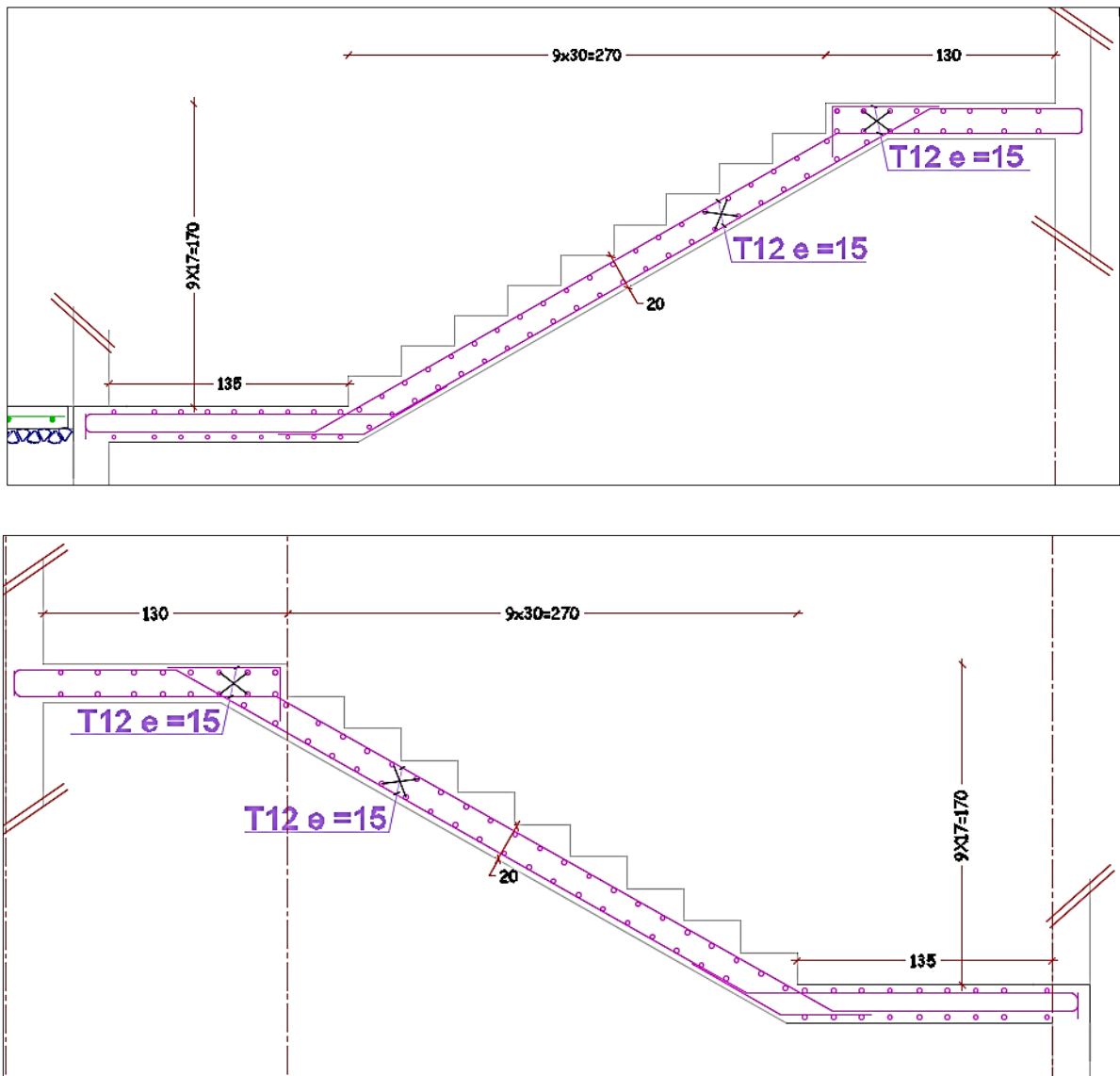
$$T_{max} = 3953.69 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100 \cdot b \cdot d} = \frac{395369}{100 \cdot 100 \cdot 18} = 0,21$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrillent constructivement avec T10 et  $\phi 8$ .



**Figure. IV.14 :** Dessin de ferrailage d'escalier

# **Chapitre V**

## **Etude sismique**

## V.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Oran qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structure pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

## V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Robot 13.

### V.2.1. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le tableau **(4.5 RPA99 version 2003)** avec  $(\beta = 0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25\text{kN/m}^3$ .

### V.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot 13** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ **Présentation du logiciel :**

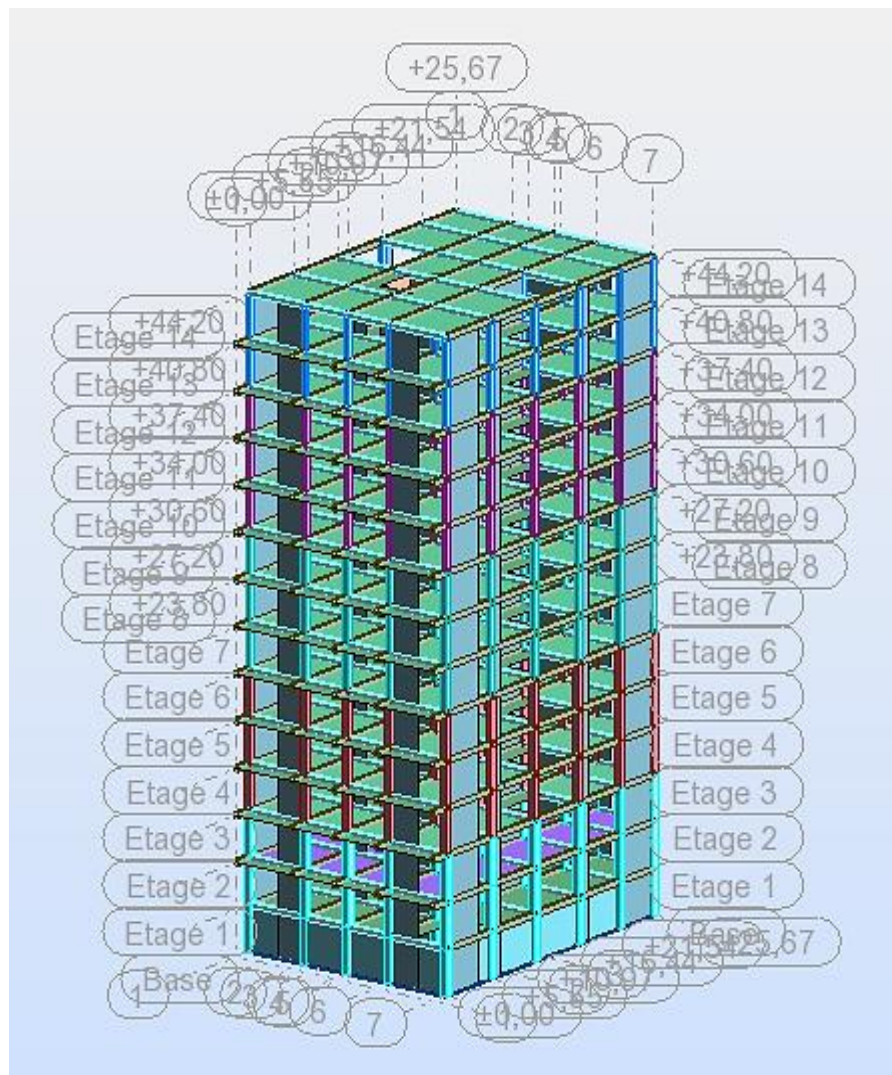
« Robot » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes  $\sigma$ ...).

➤ **Etape de modélisation :**

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta ; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).



**Figure V.1 :** Modélisations en 3D par ROBOT.

➤ **Détermination des charges :**

Pour notre structure, on a trois types :

• **Charge permanente  $G$  :**

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

• **Charge d'exploitation  $Q$  :**

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

• *Les forces sismiques E :*

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

➤ Déterminations des combinaisons

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + 0,2Q$

### V.3. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### V.3.1. *La Méthode statique équivalente :*

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

**Avec :**

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

➤ **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003) /3.5.1. a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
3. 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.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003) /3.5.1. b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

### V.3.2. Les méthodes dynamiques :

#### V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

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 applicable.

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

#### ➤ Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ➤ Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=13)

$K \geq 3\sqrt{11} \longrightarrow K \geq 10$  modes.

#### V.3.2.2. Interprétation des résultats :

#### ➤ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3)**

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

**Avec :**

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya d'Oran).
  - Groupe d'usage : 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne).
- } => A= 0.15

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

**Avec :**

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2 RPA99 version 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense  $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble ( $S_3$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.50$  s (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

#### V.4. Calcul de la résultante des forces

- *Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :*

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min ( T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} )$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 44,2 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 18,56 \text{ m}, D_y = 25,67 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (44,2)^{3/4} \Rightarrow T = 0,86\text{s}$$

$$T''_x = 0.09 \frac{44,2}{\sqrt{18,56}} = 0,92\text{s}$$

$$T''_y = 0.09 \frac{44,2}{\sqrt{25,67}} = 0,78\text{s}$$

$$T_x = \min (0,86; 0,92) = 0,86\text{s}$$

$$T_y = \min (0,86; 0,78) = 0,78$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5 \div 0,86)^{2/3} = 1,54$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 (0,5 \div 0,78)^{2/3} = 1,64$$

- Coefficient de comportement  $R$  :

Portiques contreventés par des voiles =>  $R = 4$  [RPA99 (version2003) /tableau 4.3]

- Facteur de qualité  $Q$  :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non ".

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,3	0,3

**Tableau V.1** : Valeurs des pénalités  $P_q$

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$$Q = 1 + 0,3 = 1,3$$

- Calcul du poids de la structure  $W$  :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots \dots \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

$W_i$  : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

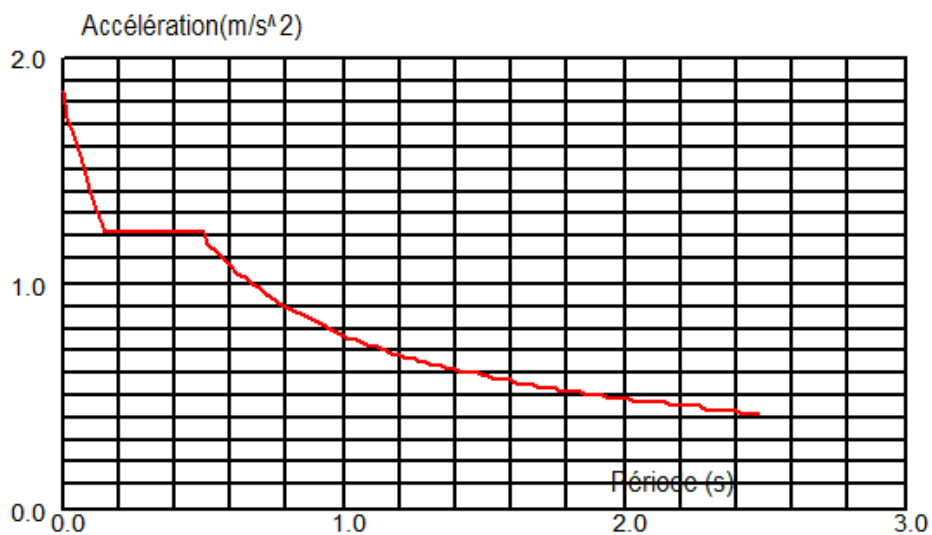
$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

### V.5. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Représentation graphique du spectre de réponse :**



**Figure V.2 :** Spectre de réponse.

$S_a / g$  : Accélération spectrale

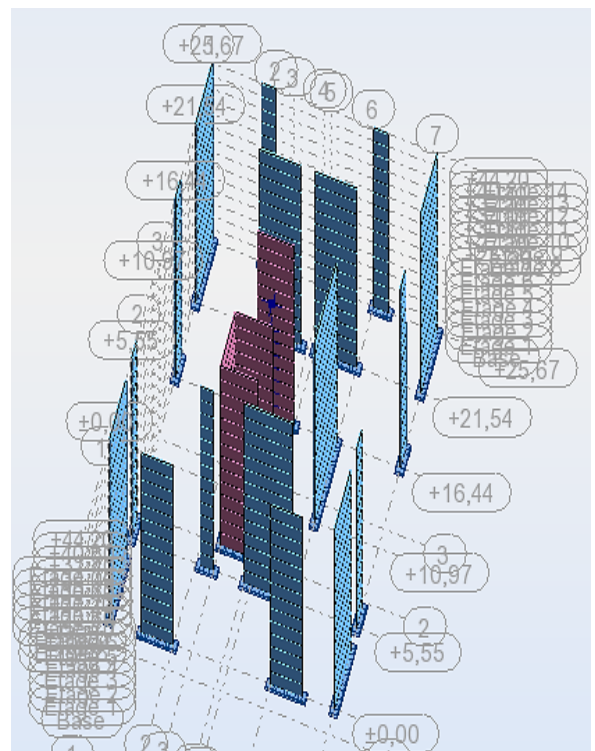
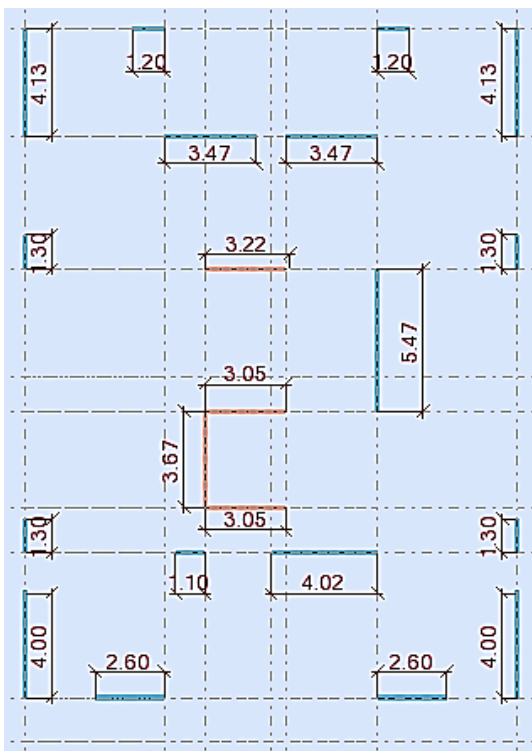
$g$  : accélération de la pesanteur.

$T$  : Période fondamentale de la structure.

### V.6. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel Robot 2013, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### V.6.1. La disposition des voiles :



**Figure V.3 :** Disposition des voiles du contreventement

*Caractéristiques dynamique propres :*

Mode	Période	Masse modale U <sub>x</sub> (%)	Masse modale U <sub>y</sub> (%)	Nature	Masses cumulées U <sub>x</sub>	Masses cumulées U <sub>y</sub>
<b>1</b>	<b>1,10</b>	<b>65,06</b>	<b>1,65</b>	<b>Trans x</b>	65,06	1,65
<b>2</b>	<b>1,02</b>	<b>1,22</b>	<b>60,31</b>	<b>Trans y</b>	66,28	61,96
<b>3</b>	<b>0,90</b>	<b>0,95</b>	<b>4,20</b>	<b>Torsion</b>	67,23	66,16
<b>4</b>	0,30	16,19	0,04	/	83,42	66,20
<b>5</b>	0,26	0,02	14,03	/	83,44	80,22
<b>6</b>	0,25	0,00	2,81	/	83,45	83,04
<b>7</b>	0,14	6,04	0,00	/	89,48	83,04
<b>8</b>	0,12	0,01	2,90	/	89,49	85,94
<b>9</b>	0,12	0,00	3,79	/	89,49	89,73
<b>10</b>	0,10	0,00	0,00	/	89,49	89,74
<b>11</b>	0,10	0,01	0,01	/	89,50	89,75
<b>12</b>	0,09	0,59	0,00	/	<b>90,09</b>	89,75
<b>13</b>	0,09	0,78	0,00	/	90,86	89,75
<b>14</b>	0,09	1,72	0,00	/	92,58	89,75
<b>15</b>	0,08	0,07	0,00	/	92,65	89,75
<b>16</b>	0,08	0,00	0,01	/	92,65	89,76
<b>17</b>	0,08	0,00	0,00	/	92,65	89,76
<b>18</b>	0,08	0,00	0,00	/	92,65	89,76
<b>19</b>	0,08	0,00	0,00	/	92,65	89,76
<b>20</b>	0,07	0,00	0,04	/	92,65	89,81
<b>21</b>	0,07	0,00	0,44		92,65	<b>90,24</b>

**Tableau V.2 :** Période et facteurs de participation massique.

- **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,10$ s.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 21<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

- **Vérification de la période :** (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,86 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{stat}} = 1,3 \times 0,86 = 1,10 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.7. La résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_{\text{dyn}} < 0,8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacement ; moment...) dans le rapport  $V/V_{\text{dyn}}$ .

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\text{Soit : } \frac{ADQ}{R} W$$

**Remarque :**

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Robot** :

$$W = 72852,088 \text{ KN}$$

Avec :

$$A = 0,15; R = 4; Q_x = Q_y = 1,30; D_x = 1,54; D_y = 1,64$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} W = 5465,65 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0,8 V_x = 4372,52 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} W = 5794,27 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0,8 V_y = 4635,42 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel Robot on a :

- **Sens x-x :**

$$V_d = 4632,04 \text{ KN} > 80\% V_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens-y-y :**

$$V_d = 4941,96 \text{ KN} > 80\% V_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.8. Calcul et vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ )

$\delta_k$  : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par **Robot**

Déplacement relatif admissible (toléré) :  $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où :  $h_k$  représente la hauteur de l'étage.

*Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant*

Niveau	$h_k$ [mm]	$\delta_k$ [mm]		$\Delta_k$ [mm]		Vérification
		Sens-x	Sens y	Sens x	Sens-y	
12 <sup>eme</sup>	3400	38,472	39,38	18,22	0,216	< $\Delta_r$ adm=34 mm
11 <sup>eme</sup>	3400	20,252	39,164	9,72	0,036	< $\Delta_r$ adm=34 mm
10 <sup>eme</sup>	3400	10,532	39,128	0,072	0,92	< $\Delta_r$ adm=34 mm
9 <sup>eme</sup>	3400	10,46	38,208	0,076	0,04	< $\Delta_r$ adm=34 mm
8 <sup>eme</sup>	3400	10,384	38,168	0,152	1,148	< $\Delta_r$ adm=34 mm
7 <sup>eme</sup>	3400	10,232	37,02	0,136	0,04	< $\Delta_r$ adm=34 mm
6 <sup>eme</sup>	3400	10,096	36,98	0,316	0,8	< $\Delta_r$ adm=34 mm
5 <sup>eme</sup>	3400	9,78	36,18	0,168	0,372	< $\Delta_r$ adm=34 mm
4 <sup>eme</sup>	3400	9,612	35,808	0,736	2,42	< $\Delta_r$ adm=34 mm
3 <sup>eme</sup>	3400	8,876	33,388	0,116	4,076	< $\Delta_r$ adm=34 mm
2 <sup>eme</sup>	3400	8,76	29,312	1,664	5,532	< $\Delta_r$ adm=34 mm
1 <sup>er</sup>	3400	7,096	23,78	17,98	6,512	< $\Delta_r$ adm=34 mm
RDC	3400	10,884	17,268	15,912	9,344	< $\Delta_r$ adm=34 mm
S-sol	3400	5,028	7,924	5,028	7,924	< $\Delta_r$ adm=34 mm

**Tableau V.3** : Déplacements relatifs de tous les niveaux.

### V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

**Avec :**

$W_i$  : Poids propre de l'étage ;

$h_i$  : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

$V_t$  : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0.07 T. V \text{ Si } T > 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_x = 0,86 \text{sec} > 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{xt} = \mathbf{329,032 \text{ KN. s}}$$

$$F_T = 0.07 T. V \text{ Si } T > 0.7 \text{sec} \longrightarrow T_y = 0,78 \text{sec} > 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{yt} = \mathbf{316,367 \text{ KN. s}}$$

**Remarque :**

- ✓ Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .
- ✓ Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	$h_K$ [cm]	$P_K$ [kN]	$V_{Kx}$ [kN]	$V_{Ky}$ [kN]	$\Delta x$ [cm]	$\Delta y$ [cm]	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
12 <sup>eme</sup>	340	4572,64	664,23	670,77	1,073	0,977	0,00217	0,00196	Vérifiée
11 <sup>eme</sup>	340	13980,3	1201,54	1228,78	1,065	0,973	0,00364	0,00326	Vérifiée
10 <sup>eme</sup>	340	28305,4	1625,42	1665,95	1,061	0,97	0,00543	0,00485	Vérifiée
9 <sup>eme</sup>	340	47571,8	1977,43	2017,64	1,056	0,949	0,00747	0,00658	Vérifiée
8 <sup>eme</sup>	340	71779,6	2278,23	2320,35	1,045	0,946	0,00968	0,00861	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	340	101021	2541,97	2599,61	1,02	0,914	0,01192	0,01045	Vérifiée
6 <sup>eme</sup>	340	135322	2780,69	2854,8	1,005	0,9	0,01438	0,01255	Vérifiée
5 <sup>eme</sup>	340	174684	3006,26	3082,53	0,957	0,884	0,01636	0,01473	Vérifiée
4 <sup>eme</sup>	340	219208	3221,06	3290,48	0,957	0,831	0,01916	0,01628	Vérifiée
3 <sup>eme</sup>	340	268923	3414,21	3482,1	0,911	0,815	0,0211	0,01851	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	340	323830	3582,3	3653,84	0,858	0,73	0,02281	0,01903	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	340	384039	3724,07	3794,06	0,724	0,593	0,02196	0,01765	Vérifiée
RDC	340	449667	3820,88	3884,77	0,513	0,431	0,01776	0,01467	Vérifiée
S-sol	340	521282	3859,41	3919,08	0,248	0,198	0,00985	0,00775	Vérifiée

**Tableau V.4:** Vérification de l'effort P- $\Delta$ .

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$  l'effet P- $\Delta$  est négligeable.

Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions.

### V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

# **Chapitre VI**

## **Etude des portiques**

## VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cet effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

## VI.2. Ferrailage des portiques

### VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées comme suit :

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitations.
- E : Efforts sismiques

#### ➤ *Combinaisons prises en compte :*

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

#### ➤ *Pour les poutres et poteaux :*

$$1,35G + 1,5QG + Q \left. \vphantom{1,35G + 1,5QG + Q} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0,8G \pm E_x \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « **ROBOT** ».

**VI.2.2. Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x45) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30x40) cm<sup>2</sup>.

➤ **Ferrailage réglementaire :**

*Recommandation du [RPA99/V2003]*

**a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]**

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone IIa,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40  $\emptyset$  pour la zone IIa.

**Avec :**

B = la section de la poutre.

**b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

**Avec :**

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \quad \text{ou} \quad S = \min (h/4 ; 12\emptyset)$$

- En dehors de la zone nodale :  $s \leq \frac{h}{2}$  ou  $S = \frac{h}{2}$

*Règlement [BAEL91/Article6.1]*

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

➤ *Les sollicitations des poutres :*

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
<b>Poutre principale</b>	99,55	-174,21	71,65	-125,23	137,51	-172,31	179,82
<b>Poutre secondaire</b>	73,90	-131,86	53,77	-95,53	126,55	-127,90	147,79

**Tableau VI. 1 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

**1. Armatures longitudinales :**

• *Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :*

- *Poutres principales :*  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- *Poutres secondaires :*  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

**2. Armatures transversales :**

• *Conditions imposées par le BAEL.91 :*

- *Poutres principales :*  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 45 = 1,63 \text{ cm}^2$
- *Poutres secondaires :*  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40 = 1,45 \text{ cm}^2$

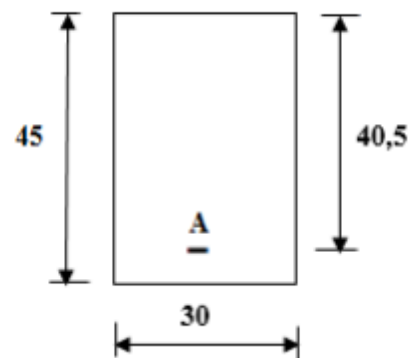
**Exemple de calcul :**

➤ *Ferraillage de la poutre principale (30×45) cm<sup>2</sup> :*

**a. En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 99,55 \text{ KN.m}$$



**Figure VI.1:** Section de calcul en travée.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{99550}{14,17 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Avec :  $d = h - \frac{h}{10} = 40,5 \text{ cm}$

$\mu < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,189$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,924$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{99550}{348 \times 0,924 \times 40,5} = 7,64 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 71,65 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{99,55}{71,65} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,14 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

**Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_t^{\text{Acc}} = 137,51 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{137510}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,151$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,151 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec :  $\delta_s = 1$  (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,205$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_t^{\text{Acc}} = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{137510}{400 \times 0,918 \times 40,5} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ *Choix des armatures :*

$$3T14+3T16 \longrightarrow A = 10,65 \text{ cm}^2$$

#### b. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -174,21 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174210}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,25$$

$$\mu = 0,25 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,366$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,854$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174210}{348 \times 0,854 \times 40,5} = 14,37 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -125,23 \text{ KN.m}$$

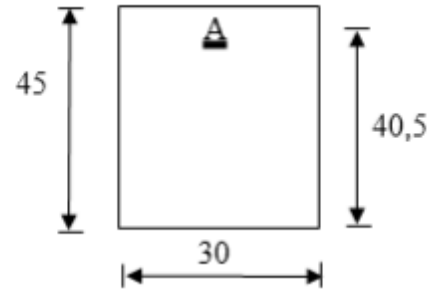


Figure VI.2 : Section de calcul en appuis.

Flexion simple  
Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$   
Acier FeE400  
Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{174,21}{125,23} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,25 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

**Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_a^{\text{Acc}} = -172,31 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{172310}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,189$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,189 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,264$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,894$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{172310}{400 \times 0,894 \times 40,5} = 11,89 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 14,37 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$6T14 + 3T16 \longrightarrow A = 15,27 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\text{max}} = 179,82 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis : [CBA93/A.5.1.3]**

$$T_u^{\text{max}} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

**Avec :**

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = 179820 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

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

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

**[Article CBA93/A.5.1.3.2] :**

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

$$A_l = 15,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[ 179820 + \frac{174210}{0,9 \times 40,5} \right] = 5,30 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

**[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{179820}{30 \times 40,5 \times 100} = 1,48 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \tau = 1,48 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

=> Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :**

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (1,48 - 0,3 \times 2,1)} = 14,81 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(36,45; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

**Selon le RPA99 (version 2003)**

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ **Vérification des armatures transversales :**

• **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

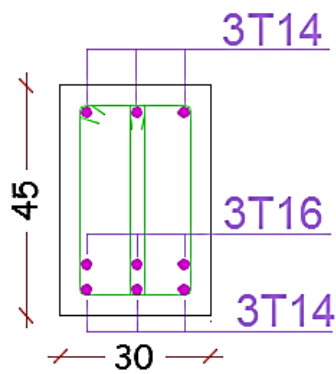
$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

**Longueur de recouvrement :**  $L_r = 40 \phi_{\max}$

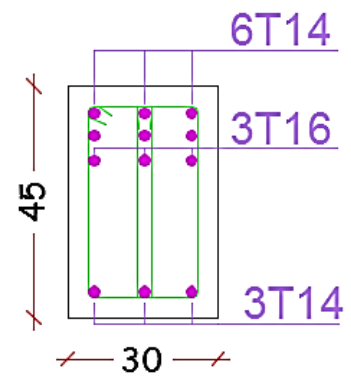
Types de poutres		A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Armatures choisies	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [Cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,63	6,75	9,24	3T14+3T16	10,65	56
	Appuis			14,37	6T14+3T16	15,27	56
Poutre secondaire	Travée	1,45	6	9,74	3T14+3T16	10,65	56
	Appuis			13,26	6T14+2T16	13,26	56

**Tableau VI.2 :** Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres trouvé par Robot expert.

**VI. 2.2.1 Dessin de ferrailage de la poutre principale :**



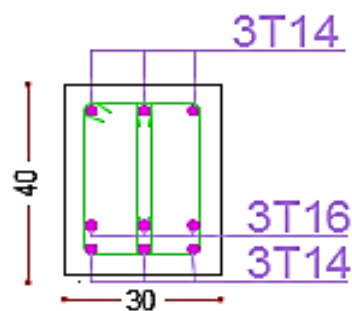
**En travée**



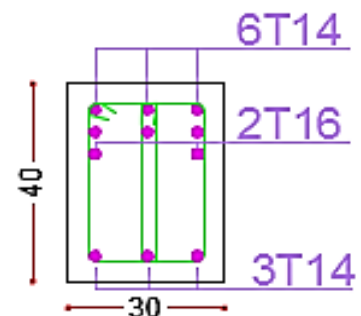
**En appuis**

**Figure VI.3 :** Dessin de ferrailage de la poutre principale.

**VI.2.2.2 Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :**



**En travée**



**En appuis**

**Figure VI.4 :** Dessin de ferrailage de la poutre secondaire.

### VI.2.5. Ferrailage des poteaux :

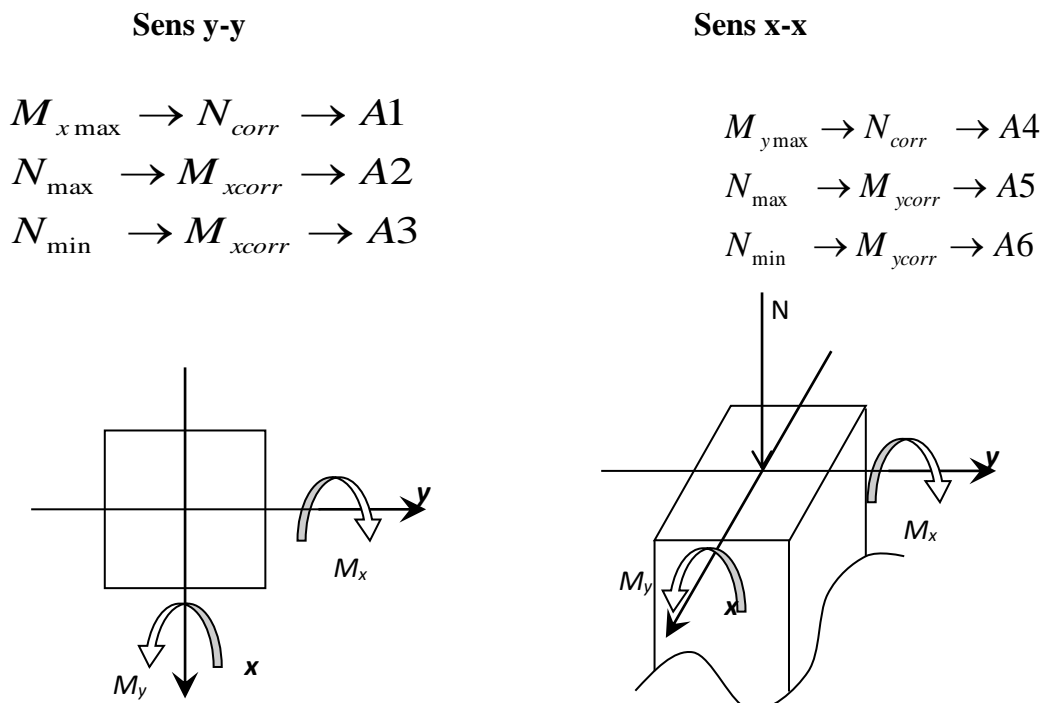
➤ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés

➤ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :



**Figure VI.5 :** Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel Robot sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G + Q \pm E$ ) et ( $0,8G \pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

**a) Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

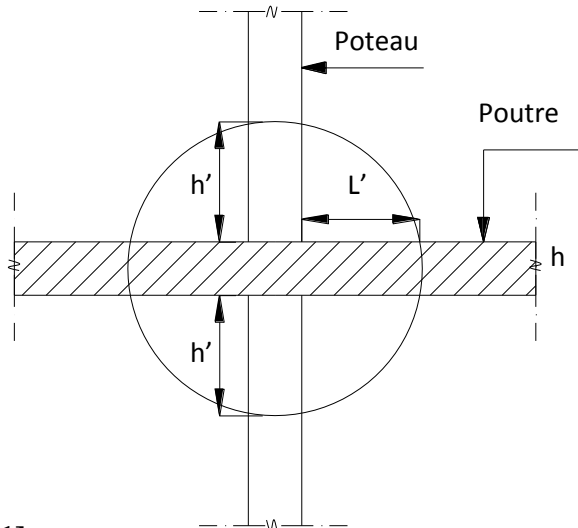
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante et
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - ✓  $40\phi$  en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- 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 :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

**Avec :**

- h: Hauteur de la poutre;
- b et a : Section d'un poteau;
- h<sub>e</sub>: Hauteur libre entre deux étages.



**Figure VI.6 : La zone nodale.**

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A<sub>l</sub> des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

**Avec :**

B : Section totale du poteau.

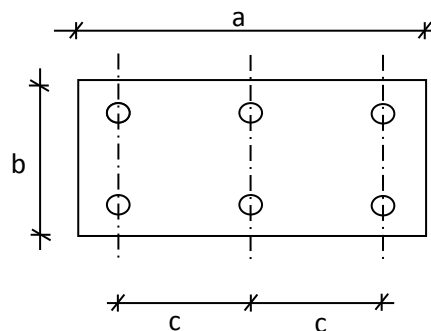
$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \quad \text{Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

**Avec :**

b : la petite côté du rectangle.



**b) Les armatures transversales :****➤ Conditions de RPA99 version 2003**

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant ;

$a$  : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$\delta_t$  : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$  (Zone II-a).

Zone courante :  $\delta_t \leq 15\phi_1$  (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

**Avec :**

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

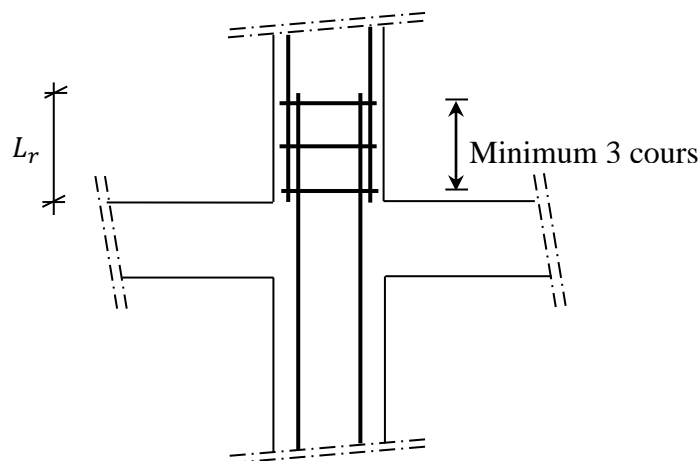
$$\delta_t = \min (15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

**Avec :**

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\varphi_{lmin}$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.



**Figure VI.7 :** Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

*Sollicitations de calcul :*

Combinaisons		Les efforts	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N <sub>max</sub> [KN]	2753,38	2225,70	1509,58	869,41	289,15
		M <sub>y cor</sub> [KN.m]	0,91	0,46	0,75	0,98	-1,00
		M <sub>z cor</sub> [KN.m]	36,13	24,97	11,24	-10,77	5,44
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	N <sub>cor</sub> [KN]	1182,58	883,49	649,21	165,53	91,10
		M <sub>y max</sub> [KN.m]	229,31	223,11	159,51	104,08	75,29
		M <sub>z cor</sub> [KN.m]	-12,26	-21,17	-19,10	-27,02	-20,49
	Cas 3	N <sub>cor</sub> [KN]	1144,71	473,91	595,36	267,08	64,55
		M <sub>y cor</sub> [KN.m]	-39,17	6,33	39,02	36,39	29,81
		M <sub>z max</sub> [KN.m]	92,43	169,25	121,88	107,95	111,10
	Cas 4	N <sub>min</sub> [KN]	-130,61	-92,25	50,00	100,23	25,33
		M <sub>y cor</sub> [KN.m]	96,89	100,62	106,07	87,98	-4,56
		M <sub>z cor</sub> [KN.m]	-15,28	-19,42	-19,49	-20,41	84,81

**Tableau VI.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations.

➤ **Calcul des armatures :**

Exemple de calcul : Poteau (60×60) cm

**c) Les armatures longitudinales :**

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 54 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm}$$

**1<sup>ère</sup> Cas :**

**Sens y-y :**

$$N = 2753,38 \text{ KN} \quad M = 0,91 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,91}{2753,38} = 0,00033 \text{ m} = 0,033 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure re à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2753380 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,17}{100 \times 348} = -72,94 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{60} = 11,30 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

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

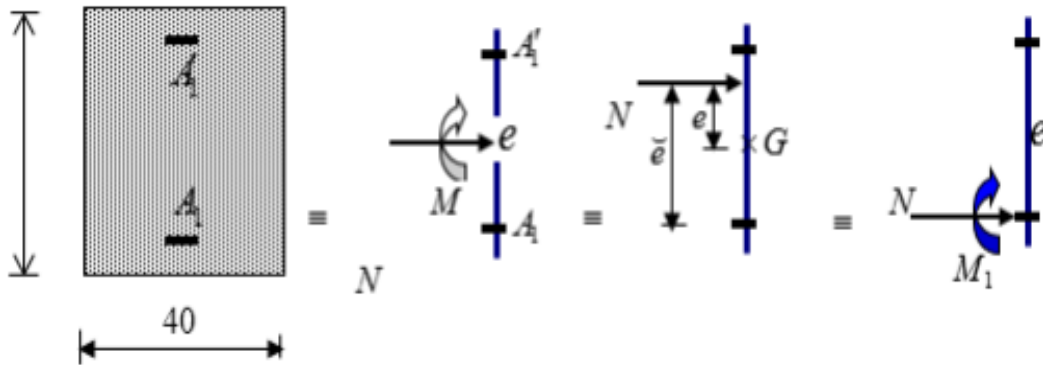
$$\frac{e}{h} = \frac{0,033}{60} = 0,00055 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{11,30}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2753,38 = 2\,808,44 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 57,09 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{57,09}{2\,808,44} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.8 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,17 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 783,544 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2\,808,44 \times 10^{-2}(54 - 6) - 57,09 = 375,53 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2\,808,44 \times 26 \times 10^{-2} = 730,19 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{730190}{14,17 \times 60 \times 54^2} = 0,3$$

$$\mu = 0,94 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{À n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,816$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{756870}{348 \times 0,816 \times 54} = 49,36 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 49,36 - \frac{2808440}{100 \times 348} = -31,34 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens x-x :**

$$N = 2753,38 \text{ KN} \quad M = 36,13 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36,13}{2753,38} = 0,0131 \text{ m} = 0,31 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2753380 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,17}{100 \times 348} = -67,46 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

**Avec :**

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 11,3 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

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

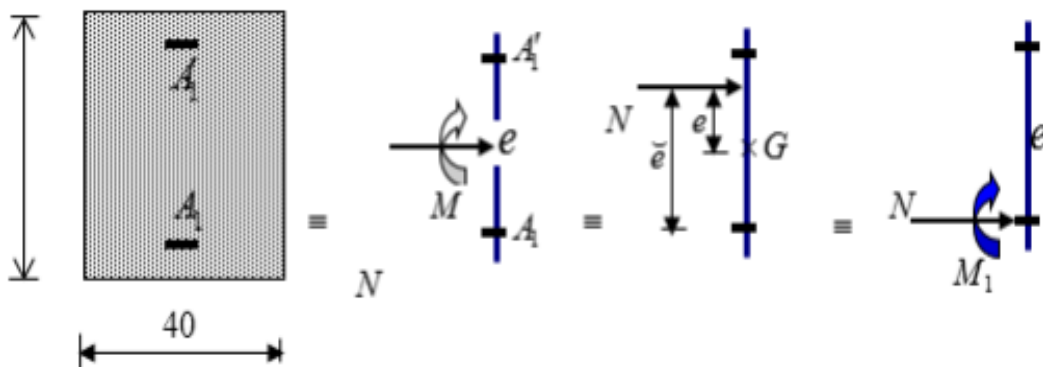
$$\frac{e}{h} = \frac{0,31}{60} = 0,0051 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{11,3}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2753,38 = 2\,808,44 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 64,87 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{64,87}{2\,808,44} = 0,023 \text{ m} = 2,3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.9 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,17 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 783,544 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2\,808,44 \times 10^{-2}(54 - 6) - 64,8 = 1\,283,18 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,3 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2\,808,44 \times 26,3 \times 10^{-2} = 738,61 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{738610}{14,17 \times 60 \times 54^2} = 0,3$$

$$\mu = 0,3 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,816$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{738610}{348 \times 0,816 \times 54} = 48,16 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 48,16 - \frac{2\,808\,440}{100 \times 348} = -32,54 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

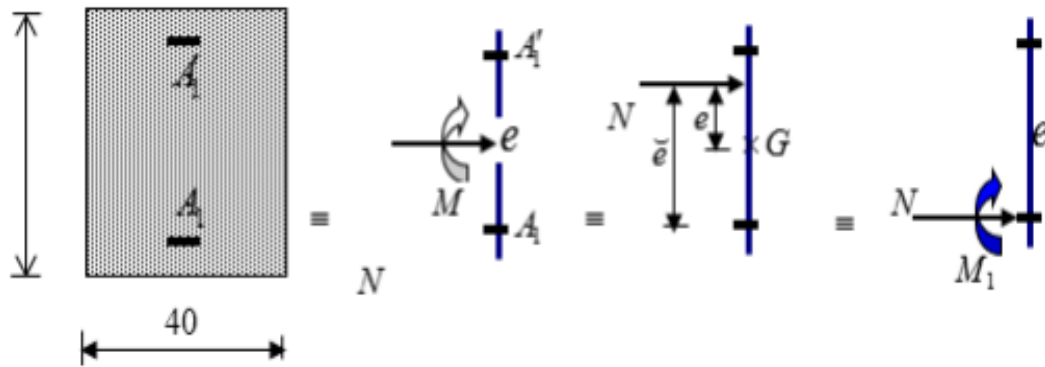
**2<sup>ème</sup> Cas :**

$$N = 1182,58 \text{ KN} \quad M = 229,31 \text{ kN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{229,31}{1182,58} = 0,193 \text{ m} = 19,3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.10 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 1\,021,870 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1182,58 \times 10^{-2}(54 - 6) - 512,05 = 55,5 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 19,3 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 43,3 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1182,58 \times 43,3 \times 10^{-2} = 512,05 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{512050}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,158$$

$$\mu = 0,158 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,216$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,914$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{512050}{400 \times 0,914 \times 54} = 25,93 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25,93 - \frac{1182580}{100 \times 400} = -3,63 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens x-x :**

$$N = 1182,58 \text{ KN} \quad M = -12,26 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,26}{1182,58} = 0,0103 \text{ m} = 1,03 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1182580 - 100 \times 60 \times 60 \times 18,48}{100 \times 400} = -136,75 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

**Avec :**

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{60} = 11,3 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

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

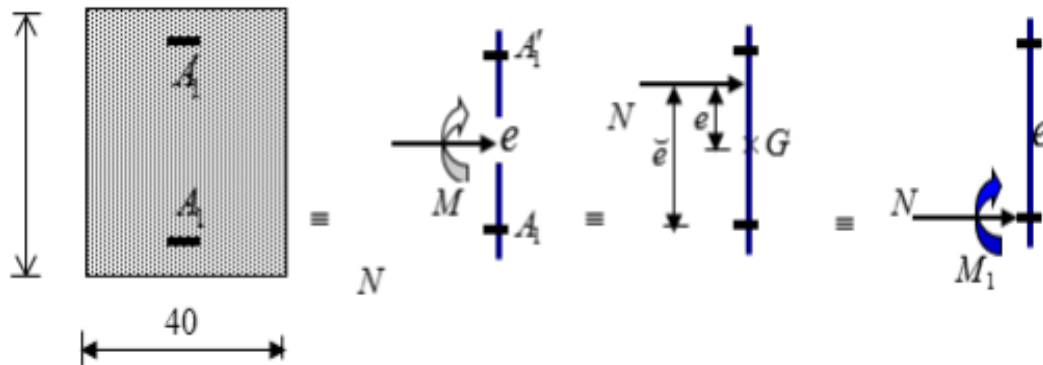
$$\frac{e}{h} = \frac{1,03}{60} = 0,0117 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{11,3}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1182,580 = 1206,23 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 36,54 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{36,54}{1206,54} = 0,0302 \text{ m} = 3,02 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.11 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 1021,870 \text{ kN.m}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1206,23 \times 10^{-2}(54 - 6) - 325,92 = 253,07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 27,02 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1206,23 \times 27,02 \times 10^{-2} = 325,92 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{325920}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,1$$

$$\mu = 0,1 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{325920}{348 \times 0,948 \times 54} = 18,29 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 18,29 - \frac{1182580}{100 \times 348} = -15,69 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

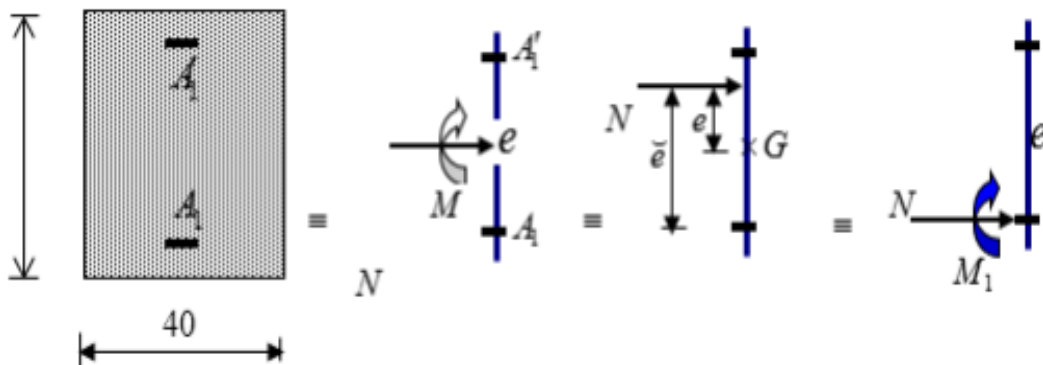
**3<sup>ème</sup> Cas :**

$$N = 1144,71 \text{ KN.M} = -39,17 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39,17}{1144,71} = 0,0342 \text{ m} = 3,42 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.12 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 1\,021,870 \text{ kN.m}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1167,60 \times 10^{-2}(54 - 6) - 512,05 = 55,5 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 3,42 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 27,42 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1167,60 \times 27,42 \times 10^{-2} = 320,15 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{320150}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,099$$

$$\mu = 0,099 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,130$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{320150}{400 \times 0,948 \times 54} = 15,63 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15,63 - \frac{1144710}{100 \times 400} = -12,98 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens x-x :**

$$N = 1144,71 \text{ KN} \quad M = 92,43 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{92,43}{1144,71} = 0,00807 \text{ m} = 0,8 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central  $\rightarrow$  On a une compression excentrée.

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1144710 - 100 \times 60 \times 60 \times 18,48}{100 \times 400} = -137,7 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ *Calcul de l'élanement :*

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

**Avec :**

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{60} = 11,3 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

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

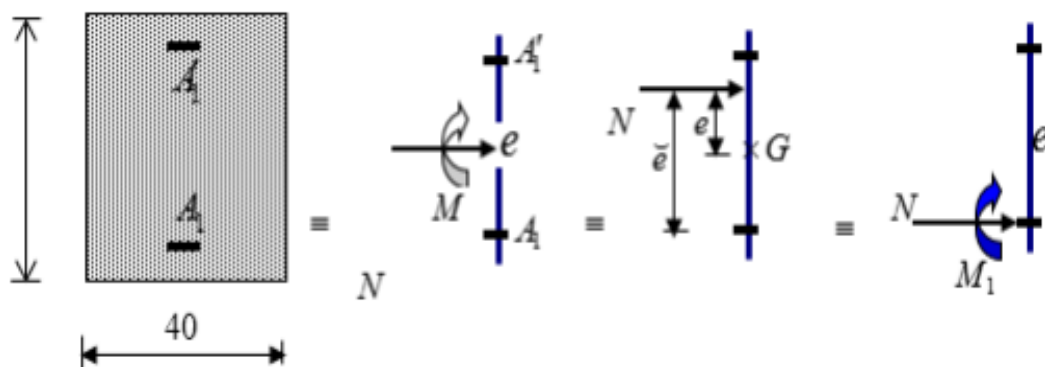
$$\frac{e}{h} = \frac{0,8}{60} = 0,0133 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{11,3}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1144,71 = 1167,60 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 32,69 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{32,69}{1167,60} = 0,0279 \text{ m} = 2,79 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure VI.13 :** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$5. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 1021,870 \text{ kN.kNm}$$

$$6. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1167,60 \times 10^{-2}(54 - 6) - 325,92 = 253,07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,79 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1167,60 \times 26,79 \times 10^{-2} = 312,8 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{312800}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,127$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,949$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{312800}{348 \times 0,949 \times 54} = 17,53 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17,53 - \frac{1144710}{100 \times 348} = -11,08 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**4<sup>émé</sup> Cas :****Sens x- x :**

$$N = -130,61 \text{ KN} \quad M = 96,89 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{96,89}{130,61} = 0,741 \text{ m} = 74,1 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif :  $M_F = N \times e$

➤ *Vérification de l'existence de A' :*

$$M_F = N \times e$$

**Avec :**

$$e_0 = e + \left( \frac{h}{2} - c \right) = 98,1 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 128,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{128120}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0497$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{128120}{400 \times 0,980 \times 54} = 6,05 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6,05 - \frac{128120}{100 \times 400} = 2,85 \rightarrow A_{FC} = 2,85 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y :**

$$N = -130,61 \text{ KN.m} \quad M = -15,28 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,28}{130,61} = 0,116 \text{ m} = 11,6 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif :  $M_F = N \times e$

➤ *Vérification de l'existence de A' :*

$$M_F = N \times e$$

Avec :

$$e_0 = e + \left( \frac{h}{2} - c \right) = 35,6 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 46,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{46490}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,0143$$

$$\mu = 0,0143 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0181$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{46490}{400 \times 0,993 \times 54} = 2,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2,16 - \frac{46490}{100 \times 400} = 0,1 \rightarrow A_{FC} = 0,1 \text{ cm}^2$$

➤ *Vérification de l'effort tranchant :*

$$T_u^{\max} = 2753,38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{275338}{60 \times 54 \times 10^2} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ *Diamètre des armatures transversales :*

$$\varnothing_1 \geq \frac{\varnothing_{L\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\varnothing_1 = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

➤ *Espacement des armatures transversales :*

**Suivant les règles BAEL 91**

$$\delta_t \leq \min (15\varnothing_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

**D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min (10\varnothing_1; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\varnothing_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ *Armatures transversales minimales :*

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{60} = 3,96$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 60 \times 10 = 3,3 \text{ cm}^2$$

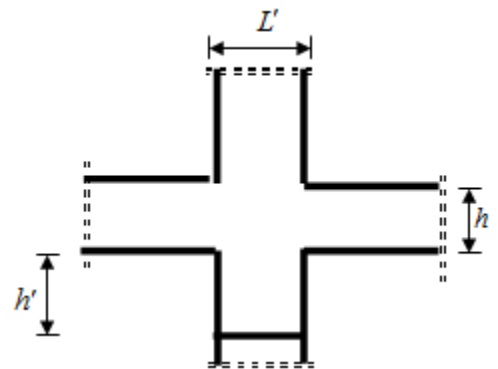
➤ *Détermination de la zone nodale :*

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 120 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \right) = \left( \frac{340}{6}; 60; 60; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_r = 40\varnothing_{l\max}$$



**Figure VI.14 :** La zone nodale.

➤ *Armatures minimales :*

$$\text{Selon le BAEL 91 : } A_{\min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right]$$

$$\text{Selon le RPA : } A_{\min} = 0,8\% B$$

Poteaux	Dimensions	$A_{BAEL} 0,2 \times \frac{b \times h}{100}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	$A_{RPA} 0,008 \times b \times h$
S-sol - 1 <sup>ère</sup> étage	(60x60)	7.2	9.6	28.8
2 <sup>ème</sup> étage - 4 <sup>ème</sup> étage	(55x55)	6,05	8,8	24,2
5 <sup>ème</sup> étage - 7 <sup>ème</sup> étage	(50x50)	5	8	20
8 <sup>ème</sup> étage - 10 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	4,05	7.2	16,2
11 <sup>ème</sup> étage - 12 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	3,2	6,4	12,8

**Tableau VI.4 :** Tableau récapitulatif des sections des poteaux selon le BAEL et le RPA/V2003.

**Remarque :**

Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel ROBOT EXPERT.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	A RPA [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A [cm <sup>2</sup> ] adopté	Recouvrement
(60x60)	14,2	28,8	8T20+2T16	29,15	96
(55x55)	12,6	24,2	4T20+6T16	24,63	96
(50x50)	10,8	20	4T20+4T16	21,61	84
(45x45)	9,6	16,2	4T20+4T14	18,73	84
(40x40)	15,6	12,8	4T16+4T14	14,20	84

**Tableau VI.5 :** Tableau récapitulatif de toutes les armatures des poteaux.

VI.2.3.1. Dessin de ferrailage des poteaux :

Ferrailage du poteau 1 (60× 60)

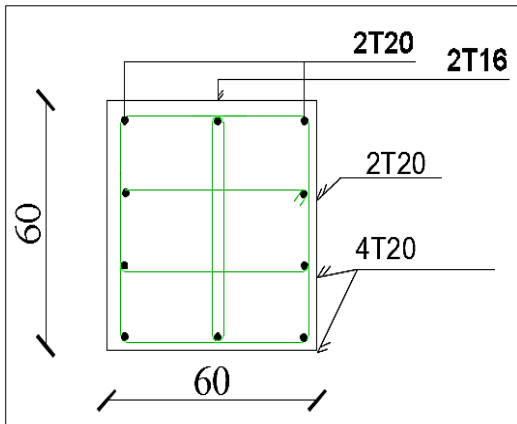


Figure IV.15 : Ferrailage du poteau (60× 60)

Ferrailage du poteau 2 (55× 55)

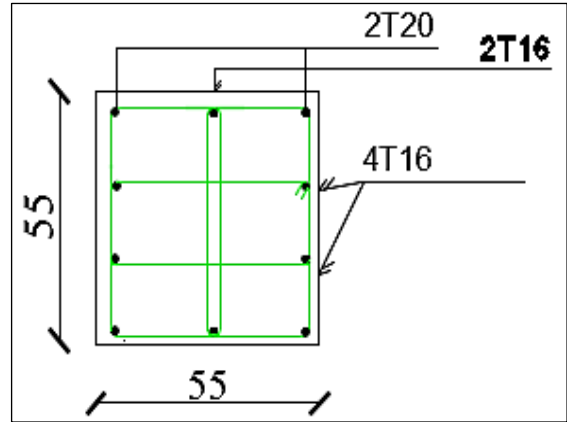


Figure IV.16 : Ferrailage du poteau (55× 55)

Ferrailage du poteau 3 (50× 50)

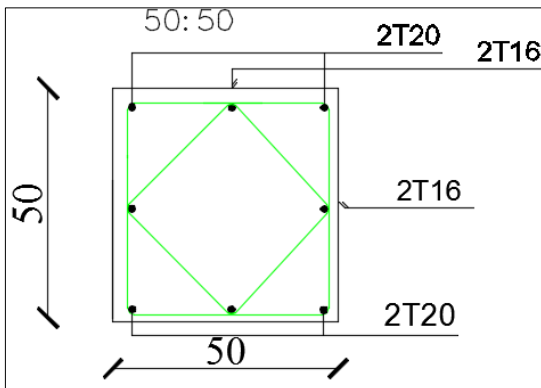


Figure IV.17 : Ferrailage du poteau 1 (50× 50)

Ferrailage du poteau 4 (45 × 45)

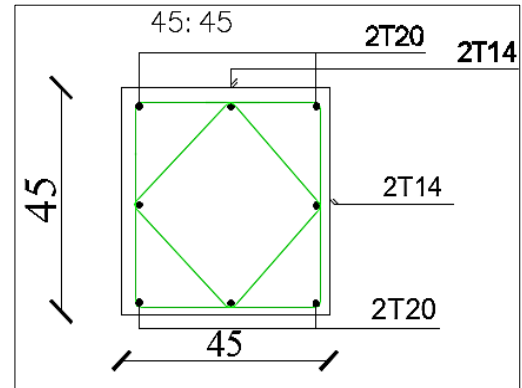


Figure IV.18 : Ferrailage du poteau (45× 45)

Ferrailage du poteau 5 (40 × 40)

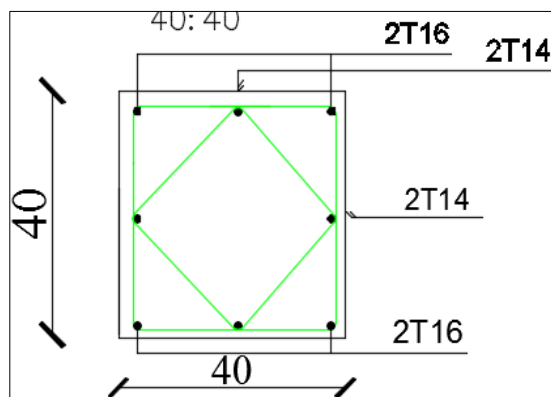


Figure IV.19 : Ferrailage du poteau (40×40)

**VI.3. Conclusion :**

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés le ferrailage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# **Chapitre VII**

## **Etude des voiles**

## VII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous-sol.

## VII.2. Les voiles de contreventement

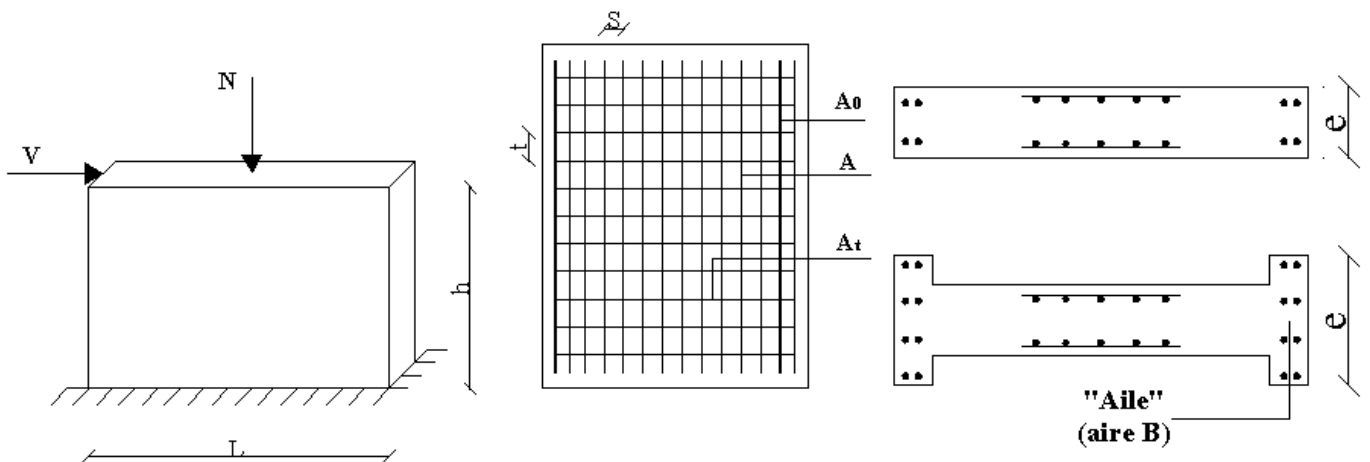
Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression  $N$  et des moments de flexion  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant  $V$ , issues des combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
  - $G \pm Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$
- } [RPA99/2003/V.5.2]

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

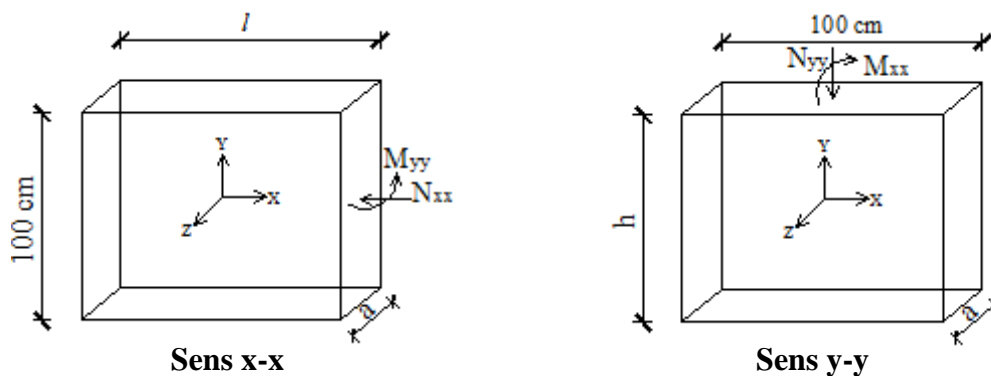
- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage  $\rho_H$
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).



**Figure VII.1 :** Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.

➤ **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicitées suivant deux sens, ils seront destinés à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant [RPA99/7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après [Article 7.7.1.1].



**Figure VII.2 :** Les sollicitations de calcul du voile.

➤ **Condition du RPA99 (version 2003) [7.7.4.1] :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile →  $AV \geq 4HA10$ .
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$  en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{L}{10} e$ .

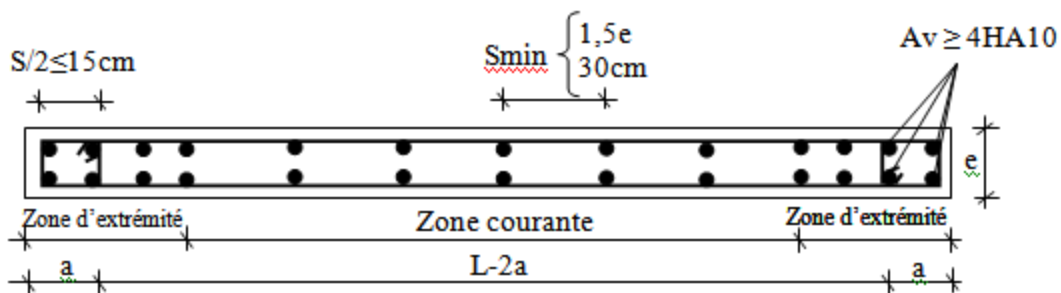


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Règles communes pour les armatures verticales et horizontales :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :
  - ✓ 0,15% de la section globale du voile
  - ✓ 0,10% en zone courante.
- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux :  $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Méthode de calcul :**

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

**Pour le calcul du ferrailage :**

**1<sup>er</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L}$ )

**2<sup>ème</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- La section des armatures verticales  $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_V \leq A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$  on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_V > A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$  on ferraille avec  $A_V$ .

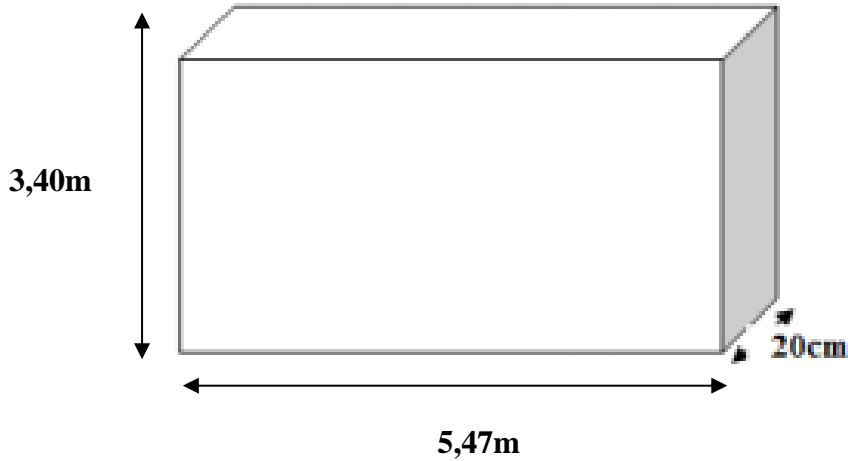
La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant :  
 $A_h = 0,15\% \text{ a.100 (1 ml)}$ .

**3<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule alors le volume des contraintes pour la zone tendue.

**VII.2.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :**

Pour le calcul du ferrailage on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel « ROBOT 2016 » :



**Figure VII.4 :** Voile le plus défavorable.

➤ **Calcul des armatures verticales :**

Les sollicitations sont données par ROBOT représentées sur le tableau si dessous :

Cas 1			Cas 2	
$M_{max}$ [KN.m]	$N_{corr}$ [KN]	$T$ [KN]	$N_{max}$ [KN]	$M_{corr}$ [KN.m]
535,50	-5342,66	19,72	-5710,09	204,31

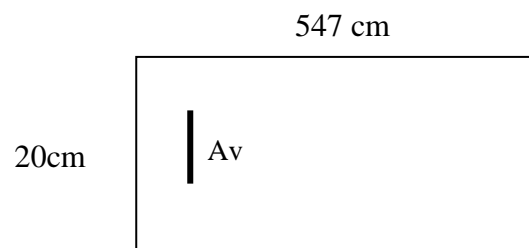
**Tableau VII.1 :** Tableau récapitulatif des sollicitations max.

**1<sup>er</sup> cas :**

$$\begin{cases} M_{max} = 535,50 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = -5342,66 \text{ KN} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (20×547) cm

b =20 cm; h=547 cm



**Figure VII.5 :** Section de calcul.

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

• **Les caractéristiques géométriques du voile :**

$I$  : inertie du voile en ( $m^4$ ) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,47^3}{12} = 2,727 \text{ m}^4$$

$\Omega$  : surface en plan du voile en ( $m^2$ ) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,47 = 1,094 \text{ m}^2$$

$V$  : la position de l'axe neutre en ( $m$ ) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,735 \text{ m}$$

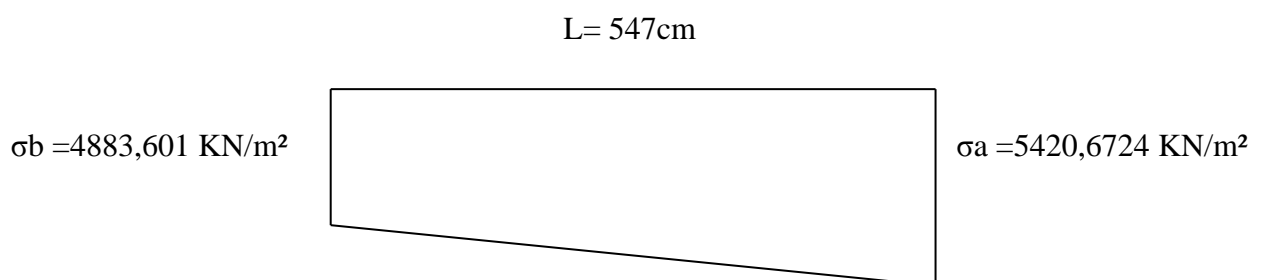
• **Les contraintes appliquées sur le voile :**

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{5342,66}{1,094} + \frac{535,50 \times 2,735}{2,727}$$

$$\sigma_a = 5420,6724 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{5342,66}{1,094} - \frac{535,50 \times 2,735}{2,727}$$

$$\sigma_b = 4883,6014 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII.6 :** Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1<sup>er</sup> cas.

$\sigma_a$  et  $\sigma_b > 0$  La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée

Par le minimum exigé par le RPA

#### Calcul des armatures verticales

$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$  ( $A_{min}$  en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3).

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m ( $L= 1m$ )

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Le diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D \leq \frac{200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On prend  $D = 12 \text{ mm}$

#### L'espaceur :

Selon le BAEL 91 [2] ; on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 [1] on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{3 ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{rpa 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espaceur de 20 cm.

#### Le choix de la section des armatures verticales est :

$$5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Calcul des armatures horizontales :

D'après le RPA 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient :  $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espaceur de 20 cm

#### Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003[1], dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/m^2$  au moins ; on prend donc  $4\Phi 6$  par  $m^2$ .

**Disposition des armatures :****Armatures verticales :**

→ Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

→ La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA 99 version 2003 [1].

→ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots$  Vérifiée

$L = 547 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 54,7$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bord libre qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$N_{\max} = -5710,09 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 204,31 \text{ KN}$$

**➤ Détermination la nature de la section du voile :****Les caractéristiques géométriques du voile :**

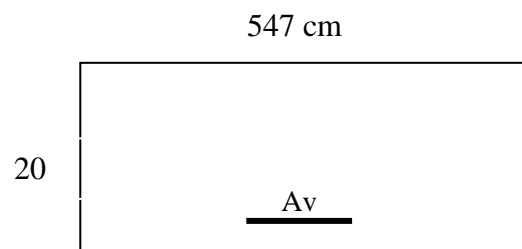
I : inertie du voile en ( $\text{m}^4$ ) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,47^3}{12} = 2,727 \text{ cm}^4$$

$\Omega$  : surface en plan du voile en ( $\text{m}^2$ ) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,47 = 1,094 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :



**Figure V II.7:** Section de calcul.

$$V = \frac{L}{2} = 2,735 \text{ m}$$

➤ *Les contraintes appliquées sur le voile :*

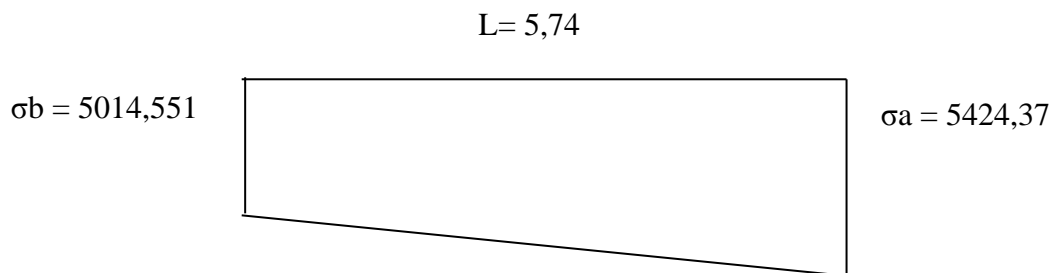
$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{5710,09}{1,094} + \frac{204,31 \times 2,735}{2,727}$$

$$\sigma_a = 5424,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{5710,09}{1,094} - \frac{204,31 \times 2,735}{2,727}$$

$$\sigma_b = 5014,5513 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne le diagramme des contraintes suivant :



**Figure VII.8 :** Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2<sup>ème</sup> cas.

**$\sigma_a$  et  $\sigma_b > 0$**  La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée

Par le minimum exigé par le RPA

➤ *Calcul des armatures verticales*

**$A_{min}$**  = 0,15% × a × L (A<sub>min</sub> en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3).

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m (L= 1m)

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ *Le diamètre :*

$$D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D \leq \frac{200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On prend D = 12 mm

➤ **L'espacement :**

**Selon le BAEL 91 [2] ; on a**

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

**Selon le RPA 99 [1] on a :**

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{3 ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{rpa 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

**Le choix de la section des armatures verticales est :**

$$5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le rpa 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient  $5t12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 20 cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 version 2003[1], dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/m^2$  au moins ; on prend donc  $4\Phi 6$  par  $m^2$ .

**Disposition des armatures :**

**Armatures verticales :**

→ Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

→ La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA 99 version 2003 [1].

→ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

- On à  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots$  Vérifiée

$$L = 547\text{cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 54,7$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bord libre qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$ . Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

$$T = 19,72 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \times f_{t28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

e : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

$$\tau_u = \frac{1,4 T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 19720}{20 \times (0,9 \times 547) 100} = 0,03 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de cisaillement.

➤ **Les armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \Rightarrow \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

. **VII.2.2. Dessin de ferrailage :**

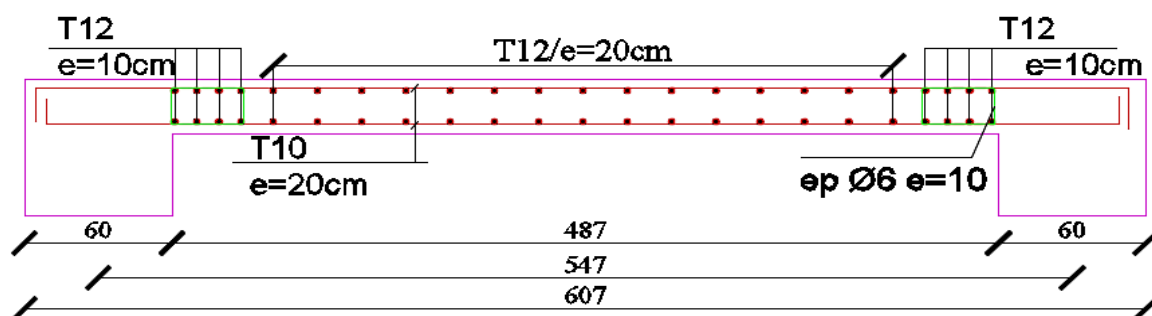


Figure VII.9 : Ferrailage du voile de contreventement.

### VII.3. Voile périphérique

Selon le [RPA99/V2003-Article7.5.2.1] Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

#### VII.3.1. Détermination des sollicitations :

##### ➤ Calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3,1 \times 0,20 = 0,62 \text{ m}^3$$

**Avec :**

$$h = H - 30 = 310$$

H : hauteur du sous-sol.

h : hauteur du voile.

$$P_{pr} = 2500 \times 0,62 = 1550 \text{ Kg}$$

##### ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N = 1,35 \times 15,50 = 20,925 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{pr} = 15,50 \text{ KN}$$

##### ➤ Calcul de la poussée des terres :

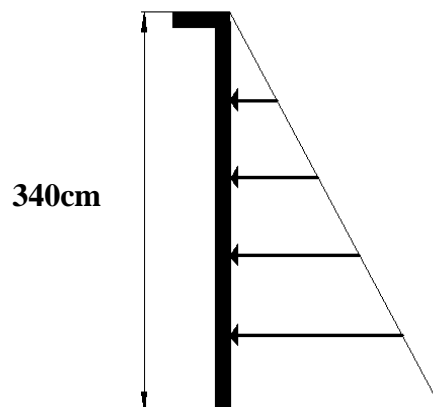


Figure VI.10 : Contrainte du voile périphérique.

$h$  : la hauteur de voile ;  $h = 340$

$\varphi$  : Angle de frottement ;  $\varphi = 30^\circ$

$\bar{\gamma}$  : Poids volumique des terres ;  $\bar{\gamma} = 1600 \text{ Kg/m}^3$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres ;

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0,333$$

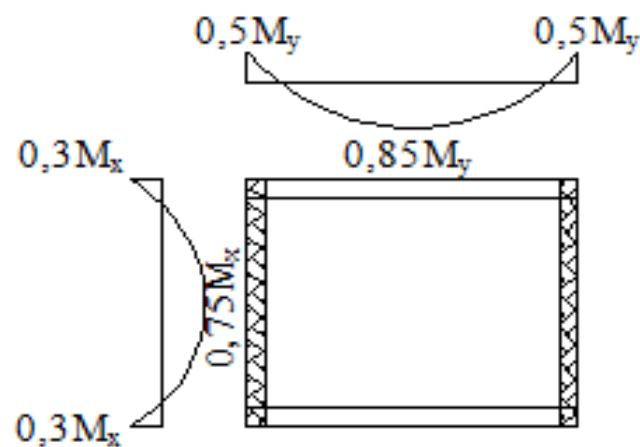
➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 310 \Rightarrow \sigma_1 = 0,333 \times 16 \times 3,10 = 16,52 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme un panneau qui s'appuie sur 4 côtés avec une charge uniformément répartie  $q$ .



**Figure VII.11:** Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 8,26 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons fondamentales**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q = 1115,1 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q = \bar{q}_u \times 1,00 = 1115,1 \text{ daN/ml}$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$\overline{q_{ser}} = 826 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1 \text{ m} = 826 \text{ daN/ml}$

### Calcul des sollicitations

➤ **Coefficient de poisson :**

$\nu=0$  ELU (béton fissuré)

$\nu=0,2$  ELS (béton non fissuré)

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{310}{402} = 0,77 > 0,4$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x^u = 0,0598 \\ \mu_y^u = 0,542 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0663 \\ \mu_y^{ser} = 0,670 \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 481 \text{ dN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 260,7 \text{ dN.m}$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 395,028 \text{ dN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \Rightarrow M_y^{ser} = 264,67 \text{ dN.m}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

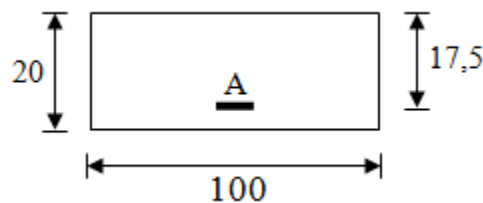
Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment en travée [daN.m]	408,85	335,77	195,52	198,50
Moment en appui [daN.m]	144,30	118,50	130,35	132,33

**Tableau VII.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations.

**VII.3.2. Calcul de ferrailage du voile de périphérique :**

Le ferrailage est le même en appui et travée donc on prend le max.

➤ **En travées (sens X-X) :**



**Figure VII.12:** Section de calcul en travée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 4088,5 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4088,5}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,0094$$

$$\mu = 0,0094 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4088,5}{348 \times 0,995 \times 17,5} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 335,77 \text{ da N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,59 = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,34 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,34^3}{3} + 15 \times 3,93 (17,5 - 4,34)^2$$

$$I_1 = 10837,145 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{3357,7}{10837,145} = 0,31$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,3454 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 61,194 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 1,3454 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 61,194 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

➤ **En travée (sens Y-Y) :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 195,52 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1955,2}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1955,2}{348 \times 0,997 \times 16,5} = 0,341 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 198,50 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,59 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,93 (16,5 - 3,86)^2$$

$$I_1 = 11335,499 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1985}{11335,499} = 0,175$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,6755 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 33,18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

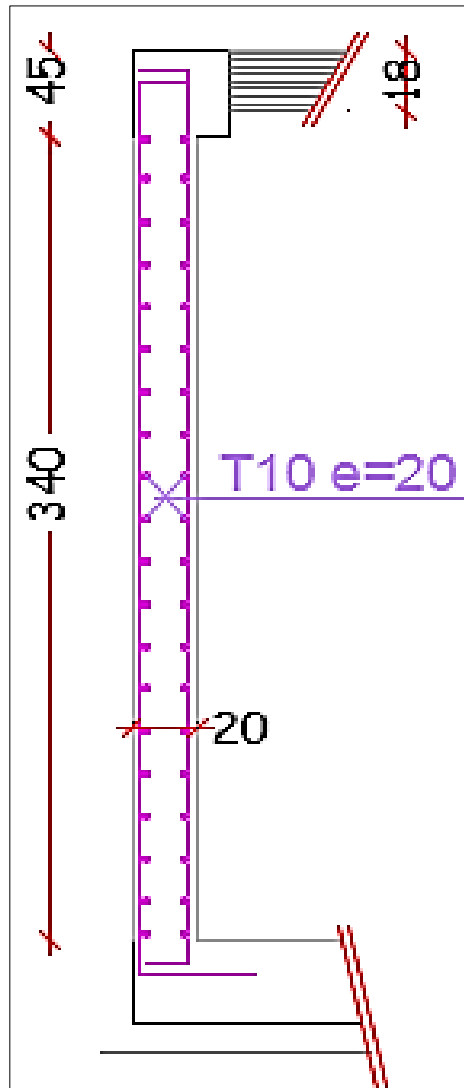
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,6755 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 33,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 20 cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal, on adopte deux nappes de T10 espacés de 15 cm.

**VII.3.3. Dessin de ferrailage :**



**Figure VII.13 :** Ferrailage du voile périphérique.

# **Chapitre VIII**

## **Etude des fondations**

### VIII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

*a) Fondations superficielles :*

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

*b) Fondations profondes :*

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

### VIII.2. Calcul des semelles

➤ **Semelle isolée :**

✓ **Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;

- La résistance à l'effort tranchant soit assurée : il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

✓ **Calcul des semelles :**

- *Semelle de centre :*

$$N = 2450,93 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bars}$$

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

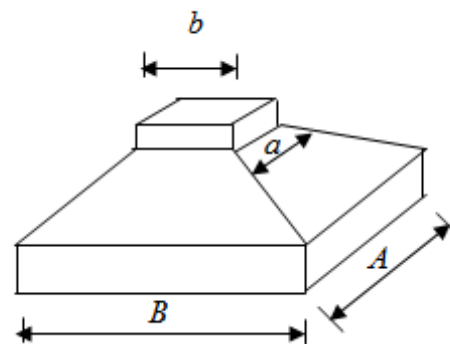
$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 60cm ; b = 60cm

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{60}{60} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{60}{60} \cdot \frac{2450,93}{1,6}} = 391,38 \text{ cm}$$

⇒ **On prend : A= B ≥ 391,38 cm**



**Figure VIII.1 : Semelle isolée.**

- *Semelle de rive :*

$$N = 1994,45$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$$

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 60cm ; b = 60cm

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{60 \cdot N}{60 \cdot \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{60 \cdot 1994,45}{60 \cdot 1.6}} = 353,06 \text{ cm}$$

⇒ **On prend** :  $A = B \geq 353,06 \text{ cm}$

✓ **Conclusion** :

D'après le pré dimensionnement des semelles on conclut que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction car la capacité du sol est faible, donc les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, pour cela on a opté pour un radier général type nervuré comme fondation.

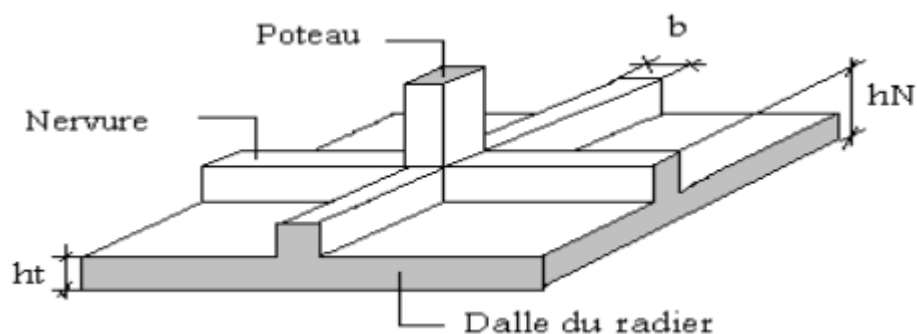
Ce type de fondation a plusieurs avantages :

- ✓ Il augmente la surface de la semelle (fondation).
- ✓ Il minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Il est facile à exécuter et plus économique.

### VIII.3. Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



**Figure VIII.2:** Schéma du radier général.

**VIII.3.1. Prédimensionnement du radier :**

Pour des raisons pratiques, le radier va déborder de 100 m de chaque côté.

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

➤ *Condition forfaitaire :*

**Épaisseur du radier :**

$h_d$  : **Épaisseur de la dalle** : doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Distance maximale entre deux files successives  $L_{\max} = 5,55 \text{ m}$

$$h_d \geq 27,75 \text{ cm}$$

$h_n$  : **Épaisseur de la nervure** : doit satisfaire la condition

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq 55,5 \text{ cm}$$

➤ *Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1,1]}$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2} \quad ; \quad \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow h \geq \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times \bar{\tau}_u)}$$

$$N_u = 80179,16 \text{ KN}$$

$$S = 476,4352 \text{ m}^2$$

$$h_d \geq 27,75 \text{ cm}$$

On prend  $h_d = 60 \text{ cm}$ .

✓ **Nervure :****a) Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$  [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ( $E = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ );

I : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,835 \text{ m}$$

$h_n = 1,00 \text{ m}$ .

**b) Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{555}{10} = 55,5 \text{ cm}$$

$b = 60 \text{ cm}$

**c) Condition de la flèche :**

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 37 < h < 55,5$$

$h = 50 \text{ cm}$

**d) Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.

$U_C$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$h$  : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

$Q_{u_{max}} = 2450,93 \text{ kN}$  appliquée par un poteau de section carré (60x60) cm<sup>2</sup>.

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 ( a + b + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

$$Nu \leq 0,045 \times 2(0,6 + 0,6 + 2. h)h. 25.10^3$$

L'inégalité (1) devient :  $4500h^2 + 2700h - 2450,93 \geq 0 \Rightarrow h > 0,50 \text{ m}$

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit  $h_n = 100 \text{ cm}$ .

Épaisseur de la dalle du radier :  $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{Dimensions de la nervure : } \begin{cases} h = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

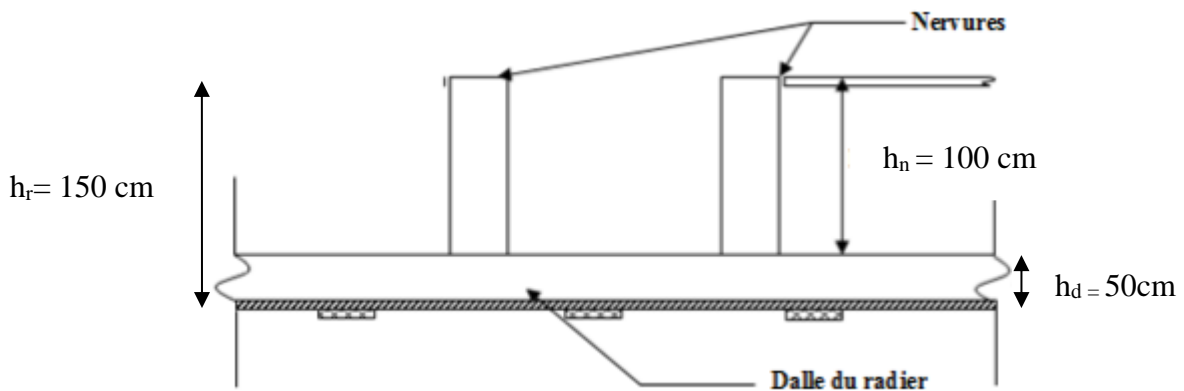


Figure VIII.3 : Dimensions du radier.

### VIII.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h ; 45 \leq b_0 \leq 105$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) ;$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$L_x = 526 \text{ cm} ; L_y = 555 \text{ cm}.$$

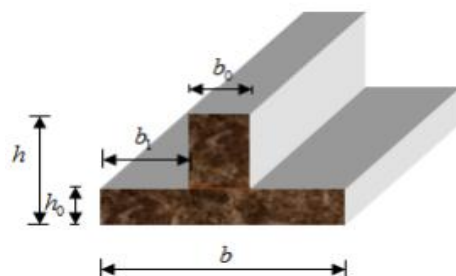


Figure VIII.4: Dimensions de la poutre.

Type des poutres	h [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	60	60	180
Poutre secondaire	150	50	60	60	180

**Tableau VIII.1:** Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\max}}$$

$$N_{\text{ser}} = 80179,16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bars} \longrightarrow S_{\text{néc}} > \frac{80179,16}{1,6 \times 100} = 501,12 \text{ m}^2 > S_{\text{bat}} = 476,4352 \text{ m}^2$$

➤ **Constatation :**

On constate que la surface nécessaire  $S_{\text{néc}}$  est supérieure à la surface du bâtiment  $S_{\text{bat}}$  ( $S_{\text{néc}} > S_{\text{bat}}$ ), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{150}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Donc on ajoute au radier un débord de largeur  $l_d = 1 \text{ m}$  de chaque côté.

**D'où :**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + l_d \times P$$

$S_{\text{radier}}$  : surface du radier

P: le périmètre du bâtiment.

$$S_{\text{radier}} = 476,435 + 1 \times 97,95 = 586,71 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 586,71 m<sup>2</sup>.

**VIII.3.3. Détermination des sollicitations :**

➤ **Caractéristiques du radier :**

$h = 150 \text{ cm}$ ;  $h_d = 50 \text{ cm}$ ;  $h_n = 100 \text{ cm}$ .

- Surface du radier :  $S_{\text{radier}} = 586,71 \text{ m}^2$
- Moments d'inertie :

$$I_{XX} = 154158.4089 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 85408.3740 \text{ m}^4$$

- *Centre de gravité :*

$$X_G = 10.45 \text{ m}$$

$$Y_G = 14.04 \text{ m}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

- ✓ Etat limite ultime (ELU) :

Formule	Nu [KN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]
(1,35G+1,5Q)	109847,59	264,57	-52,09

**Tableau VIII.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

- ✓ Etat limite service (E.L.S) :

Formule	Nu [KN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]
(G+Q)	80179,16	194,76	-37,91

**Tableau VIII.4 :** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

*Situation accidentelle (ACC) :*

Formule	Na [KN]	M <sub>x</sub> [kN. m]	M <sub>y</sub> kN. m
(G + Q ± E)	79359,24	179,74	155,22

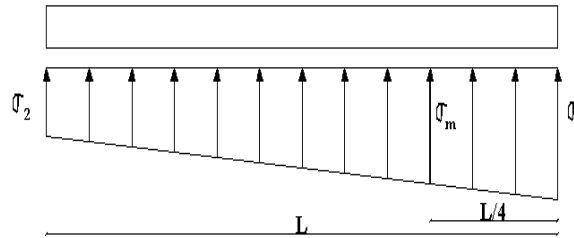
**Tableau VIII.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

**Avec :**

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

➤ **Vérification des contraintes sous radier :**



**Figure VII.5:** Distribution des contraintes sous le radier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I} \cdot v$$

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$ : Contraintes du sol sous la structure

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 109\,847,59 \text{ kN}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 1,33 \times \bar{\sigma}_{sol} = 2,13 \text{ bars}$$

**Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{109847,59}{586,71} \pm \frac{264,57}{154158,4089} \times 10,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

**Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{109847,59}{586,71} \pm \frac{52,09}{85408,3740} \cdot 14,04 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

✓ **Etat limite service (E.L.S)**

$$N_s = 80179,16 \text{ kN}$$

**Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{80179,16}{586,71} \pm \frac{194,76}{154158,4089} \cdot 10,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

**Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{80179,16}{586,71} \pm \frac{37,91}{85408,3740} \cdot 14,04 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

**Situation accidentelle :**

$$N_a = 79359,24 \text{ kN}$$

**Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{79359,24}{586,71} \pm \frac{179,74}{154158,4089} \cdot 10,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,35 \text{ bars}$$

**Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{79359,24}{586,71} \pm \frac{155,22}{85408,3740} \cdot 14,04 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \quad \sigma_2 = 1,35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,35 \text{ bars}$$

### VIII.4. Ferrailage du radier

#### VIII.4.1. Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

#### ➤ Détermination des efforts

Pour une bande de 1m :

$$q = \sigma_m$$

- ✓ Etat limite ultime (ELU) :  
qu= 187 KN/ml
- ✓ Etat limite de service (ELS) :  
qs= 136 KN/ml
- ✓ Situation accidentelle :  
qa= 135 KN/ml

	Lx (m)	Ly (m)	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	5,26	5,55	0,94	0,0419	0,864	216,78	187,30
E.L.S	5,26	5,55	0,94	0,0491	0,906	184,75	167,38

**Tableau VIII.5 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m].

Combinaison	ELU		ELS	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
<b>Sens X-X</b>	162,585	108,391	138,5625	92,375
<b>Sens Y-Y</b>	140,475	93,65	125,535	83,69

**Tableau VIII.6 :** Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

**Calcul des armatures :**

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2\text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

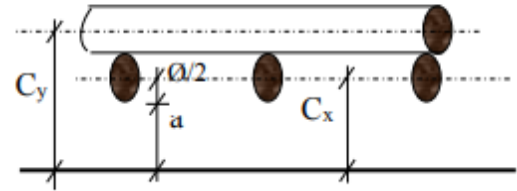
$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$



**Figure VIII.6 :** Enrobage de la dalle du radier.

➤ **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

**Sens x-x :**

**A. En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 162,585 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{162585}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,051$$

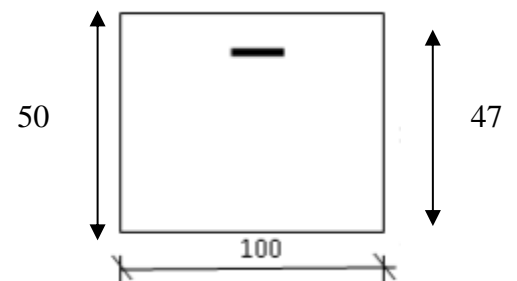
$$\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow A' N' \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{162585}{348 \times 0,974 \times 47} = 10,20 \text{ cm}$$



**Figure VIII.7 :** Section de calcul en travée x-x.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 10,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6\text{T16} \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 138,562 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,809 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,809 = 170,046 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,809 + \sqrt{1,809^2 + 170,046} = 11,35 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 11,35^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (47 - 11,35)^2 = 278647,7260 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{138562}{278647,7260} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,448 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (47 - 11,35) = 256,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{138562}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,0031$$

$$\mu_1 = 0,0031 \longrightarrow \beta_1 = 0,9091 \longrightarrow K_1 = 40,01$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{40,01} = 5,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{138562}{201,63 \times 0,9091 \times 47} = 16,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

**B. . En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 108,391 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{108391}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Á N' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{108391}{348 \times 0,983 \times 47} = 6,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T14 \longrightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ax}^{ser} = 92,375 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,386 \text{ cm}$$

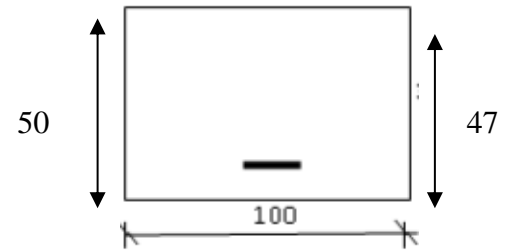
$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,386 = 130,284 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,386 + \sqrt{1,386^2 + 130,284} = 10,11 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,11^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (47 - 10,11)^2 = 223\,062,35076 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{92375}{223\,062,35076} = 0,41$$



**Figure VIII.8 :** Section de calcul en appuis x-x.

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,145 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,41 \times (47 - 10,11) = 226,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{92375}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \longrightarrow \beta_1 = 0,9749 \longrightarrow K_1 = 183,83$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{183,83} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{92375}{201,63 \times 0,9749 \times 47} = 9,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7T14 \longrightarrow A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

**Sens y-y :**

**En travée**

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

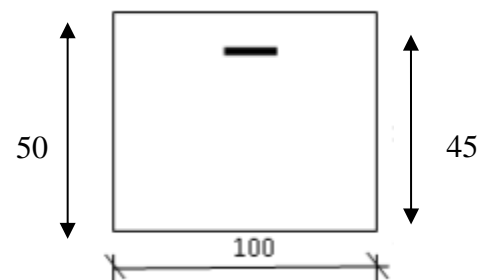
$$M_{ty}^u = 140,475 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{140475}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,063$$



**Figure VIII.9:** Section de calcul en travée y-y.

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9748$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{140475}{348 \times 0,9748 \times 45} = 9,20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 9,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 125,535 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,809 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,809 = 162,81 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,809 + \sqrt{1,809^2 + 162,81} = 11,07 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 11,07^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (45 - 11,07)^2 = 246\,577,8774 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{\text{ser}}}{I} = \frac{125535}{246\,577,8774} = 0,51$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,6457 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,51 \times (45 - 11,07) = 259,5645 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{125535}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,003$$

$$\mu_l = 0,003 \longrightarrow \beta_l = 0,9699 \longrightarrow K_l = 155,52$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = \frac{201,63}{155,52} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_l \times d} = \frac{125535}{201,63 \times 0,9699 \times 45} = 14,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

**A. En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 93,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{93650}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,04$$

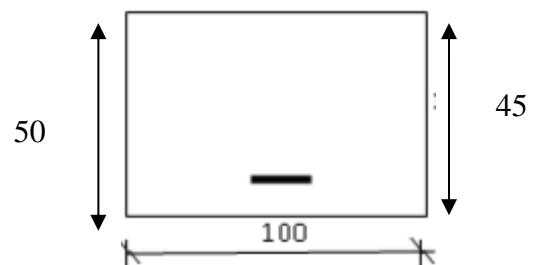
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{93650}{348 \times 0,984 \times 45} = 6,07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T 16 \longrightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$



**Figure VIII.10 :** Section de calcul en appuis y-y.

(T16  $\longrightarrow$   $e = 20$  cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 83,69 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,386 = 124,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,386 + \sqrt{1,386^2 + 124,74} = 9,67 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9,67^3}{3} + 15 \times 9,67 \times (45 - 9,67)^2 = 209511,445 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{83690}{209511,445} = 0,4$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 211,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies$  le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^{ser}}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{83690}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \longrightarrow \beta_1 = 0,9749 \longrightarrow K_1 = 183,83$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{183,83} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas.}$$

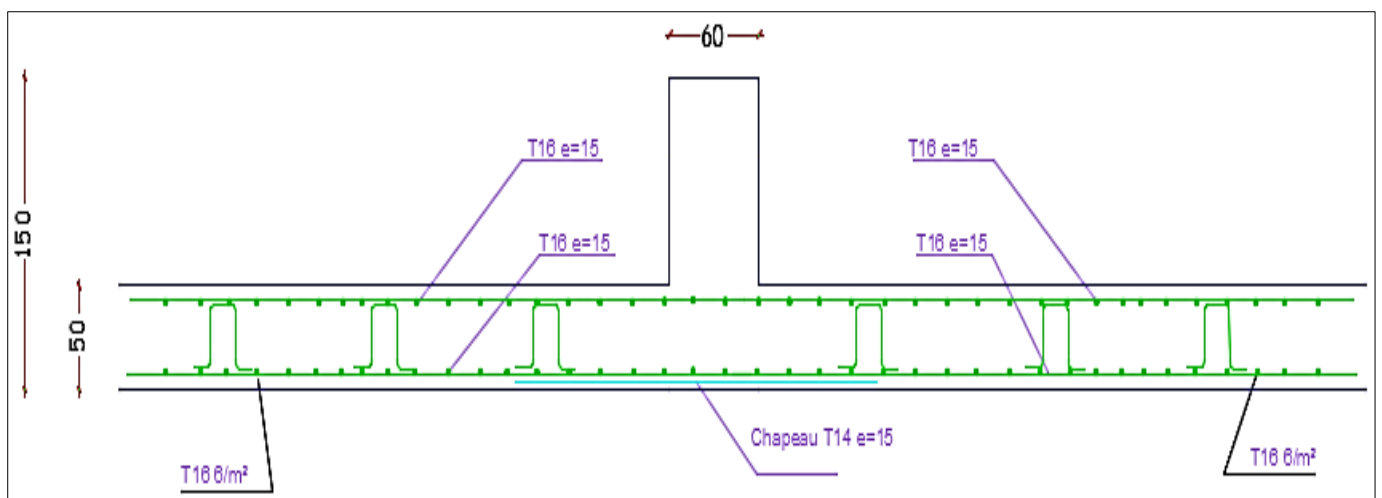
$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{83690}{201,63 \times 0,9749 \times 45} = 9,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

7T14 →  $A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T14 →  $e = 15 \text{ cm}$ )

**VIII.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle :**



**Figure VIII.11 :** Ferrailage de la dalle de radier.

**VIII.4.3. Ferrailage du débordement :**

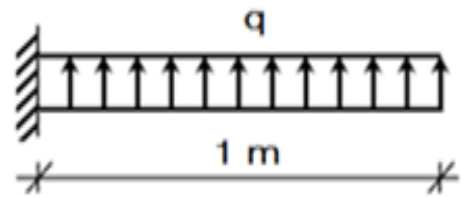
Le débordement est de 100cm de chaque coté

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = -187 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -93 \text{ kN.m}$$



**Figure VIII.12:** Schéma statique du débordement.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{93000}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{93000}{348 \times 0,984 \times 45} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Condition de non fragilité :

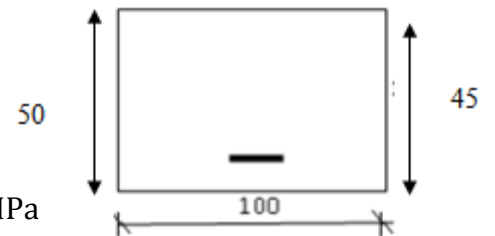
$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 6,03 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$6T16 \longrightarrow A=9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$



**Figure VIII.13 :** Section de calcul du débord.

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_s = -136 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -68 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,386 = 124,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,386 + \sqrt{1,386^2 + 124,74} = 9,67 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9,67^3}{3} + 15 \times 9,67 \times (45 - 9,67)^2 = 209511,445 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{68000}{209511,445} = 0,32$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 169,584 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

#### VIII.4.4. Ferrailage des nervures :

➤ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

➤ **Accidentelle :**

✓ *Nervure principale :*

$$q_{eq}^a = \left[ q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$\text{Avec : } q_1 = q_a = 185,64 \text{ kN/ml}$$

$$q_{eq}^a = \left[ 135 \times \frac{5,55 + (5,55 - 5,26)}{2} \right] \times \frac{2}{5,55}$$

$$q_{eq}^a = 142,05 \text{ kN}$$

✓ *Nervure secondaire :*

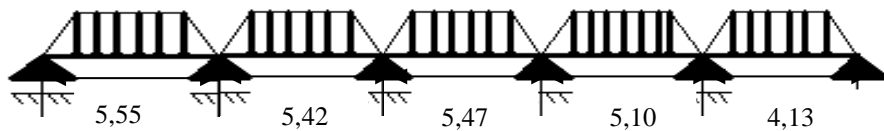
$$q_{es}^a = \left[ q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$q_{es}^a = \left[ 135 \times \frac{5,26}{2} \right] \times \frac{2}{5,26}$$

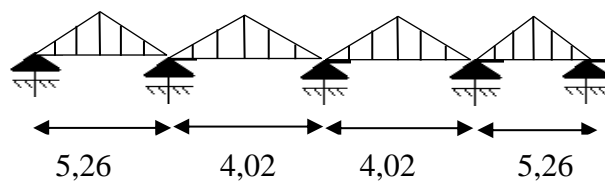
$$q_{es}^a = 142,05 \text{ kN}$$

État	$\bar{q}_1$	Nervure principale	Nervure secondaire
		$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	187	196,77	187
ELS [KN]	136	142,05	136
Acc [KN]	135	142,05	135

**Tableau VIII.7 :** Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].



**Figure VIII.14 :** Distribution des charges sur les poutres principales.



**Figure VIII.15 :** Distribution des charges sur les poutres secondaires.

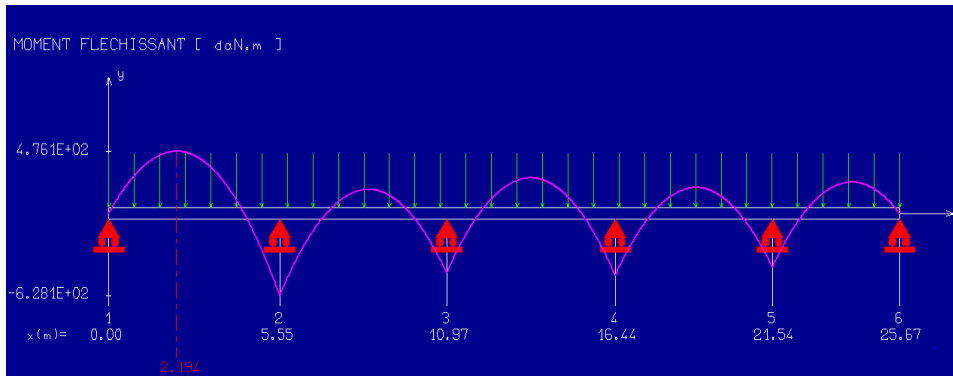
**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

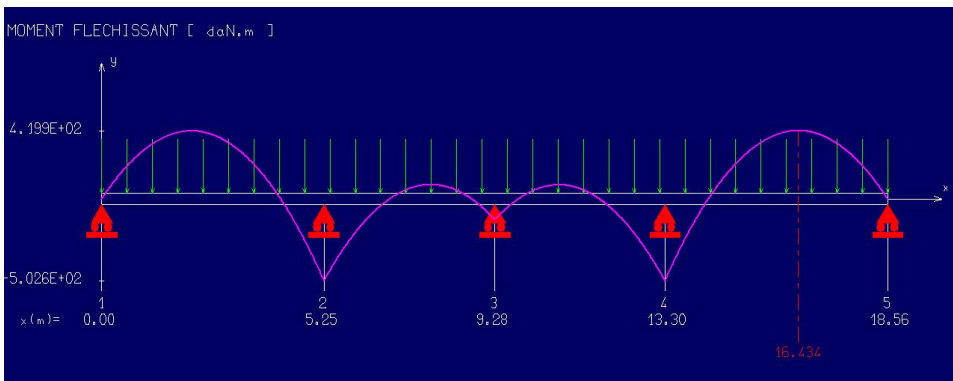
Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Nervure principale		Nervure secondaire	
	Travée Mt [KN.m]	Appuis Ma [KN.m]	Travée Mt [KN.m]	Appuis Ma [KN.m]
<b>ELU</b>	-476,1	628,1	-419,9	502,6
<b>ELS</b>	-375	454,7	-303,5	365,7
<b>ACC</b>	-375	454,7	-303,5	365,7
<b>T[kN]</b>	659,2		587,4	

**Tableau VIII.8 :** tableau récapitulatif des sollicitations.



**Figure VIII.16 :** diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.



**Figure VIII.17 :** diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.

**Calcul des armatures.**

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

**A. En travée**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_u = -476,1 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 180 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 14\,028,3 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de  $(b \times h) = (60 \times 150)$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{476100}{14,17 \times 60 \times 135^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9848$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{476100}{348 \times 0,9848 \times 135} = 10,29 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 10,29 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup>

**Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 375 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire avec } A'_{\text{st}} \\ \checkmark \text{ Acier FeE400} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{476,1}{375} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,038 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**➤ Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu préjudiciable} \\ \checkmark \text{ Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = -375 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{375000}{18,48 \times 60 \times 135^2} = 0,018$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,018 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas ; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

**Détermination des armatures**

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{375000}{400 \times 0,991 \times 135} = 7 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 10,29 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup>

**B. En appuis :****Etat limite ultime (ELU)****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_u = 628,1 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 180 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 14\,028,3 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de  $(b \times h) = (60 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{628100}{14,17 \times 60 \times 135^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

**Détermination des armatures**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{628100}{348 \times 0,987 \times 135} = 13,54 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 13,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

**Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 454,7 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\bar{A}_s$ 

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{628,1}{454,7} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,04 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 454,7 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{454700}{18,48 \times 60 \times 135^2} = 0,022$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,022 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \bar{A}_s \text{ existe pas ; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

**Détermination des armatures**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{454700}{400 \times 0,989 \times 135} = 8,51 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 13,54 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** 8T16 = 16,08 cm<sup>2</sup>

➤ **Conclusion :**

- ✓  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu préjudiciable
  - ✓ Aucune vérification pour  $\sigma_s$
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**Remarque :**

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par ROBOT EXPERT.

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>A<sub>u</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	10,29	13,54	9,1	10.6
<b>A<sub>acc</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	7	8,51	6.74	7,
<b>A<sub>min</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	8,15	8,15	8,15	8,15
<b>A<sub>max</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	10,29	13,54	9,1	10.6
<b>Choix des armatures</b>	6T16 => 12,06 cm <sup>2</sup>	8T16 =>16,08 cm <sup>2</sup>	6T16 =>12,06cm2	6T16 =>12,06 cm2

**Tableau VIII.9 :** Tableau récapitulatif des sections des armatures

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

✓ **Poutre principale :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{659200}{100 \times 145 \times 100} = 0,45 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\overline{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

- $\tau = 0,45 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Poutres secondaires :**

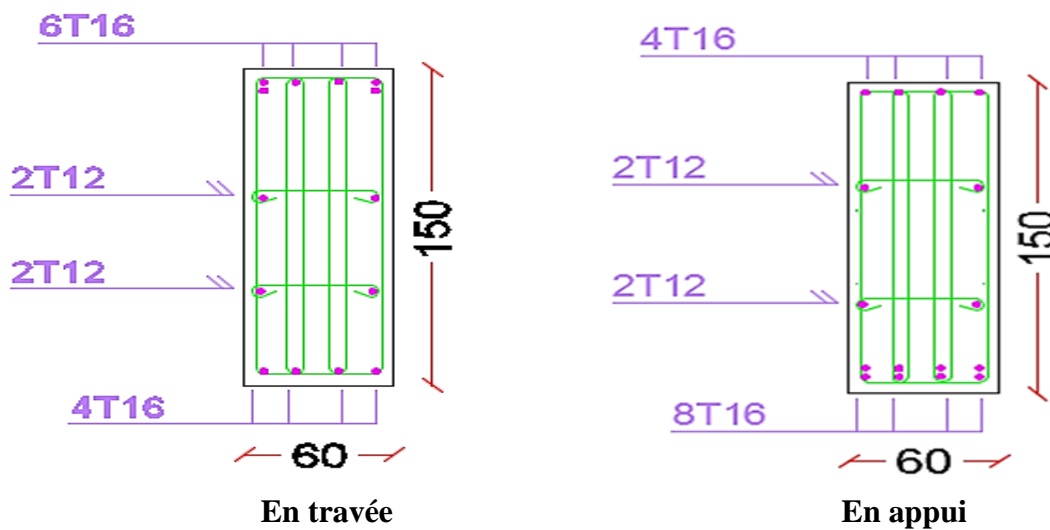
$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{587400}{100 \times 145 \times 100} = 0,40 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = 0,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**VIII.4.5. Dessin de ferrailage des nervures :**

✓ *Nervure principale :*



✓ *Nervure secondaire :*

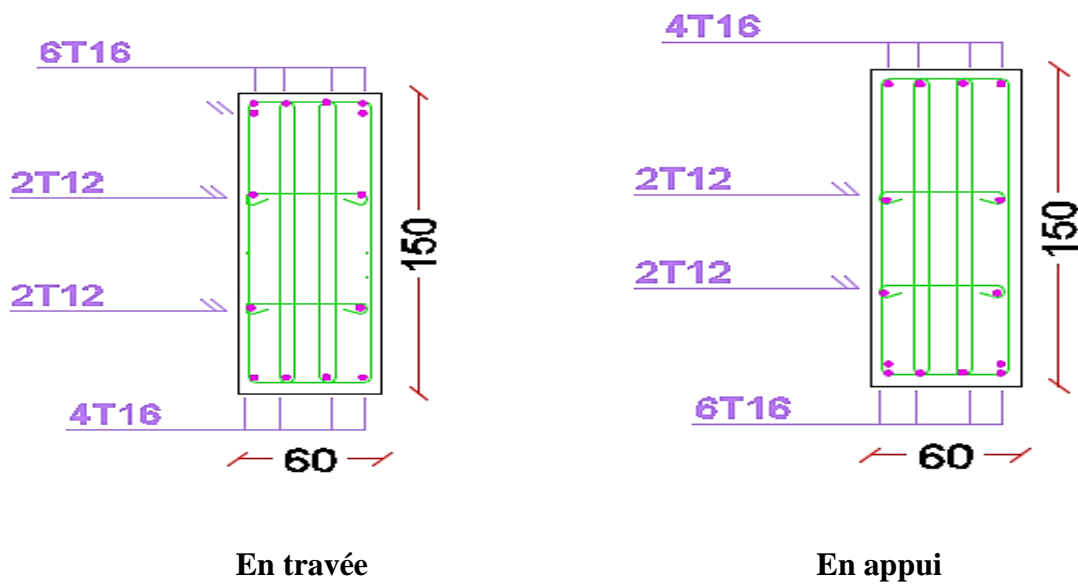


Figure VIII.18 : Ferrailage des nervures

### **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003) ; BAEL91 ; la pratique des logiciels ROBOT BAT, Auto CAD, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

- 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.
- Les éléments structuraux du bâtiment dimensionnés et ferrailés après les calculs statiques et dynamiques s'est fait de manière à assurer un étroit lien entre la sécurité et l'économie. Le coffrage et le ferrailage obtenu et opté respecte les règlements de calcul en vigueur ceux du béton armé régit par le BAEL 91 et le CBA ainsi que les règlements parasismiques algérien du RPA
- La disposition des voiles afin de contreventer la structure du portique de notre projet, représente le facteur essentiel et primordial pour un comportement parasismique adéquat ; dans notre cas l'étude sismique à l'aide du logiciel ROBOT BAT est fait et vérifié de manière à assurer à l'ensemble de la structure une réponse parasismique favorable en cas d'un séisme évitant tout risque majeur aux personnes.
- L'étude de l'infrastructure, elle 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.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## Références Bibliographiques

- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 (version 2003).
- DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
- D.T.R. BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 ».
- Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,
- J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.
- H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.
- M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.
- Aide-mémoire promotion 2018,2019,2020.

## Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT**
- Logiciel de ferrailage **ROBOT EXPERT**
- EXCEL 2013
- WORD 2013
- AUTO CAD 2016
- RDM 6