

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie Civil

Présenté par :

**TALEB Nour Elhouda**

**SEHAILIA Asmaa**

*Sujet du mémoire*

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME EN R+8 AVEC  
S/SOL A USAGE MULTIPLE IMPLANTE A TIARET**

*Soutenu publiquement le .....devant le jury composé de :*

**Mr, B.A. BENYAMINA**

**Mr, D.I. KLOUCHE**

**Mr, G. ABADA**

**Mr, M. MIMOUNI**

**Président**

**Rapporteur**

**Examineur**

**Examineur**

PROMOTION : 2019/2020

## Remerciements

- ✓ Notre parfaite gratitude et nos remerciements sont tout d'abord à **Allah**, le clément et le miséricordieux, qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.
- ✓ C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière, que nous remercions notre encadreur, Mr KLOUCHE iBrahim, de nous avoir accordé sa confiance pour réaliser ce travail ainsi que pour ces nombreux et pertinents conseils et orientations.
- ✓ Nos vifs remerciements s'adressent également à tous les membres du jury qui nous ont honorés par leurs présences et leurs acceptations d'examiner et d'évaluer notre modeste travail.
- ✓ Nos sincères remerciements et notre gratitude pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil, dont nous avons eu l'honneur d'être les étudiantes.
- ✓ A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.
- ✓ Un grand merci également à tous ceux qui ont partagés avec nous nos années d'études, « étudiants et amis ».
- ✓ Merci à tous nos proches, nos familles, pour nous avoir encouragés tout au long de ce travail.
- ✓ Nous réservons cette dernière ligne pour nos chers parents, nous leurs dirons tout simplement merci pour votre « amour qui nous a aidé tout au long de ces années à franchir des caps bien difficiles ».



## *Dédicaces*

C'est avec une grande émotion que je dédie ce modeste travail à des personnes très chères à mes yeux :

Mes chers parents, dont les mots ne sauraient exprimer l'immense et le profond respect, reconnaissance et gratitude que je leurs témoigne, pour leurs précieux soutiens, leurs patiences et pour avoir crus en moi, ainsi que pour leurs réconforts et leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie. «Que Dieu les gardes et les protèges ».

Ma chère sœur et mon adorable frère, à qui je souhaite, succès et réussite.

Toute ma famille et surtout ma très chère grand-mère que Dieu la protège.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Tous mes enseignants tout au long de mes études.

Toute la promotion 2019/2020 de génie civil.

*Nour El Houada*

© Ladjie Lynn

✦ Dédicace

✦ *A mon père et ma mère pour leur dévouement à mon égard;*

*A mes frère, Ismail et Mohamed.*

*A mes sœurs,*

*A toute la famille,*

*Les Sehailia,*

*A mes camarade*

*Enfin: A tous ceux que j'ai oubliés, qu'ils m'en excusent.*



## ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من 8 طوابق سكنية و طابق تحت الأرضي و الواقعة في ولاية تيارت ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 ومن أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية ( RPA/99version 2003 )، أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر .

## Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+8+SS) à usage d'habitation et commerciale. La structure est implantée à wilaya de Tiaret, qui présente une zone de faible sismicité (Zone I) d'après le classement des zones sismiques donné par les Règlements Parasismiques Algériens (R.P.A 99/03). Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le (BAEL 91).

## Summary

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R + 8 + SS) for purpose offices, with shear walls. The structure is located in the Tiaret, which is characterized by a high seismic activity (Zone I) the study is carried out regarding the Algerian seismic code R.P.A 99/03. The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93), and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

# Sommaire

<b>CHAPITRE I. INTRODUCTION PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
I.1 Introduction général.....	01
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3 Caractéristiques géométriques.....	01
I.4 Définition des éléments de la structure.....	02
I.4.1. Superstructure.....	02
I.4.2. Infrastructure.....	03
I.5 Caractéristiques des matériaux.....	03
I.5.1 Le béton.....	03
I.5.1.1. Résistance mécanique.....	03
I.5.2 Les Aciers.....	07
I.6 Hypothèse de calcul.....	09
I.7 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	11
<b>CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers.....	12
II.1.2. Descente de charges des planchers.....	13
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres.....	15
II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p].....	15
II.2.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S].....	15
II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.2.2.1. Dégression des Surcharges d'exploitation.....	17
II.3.1. Étage courant+ RDC+ S-sol.....	22
<b>CHAPITRE III. LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX</b>	
III.1 Acrotère.....	24
III.1.1. Introduction.....	24
III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité.....	24
III.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.).....	26
III.1.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	27
III.2. Balcon.....	29
III.2.1. Introduction.....	29
III.2.2. Etude des charges et des sollicitations.....	29
III.2.3. 1er type.....	30
III.2.3.1. Ferrailage.....	31
III.2.3.2. Vérifications.....	31
III.2.4. 2ème type.....	34
III.2.4.1. Ferrailage.....	35
III.2.4.2. Choix des aciers.....	36
III.2.4.3. Vérifications.....	37
III.2.4.4. Schéma du ferrailage.....	39
III.2.5. 3ème type.....	39
III.2.5.1. Ferrailage.....	40
III.2.5.2. Choix des aciers.....	41
III.2.5.3. Vérifications.....	41
III.2.5.4. Schéma du ferrailage.....	44

## SOMMAIRE

---

III.3 L'ascenseur.....	45
III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	45
III.3.2 Calcul de la charge total $q_u$ .....	47
III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture.....	47
III.3.2.2 Calcul des poids des câbles.....	48
III.3.2.3. Calcul de la charge permanente total G.....	48
III.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	48
III.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées.....	49
III.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle.....	51
III.3.6. Choix des aciers.....	53
III.3.7. Vérification à l'E.L.S.....	55
III.3.8. Vérification des contraintes dans le béton.....	56
III.3.9. Disposition du ferrailage.....	58
III.3.10. Voile de la cage d'ascenseur.....	59
III.4. les escaliers.....	60
III.4.1. Introduction.....	60
III.4.2. Dimensions des escaliers.....	61
III.4.3. Etude d'un escalier à deux volées.....	61
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S.....	62
III.4.5. 1er type.....	63
III.4.5.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.....	64
III.4.5.2. Ferrailage de l'escalier.....	65
III.4.5.3. vérifications.....	66
III.4.5.4. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	67
III.4.6. 2eme type.....	69
III.4.6.1. Ferrailage de l'escalier.....	71
III.4.6.2. vérifications.....	72
III.4.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	72
III.4.7. Etude de la poutre palière.....	74
III.4.7.1 Dimensionnement.....	74
III.4.7.2 Charges supportées par la poutre.....	74
III.4.7.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	75
III.4.7.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	75
III.4.7.5 Les vérifications.....	76
III.4.7.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	76
III.4.7.7 Ferrailage des armatures transversales.....	77
III.4.7.8 Etude du réservoir.....	78
III.4.7.9 Dalle pleine du réservoir.....	78
III.4.7.10 Calcul des sollicitations.....	79

## CHAPITRE IV. ETUDE DES PLANCHERS

IV.1 Introduction.....	81
IV.2 Calcul du ferrailage de la dalle de compression.....	81
IV.3 Pré dimensionnement des poutrelles.....	81
IV.4 Méthode de calcul des poutrelles.....	82
IV.4.1 Méthode forfaitaire.....	83
IV.4.2 Méthode de Caquot.....	85
IV.5 Calcul des poutrelles.....	87
IV.5.1 Évaluation des charges.....	87
IV.5.2 Les types de poutrelles.....	87

---

## SOMMAIRE

---

IV.5.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	88
IV.6 Exemple de calcul.....	88
IV.6 .1 Plancher terrasse.....	88
IV.6 .1.1 Type 1 .....	89
IV.6 .1.2 Type 2.....	90
IV.6 .1.3. Ferrailages à L'ELU.....	92
IV.6 .1.4. Vérification à l'E.L.S.....	93
IV.6 .1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	93
IV.6 .1.6. Les armatures transversales.....	94
IV.6 .1.7. Compression de la bielle d'about.....	95
IV.6 .1.7. Vérification de la flèche.....	96
IV.6 .1.7. La flèche totale.....	98
IV.6 .2 Plancher Etage courant.....	99
IV.6 .2.1. Type 1.....	99
IV.6 .2.2. Type 2.....	101
IV.6 .2.3. Ferrailage.....	102
IV.6 .2.4. Vérification de la flèche.....	104
IV.6 .2.5. La flèche totale.....	106
IV.6 .3 Calcul des poutrelles du plancher du RDC au-dessus du s/sol.....	106
IV.7 Ferrailage de la dalle de compression.....	107

### CHAPITRE V. L'ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

V.1 Introduction.....	111
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	111
V.2 Présentation du logiciel ETABS.....	111
V.3 Méthode de calcul.....	112
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale.....	112
V.4.1 Principe de la méthode.....	112
V.4.2 Spectre de réponse de calcul.....	113
V.4.3 Nombre de mode à considérer.....	113
V.6 Calcul de l'effort sismique à la base.....	114
V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente.....	114
V.6.2 Calcul de la force sismique totale.....	114
V.6.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	116
V.6.2.2. Calcul de l'effort.....	117
V.6.2.3. Résultats de l'analyse.....	118
V.7 Calcul des déplacements.....	119

### CHAPITRE VI. FERRAILAGE DES PORTIQUES

VI.1. Introduction.....	120
VI.2. Les combinaisons de calcul.....	120
VI.3. Ferrailage des poutres.....	120
VI.3.1. Méthode de calcul.....	120
VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales.....	121
VI.3.3. Exemple de calcul.....	121
VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre.....	121
VI.3.3.2. Ferrailage des poteaux.....	127

### CHAPITRE VII. FERRAILAGE DES VOILES

VII.1. Introduction.....	135
--------------------------	-----

---

## SOMMAIRE

---

VII.2. Le système de contreventement.....	135
VII.3 Le principe de calcul.....	136
VII.3.1. Méthode de calcul.....	136
VII.3.2. Armatures verticale .....	137
VII.3.3. Armatures horizontales.....	137
VII.3.4. Armatures transversales.....	137
VII.3.5. Armatures de coutures.....	137
VII.4 Ferrailage des voiles.....	138
VII.5. Disposition des armatures.....	140
VII.5.1 Armatures verticales.....	140
VII.5.2 Armatures horizontales.....	140
VII.5.3 Armatures transversales.....	140

### CHAPITRE VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction.....	144
VIII.2. Le voile périphérique.....	144
VIII.2.2 Calcul des charges.....	144
VIII.2.3 Calcul des sollicitations.....	145
VIII.2.4 Calcul du ferrailage.....	145
VIII.2.5 Les vérifications.....	146
VIII.3. Etude des fondations.....	148
VIII.3.1 Choix du type de fondations.....	148
VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement.....	149
VIII.3.2 Définition du radier.....	149
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier.....	150
VIII.3.4 Ferrailage du radier.....	152
VIII.3.4.1 Méthode de calcul.....	152
VIII.3.4.2 Evaluation des charges.....	152
VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage.....	153
VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages.....	154
VIII.3.4.5 Les armatures de peau.....	156

### **Conclusion**

---

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Les déformations limites du pivot.....	10
<b>Tableau II.2</b> : charge permanente du plancher terrasse.....	13
<b>Tableau II.3</b> : charge permanente des planchers étage courant.....	13
<b>Tableau II.3</b> : charge permanente du plancher RDC.....	14
<b>Tableau II.4</b> : Murs extérieurs.....	14
<b>Tableau II.5</b> : Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	17
<b>Tableau II.6</b> : Récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.....	21
<b>Tableau II.7</b> : vérification des poteaux rectangulaires au flambement.....	22
<b>Tableau III.4</b> : charge permanente du balcon.....	29
<b>Tableau III.2</b> : Poids des composants de l'ascenseur.....	46
<b>Tableau III.3</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U) .....	50
<b>Tableau III.4</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S) .....	55
<b>Tableau III.5</b> : Evaluation des charges et surcharges (paillasse) .....	59
<b>Tableau III.6</b> : Evaluation des charges et surcharges (palier) .....	62
<b>Tableau III.7</b> : vérification de La flèche.....	68
<b>Tableau IV.1</b> : Récapitulatif des résultats des poutrelles terrasse.....	91
<b>Tableau IV.4</b> : Récapitulatif des résultats des moments des poutrelles Etage courant.....	101
<b>Tableau IV.5</b> : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC.....	107
<b>Tableau V.1</b> : Coefficient d'accélération de zone.....	113
<b>Tableau V.2</b> : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	114
<b>Tableau V.3</b> : Coefficient de pondération.....	114
<b>Tableau V.5</b> : Pourcentage d'amortissement critique.....	115
<b>Tableau V.6</b> : Périodes et facteurs de participation des masses modales.....	117
<b>Tableau V.6</b> : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ( $F_{c28} = 25$ MPa) .....	118
<b>Tableau V.6</b> : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	119
<b>Tableau VI.1</b> : Ferrailage des poutres principales .....	126
<b>Tableau VI.2</b> : Ferrailage des poutres secondaires .....	126
<b>Tableau VI.3</b> : Armatures minimales pour les poteaux.....	128
<b>Tableau VI.4</b> : Sollicitations du premier genre.....	128
<b>Tableau VI.5</b> : Ferrailage des poteaux.....	131
<b>Tableau VIII.1</b> : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	125
<b>Tableau VIII.2</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	154
<b>Tableau VIII.3</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	154

---

---

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Diagramme parabole – rectangle.....	05
<b>Figure I.2</b> : Diagramme rectangulaire.....	06
<b>Figure I.3</b> : Diagramme de déformation – contraintes.....	08
<b>Figure I.4</b> : Diagramme des déformations limitées de la section.....	10
<b>Figure II.5</b> : coupe d'un plancher à corps creux.....	12
<b>Figure II.2</b> : section afférente du poteau.....	16
<b>Figure II.4</b> : Coupe de voile.....	23
<b>Figure III.1</b> : Dimensions de l'acrotère.....	24
<b>Figure III.2</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	28
<b>Figure III.3</b> : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 1 ».....	30
<b>Figure III.4</b> : ferrailage du balcon « 1 ».....	34
<b>Figure III.5</b> : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 2 ».....	34
<b>Figure III.6</b> : ferrailage du balcon « 2 ».....	39
<b>Figure III.7</b> : ferrailage du balcon « 3 ».....	44
<b>Figure III.8</b> : Schéma d'un ascenseur.....	45
<b>Figure III.9</b> : Poids des composants de l'ascenseur.....	48
<b>Figure III.10</b> : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	49
<b>Figure III.10</b> : Dessin montrant la concentration des charges.....	49
<b>Figure III.10</b> : Moments de la dalle.....	51
<b>Figure III.11</b> : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	59
<b>Figure III.62</b> : Coupe descriptive d'un escalier. ....	60
<b>Figure III.12</b> : Terminologie de l'escalier à deux volées.....	60
<b>Figure III.13</b> : Schéma statique du 1 <sup>er</sup> type.....	64
<b>Figure III.14</b> : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	65
<b>Figure III.14</b> : Ferrailage de l'escalier « 1 » .....	69
<b>Figure III.15</b> : Schéma statique du 2 <sup>ème</sup> type.....	69
<b>Figure III.15</b> : Ferrailage de l'escalier « 2 » .....	74
<b>Figure III.16</b> : Ferrailage de la dalle de réservoir.....	80
<b>Figure IV.7</b> : Schéma d'un plancher à corps creux.....	81
<b>Figure IV.2</b> : dimensionnement de la poutrelle.....	82
<b>Figure IV.3</b> : Schéma explicatif.....	83

---

<b>Figure IV.4</b> : Schémas explicatifs.....	84
<b>Figure IV.5</b> : Schémas explicatifs.....	84
<b>Figure IV.6</b> : Schéma explicatif.....	86
<b>Figure IV.7</b> : Schémas explicatifs.....	86
<b>Figure IV.8</b> : Schéma des poutrelles.....	87
<b>Figure IV.9</b> : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	89
<b>Figure IV.10</b> : diagramme des efforts tranchant [KN].....	90
<b>Figure IV.11</b> : diagramme des efforts tranchant [KN].....	91
<b>Figure IV.12</b> : Schéma de la bielle d'about.....	95
<b>Figure IV 13</b> : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	99
<b>Figure IV.14</b> : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	100
<b>Figure IV.15</b> : diagramme des efforts tranchants [KN].....	100
<b>Figure IV.16</b> : étage courant.....	106
<b>Figure IV.17</b> : schéma de ferrailage du RDC.....	107
<b>Figure IV.18</b> : Ferrailage de la dalle de compression.....	108
<b>Figure VI.1</b> : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales.....	127
<b>Figure VI.2</b> : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.....	127
<b>Figure VI.3</b> : La zone nodale.....	133
<b>Figure VI.4</b> : Ferrailage des poteaux.....	134
<b>Figure VII.1</b> : Schéma du voile + poteaux.....	138
<b>Figure VII. 2</b> : La disposition du ferrailage du voile.....	142
<b>Figure VIII.1</b> : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	144
<b>Figure VIII.2</b> : Schéma représentant la poutre de libage.....	155

---

## Notations & symboles

**A'**, **A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.  
**A<sub>u</sub>** : Section d'aciers à l'ELU.  
**A<sub>t</sub>** : Section d'armature transversale.  
**A** : Coefficient d'accélération de zone  
**A<sub>a</sub>** : section d'armature en appui  
**A<sub>l</sub>** : section d'armatures longitudinale  
**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règlements  
**A<sub>r</sub>** : section d'armature de répartition  
**A<sub>x</sub>** : section d'armature du sens X-X  
**A<sub>y</sub>** : section d'armature du sens Y-Y  
**A<sub>1</sub>** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée  
**A<sub>2</sub>** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée  
**B** : Aire d'une section de béton.  
**Br** : Section réduite du béton.  
**B** : La largeur (m).  
**C** : Constante de compressibilité.  
**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).  
**Cr** : Charge de rupture  
**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale  
**C<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité  
**D** : coefficient d'amplification dynamique  
**De** : Hauteur d'ancrage équivalente (m).  
**ELS** : Etat limite de service.  
**ELU** : Etat limite ultime.  
**E** : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.  
**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal de béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> à l'âge de j jours).  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**F** : Force.  
**F<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).  
**F<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).  
**G** : Action permanente.  
**H** : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).  
**hc** : La profondeur critique (m).  
**J** : action permanente avant mise en place des cloisons.  
**L** : Longueur ou portée.  
**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).  
**Le** : longueur en élévation  
**L<sub>n</sub>** : entre axe des nervures  
**L<sub>p</sub>** : longueur en plan  
**M** : Moment en général.  
**Ma** : Moment sur appui.  
**Mu** : Moment de calcul ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.  
**Mt** : Moment en travée.  
**Mc** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console  
**Md** : moment fléchissant de la droite  
**Me** : masse du câble ; moment au centre de la section  
**Mf** : moment fléchissant totale  
**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment du au garde-corps

---

## NOTATIONS ET SYMBOLES

---

**M<sub>j</sub>**: moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons  
**M<sub>l</sub>**: masse linéaire  
**M<sub>w</sub>**: moment fléchissant de la gauche  
**M<sub>x</sub>**: moment fléchissant du sens x-x  
**M<sub>y</sub>**: moment fléchissant du sens y-y  
**M<sub>0</sub>**: moment de flexion d'une poutre simplement appuyée  
**M<sub>1</sub>**: moment par rapport aux armatures tendue ; coefficient de Pigeaud  
**M<sub>2</sub>**: coefficient de Pigeaud  
**N**: effort normal  
**N<sub>e</sub>**: effort normal au centre de la section  
**N<sub>pp</sub>**: effort normal du au poids des poutres principales  
**N<sub>ps</sub>**: effort normal du au poids des poutres secondaire  
**N<sub>c max</sub>, N<sub>q max</sub>**: Termes de portance pour les fondations profondes.  
**N<sub>s</sub>**: Effort normal de service.  
**N<sub>u</sub>**: Effort normal ultime  
**N<sub>r</sub>**: Poids du radier(KN).  
**N<sub>Tot</sub>**: Poids total transmis par la superstructure (KN).  
**P**: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).  
**Pradier**: Poids du radier (KN).  
**Q<sub>p</sub>**: Résistance de pointe d'un pieu.  
**Q<sub>s</sub>**: Frottement latéral.  
**Q<sub>l</sub>**: Charge limite d'un pieu  
**R**: Coefficient de comportement global.  
**S**: Section.  
**S<sub>r</sub>**: surface du radier (m<sup>2</sup>)  
**S<sub>t</sub>**: Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).  
**T**: Effort tranchant.  
**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.  
**T<sub>x</sub>**: période fondamentale dans le sens x-x  
**T<sub>y</sub>**: période fondamentale dans le sens y-y  
**U<sub>c</sub>**: périmètre du contour  
**V**: Effort tranchant. ; Action sismique  
**V<sub>ser</sub>**: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.  
**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.  
**V<sub>t</sub>**: effort sismique à la base de la structure.  
**W<sub>p</sub>**: poids de l'élément en considération.  
**W**: Poids total de la structure.  
**Z**: Coordonnée d'altitude, bras de levier  
**Z**: Profondeur au-dessous de la fondation (m).  
**a**: Une dimension (en général longitudinale) longueur ; distance ; dimension.  
**b**: largeur  
**b<sub>0</sub>**: largeur de la nervure.  
**b<sub>1</sub>**: largeur de poteau.  
**c**: *enrobage*.  
**d**: hauteur utile.  
**e**: Excentricité, épaisseur.  
**f**: Flèche  
**f<sub>e</sub>**: Limite d'élasticité.  
**f<sub>c</sub>**: contrainte caractéristique du béton à la compression.  
**f<sub>t</sub>**: contrainte caractéristique du béton à la traction.  
**h<sub>t</sub>**: Hauteur total du radier (m).  
**h<sub>N</sub>**: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  
**h<sub>c</sub>**: hauteur du corps creux.  
**h<sub>d</sub>**: hauteur de a dalle.  
**h<sub>e</sub>**: hauteur libre.  
**h<sub>moy</sub>**: hauteur moyenne.

---

## NOTATIONS ET SYMBOLES

---

$h'$  : hauteur de la zone nodale  
 $h_1$ : hauteur du poteau.  
 $\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier  
 $\sigma$ : Coefficient de poison  
 $\sigma$  : Contrainte normale.  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide( $t/m^3$ )  
 $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau( $t/m^3$ )  
 $\alpha$ : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
 $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
 $q_{s\ max}$  : Frottement latéral unitaire limite  
 $q$  : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).  
 $q_u$  : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).  
 $q$  : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).  
 $k_c$  : Coefficient de portance.  
 $\sigma$ : Contrainte de béton ou d'acier i.  
 $\tau$ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.  
 $q_{ref}$  : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol  
 $q_u$  : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.  
 $\Psi$ : Coefficient de pondération.  
 $\varepsilon$ : coefficient de réponse.  
 $\delta$ : coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.  
 $\Sigma$ : Sommation.  
 $\emptyset$  : diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.  
 $\rho$ : rapport de deux dimensions.  
 $\nu$  : coefficient de poisson.  
 $\mu$ : moment réduit.  
 $\lambda$ : élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimensions.  
 $\vartheta$ : déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction.  
 $\eta$ : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.  
 $\xi$ : pourcentage d'amortissement critique.  
 $\beta$ : coefficient sans dimension, coefficient de pondération.  
 $\gamma$ : coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.  
 $\alpha$ : angle, coefficient sans dimension.  
 $y_1$ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène.  
 $Y$  : ordonnée.  
 $X$  : abscisse.  
 $t$  : espacement ; période.  
 $s$  : espacement.  
 $q_p$ : charge linéaire du palier.  
 $q_{ser}$ : charge linéaire d'état limite de service.  
 $q_l$ : charge linéaire.  
 $q_{eq}$ : charge linéaire équivalente.  
 $q_b$ : charge linéaire induite par les marches.  
 $l_0$ : longueur libre.  
 $l_y$ : la grande dimension du panneau de la dalle.  
 $l_x$ : la petite dimension du panneau de la dalle.  
 $l_0$ : longueur de flambement.  
 $l$ : longueur ; distance.  
 $j$ : nombre des jours.  
 $i$ : rayon de giration.

---

---

# Chapitre I

## Introduction & présentation de l'ouvrage

---

## I.1 Introduction générale

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier. 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.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

Dans ce mémoire on se propose d'étudier un bâtiment (R+8+sous-sol) en béton armé à usage multiple dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

La structure est implantée dans la ville de Tiaret, région classée comme une zone de faible sismicité (zone I) selon le code parasismique algérien le RPA99/2003.

Le bâtiment est composé de:

- sous-sol destiné à être comme parking (stationnement des véhicules légers) sous-terrain;
- rez-de-chaussée abritant des commerces ;
- huit étages à usage d'habitation avec logements de type F3 et F4.

## I.3 Caractéristiques géométriques

### a) Géométrie du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment .....	17.50 m
Largeur totale du bâtiment.....	12.50m
Hauteur du Sous-sol.....	3.06
Hauteur du R.D.C.....	4.42m
Hauteur des étages courants (1 <sup>ier</sup> – 8 <sup>ème</sup> ).....	3,06 m
Hauteur totale de la structure .....	31.96 m
La surface totale .....	218.75 m <sup>2</sup>

## **I.4 Définition des éléments de la structure:**

### **I.4.1. Superstructure**

#### **a) L'ossature :**

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort sismique, le RPA99/2003 exige que pour toutes les structures qui dépassent une hauteur de 17 mètres en Zone I, le type de contreventement sera mixte(voile-portique) ou voile.

#### **b) Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique.

On distingue deux types :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

#### **c) Maçonnerie:**

- Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.
- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois de brique creuse de 15 *cm* et de 10 *cm* d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 *cm* d'épaisseur.

#### **d) Escalier:**

Ce bâtiment est équipé de plusieurs types d'escaliers.

#### **e) Revêtement:**

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

## I.4.2. Infrastructure

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des semelles filantes.

## I.5 Caractéristiques des matériaux

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier

### I.5.1 Le béton

On appelle béton une pâte malléable constituée par un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, granulas et eau de gâchage. Le béton utilisé est dosé à 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment CEMI 32,5 (CPA325).

Les compositions retenues par m<sup>3</sup> sont :

- 400 L.....de sable.
- 800 L.....de gravier.
- 175 L.....d'eau.

#### 1.5.1.1. Résistance mécanique

##### 1- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend :  $f_{cj} = f_{c28}$ .

Pour  $j \geq 60$  jours, on prend  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  ; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

##### 2- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

### 3- Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

#### A) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

#### B) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

### 4- Déformation et contraintes de calcul:

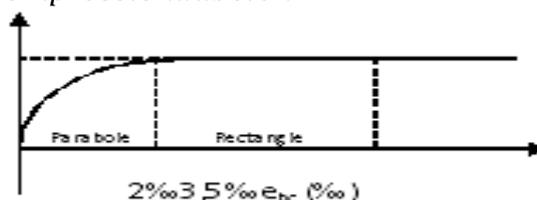
#### A) Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

#### a.1) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

$\sigma_{bc}$ : La contrainte de compression du béton



**Figure I.8 :** Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour lecas général} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour lecas descombinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  ;

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentel} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

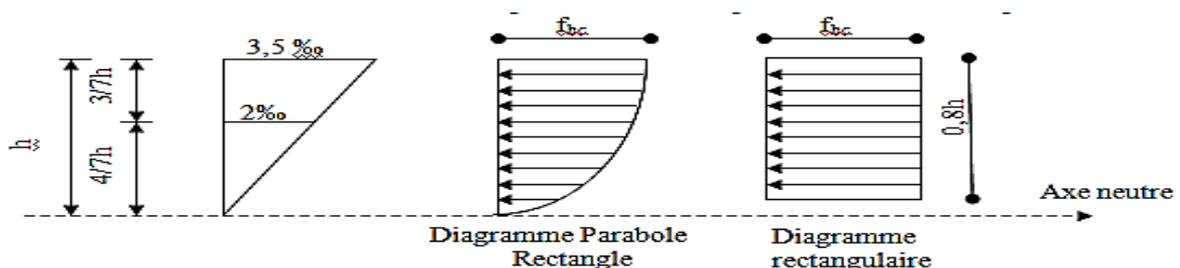
B) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

### b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple



**Figure I.9 :** Diagramme rectangulaire.

b.2)- Contrainte admissible de cisaillement:

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\text{ultime } \tau_u. \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :  $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3,34 \text{ MPa}; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

C) Modules de déformation longitudinale du béton:

c.1)- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée  $E_{ij}$  du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

c.2)- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

D) Module de déformation transversale:

d.1)- Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où :  $\nu$  est le coefficient de poisson

$\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.)  $\rightarrow G = 16082,1 MPa$

$\nu = 0,2$  ; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.)  $\rightarrow G = 13401,75 MPa$

### I.5.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\phi$ ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de :  $78,5 \text{ kN/m}^3$  et son module d'élasticité longitudinal est de :  $200000 \text{ MPa}$ .

#### 1. Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas général, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaisons accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

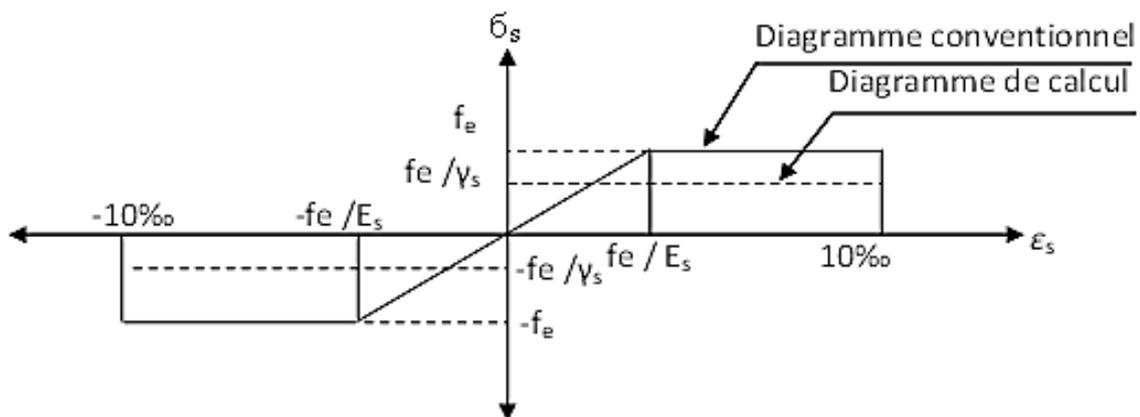


Figure.I.10 : Diagramme de déformation – contraintes

## 2. Contraintes limites de traction des armatures:

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$  ; (Pas de limitation)  $\rightarrow$  Fissuration peu préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \right. \\ \left. \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

## I.6Hypothèses de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R.
- Etats limites de service E.L.S.

### a) E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003). On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion simple et composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à :  $\epsilon_s = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression ;
  - L'acier en traction et en compression.

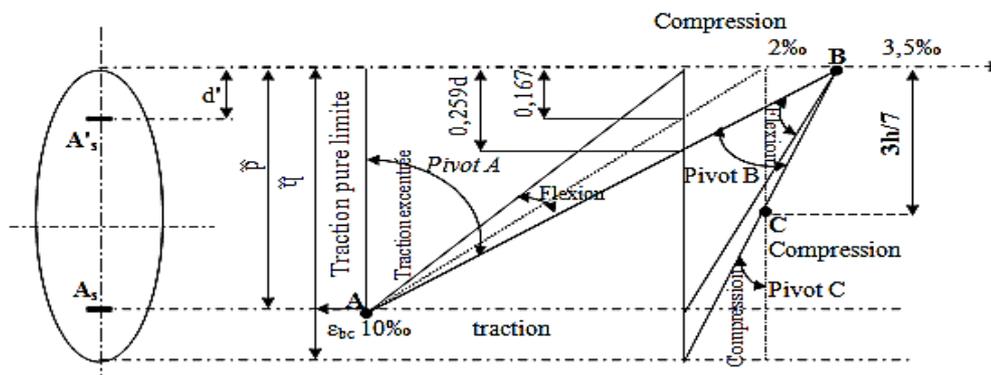
• **Règles des trois pivots:**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10\text{‰}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2\text{‰}$

**Tableau I.5 :** Les déformations limites du pivot.



**Figure I.11 :** Diagramme des déformations limitées de la section.

b) **E.L.S** :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

• **Hypothèses de calcul:**

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

### **I.7 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites:**

• ***Etat limite ultime :***

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

• ***Etat limite de service:***

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

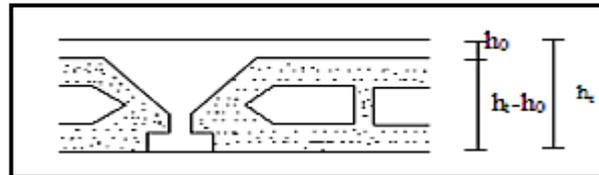
# Chapitre II

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

## II.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui Lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort Comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre structure, on utilise de types de planchers :



**Figure II. 12:** coupe d'un plancher à corps creux

$h_t$  : L'ÉPAISSEUR TOTALE DU PLANCHER.

$L$  : LA PLUS GRANDE PORTEE ENTRE NUS D'APPUI DES POUTRELLES.

### II.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$L$  : LA PORTEE MAXIMALE ENTRE NUS D'APPUI.

$h_t$  : HAUTEUR TOTALE DU PLANCHER.

$$L = \min[L_{max}(sens x) ; L_{max}(sens y)] \Rightarrow L = \min[4.30 ; 4.80] L_{max} = 4.30 m$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{430}{22,5} = 19.11 cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 cm \begin{cases} 16 cm : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 cm \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

## II.1.2.Descente de charges des planchers

### a)- Charge Permanente :

#### a.1) Plancher terrasse inaccessible

Plancher	P (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravions roulé (e=5cm)	0,85
Étanchéité multicouche (2cm)	0,12
Forme de pente en béton (10cm)	2,2
Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,16
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre(e=2cm)	0,2
	<b>G=6.33</b>
	<b>Q=1.00</b>

**Tableau II.6:**charge permanente de plancher terrasse

#### a.2) plancher étage courant

Plancher	P (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons intérieures	1,38
Carrelage (2cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.40
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre (ep =2cm)	0,20
Lit de sable (2cm)	0.36
	<b>G<sub>e</sub> =5,58</b>
	<b>Q =1.50</b>

**Tableau II.7 :** charge permanente des planchers étage courant

Plancher	P (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons intérieurs	1,38
Carrelage (2cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.40
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre (ep =2cm)	0,20
Lit de sable (2cm)	0.36
	<b>G<sub>e</sub> =5,58</b>
	<b>Q =5.00</b>

**Tableau II.3** : charge permanente des planchers RDC

**a.3) Murs extérieurs :**

Plancher	P (KN/m <sup>2</sup> )
Brique Creuse (10 cm)	0,45
Brique Creuse (15 cm)	1,30
Enduit extérieure en ciment (2 cm)	0,36
Enduit intérieure en plâtre (2 cm)	0,2
	<b>G=2,31</b>

**Tableau II.4:** Murs extérieurs

**Charge D'exploitation**

- Terrasse inaccessible : Q= 1.00 KN/m<sup>2</sup>
- Etage courant : Q= 1.5 KN/m<sup>2</sup>
- RDC : Q=5 KN/m<sup>2</sup>
- Sous-Sol Q=2.5KN/m<sup>2</sup>

## II.2. Prédimensionnement des éléments porteurs

### II.2.1. Prédimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

#### II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p] :

a)- Critère de rigidité :

$$\text{Selon le B.A.E.L 91: } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d < b \leq 0,8d \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour : } L = 480 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 32 \leq h \leq 48 \rightarrow h = 45 \text{ cm.} \\ 16 < b \leq 32 \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

b)- Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (45/30) = 1,5 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

#### II.2.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S] :

a)- Critère de rigidité :

$$\text{Selon le B.A.E.L 91: } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d < b \leq 0,8d \end{cases}$$

Pour :  $L = 430\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 28 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 40\text{ cm} \\ 14 < b \leq 28 \rightarrow b = 30\text{ cm} \end{cases}$

**b)- Condition du R.P.A 99:**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30\text{ cm} \\ b = 30 \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ (b/h) = 0,75 \leq 4 \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$

**II.2.2. Prédimensionnement des poteaux**

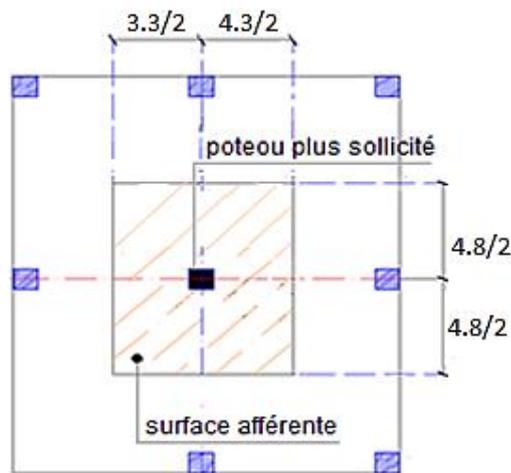
Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a deux sections différentes des poteaux :

- **Rectangulaire.**
- **Circulaire.**

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = [(3.30/2) + (4.30/2)] * [(4.80/2) + (4.80/2)] = 18.24\text{m}^2$$



**Figure II.2 :** section afférente du poteau

### II.2.2.1. Dégression des Surcharges d'exploitation

Sous terrasse .....	$Q_0$ .
Sous étage 1 .....	$Q_0 + Q_1$ .
Sous étage 2 .....	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .
Sous étage 3 .....	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
Sous étage 4 .....	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
Sous étage n .....	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$ .

Niveau	La loi de dégression (kN/m <sup>2</sup> )	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	$NQ_0 = 1 \text{ kN/m}^2$	1
<b>08</b>	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
<b>07</b>	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
<b>06</b>	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
<b>05</b>	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
<b>04</b>	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
<b>03</b>	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
<b>02</b>	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,45
<b>01</b>	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.28
<b>RDC</b>	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	12.39
<b>Sous-Sol</b>	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	13.67

**Tableau II.5:** Dégression des Surcharges d'Exploitation

#### a)- Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- Condition de résistance
- Condition imposée par le RPA99
- Condition de stabilité

**a.1) -Condition de résistance**

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[ \theta \cdot \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots (*)$$

D'après BAEL 91 on prend avec :  $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$

- $Br$  : Section nette du béton ; [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)m^2$ ]
- $\theta$  : facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ )
- $K$  : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges  $K = 1$ , les charges étant appliquée généralement après 90jours.

$\sigma_{bc}$  : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

- $N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$
- $N_g$  : Effort normal du aux charges permanentes
- $N_q$  : Effort normal du aux charges d'exploitations
- Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations.
- $\beta$  : coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.
- $\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2$  avec  $\lambda \leq 35$

Pour toutes les armatures participe on prend,  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa}$  : résistance de calcul des aciers à L'ELU

La formule (\*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) \cdot 10 / \left[ \left( \frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left( \frac{1}{100} \right) \cdot 348 \right]$$

Donc  $Br \geq 0,64 \times N_u$

**a.2)- Conditions imposées par le RPA99**

En zone I: on a

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

Avec  $h_c$  : la hauteur libre d'étage

**b)- Calcul de la section du poteau****b.1)- Poteau rectangulaire**

**Exemples de calcul** : poteau de (8<sup>ème</sup> étage)

**1. Effort normal ultime  $P_u$** 

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet \text{ 8eme étages } \rightarrow \begin{cases} G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 10,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,45) = 4,56 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40) = 4,05 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_4(\text{res}) = 2 \times [(0,15 \times 2,15)] + 2 \times [0,15 \times 2,40] + [0,15 \times 2,15 \times 2,4] \times 25 = 53,47 \text{ KN}$$

$m = 1$  Étages

Donc :

$$P_u = 10,05 \times 18,24 + 4,56 \times 4,8 + 4,05 \times 3,8 + 53,47$$

$$P_u = 274,06 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 274,06 = 315,17 \text{ KN}$$

On sait bien que :  $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 201,71 \text{ cm}^2$ .

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = 14,21$$

Donc on prend :  $B = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

## 2. Vérification suivant RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(30, 30) \geq \frac{442}{20} = 22.1 \text{ .....Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

### • poteau : (7<sup>ème</sup> étage)

#### 1. Effort normal ultime :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau}(8^{\text{EME}} \text{ étage}) \times L_p$$

$$\bullet \text{ 7<sup>ème</sup> étage} \rightarrow \begin{cases} G = 11.91 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 19.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,45)2 = 9,11 \text{ KN/m.l}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40)2 = 8,1 \text{ KN/m.l}$$

$$\bullet N_{4(\text{res})} = 2 \times [(0,15 \times 2,15)] + 2 \times [0,15 \times 2,40] + [0,15 \times 2,15 \times 2,4] \times 25 = 53,47 \text{ KN}$$

$m = 2$  Étages

$$\bullet N_{\text{POTEAU}} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,30) = 3,04 \text{ KN/m.l}$$

Donc :

$$P_u = 19.82 \times 18,24 + 9,11 \times 4,8 + 8,1 \times 3,8 + 3,04 \times 3,06 + 53,47$$

$$P_u = 498,78 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 498,78 = 573,61 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 367,12 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = 19,18 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $B = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

## 2. Vérification suivant RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min (30, 30) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

	Q (KN)	G (kN)	Nu poteaux	Pu (kg)	Nu=1,15xPu (kN)	Br=0,64xNu (cm <sup>2</sup> )	b <sub>1</sub> *h <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>ème</sup> étage	1	6,33	0	274,06	315.17	201.70	<b>30*30</b>
7 <sup>ème</sup> étage	2,5	11,91	3.04	498.78	573.61	367.11	<b>30*30</b>
6 <sup>ème</sup> étage	3,85	17,49	6.08	666.73	766.73	490.70	<b>35*35</b>
5 <sup>ème</sup> étage	5,05	23.07	10.21	762.48	876.85	561.18	<b>35*35</b>
4 <sup>ème</sup> étage	6,1	28.65	14.34	1018.98	1171.82	749.96	<b>40*40</b>
3 <sup>ème</sup> étage	7	34.23	19.74	1193.12	1372.08	878.13	<b>40*40</b>
2 <sup>ème</sup> étage	7,45	39.81	25.14	1363.40	1567.91	1003.24	<b>45*45</b>
1 <sup>ème</sup> étage	8,45	45.39	31.97	1537.02	1767.57	1131.24	<b>45*45</b>
RDC	9,28	50.97	38.8	1770.63	2036.22	1303.18	<b>50*50</b>
Sous-Sol	12.39	56.55	47.23	1917.03	2204.58	1410.93	<b>50*50</b>

**Tableau II.6 :** Tableau récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.

## d)- Vérification des poteaux au flambement

## 1. Poteaux rectangulaires

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } I = \frac{b \times a^3}{12} \Rightarrow i = a / \sqrt{12}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

$\lambda$  : l'élancement  $\frac{Lf}{bi}$

$$Lf = 0,7L0 \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{0.7L0}{a}$$

Le flambement est vérifié

Niveau	(a,b)cm <sup>2</sup>	l <sub>0</sub> (m)	a(cm)	l <sub>f</sub> = 0,7l <sub>0</sub> (m)	λ
8 <sup>ème</sup> étage	30*30	3,06	0.30	2,14	24.71
7 <sup>ème</sup> étage	30*30	3,06	0.30	2,14	24.71
6 <sup>ème</sup> étage	35*35	3,06	0.35	2,14	21.18
5 <sup>ème</sup> étage	35*35	3.06	0.35	2.14	21.18
4 <sup>ème</sup> étage	40*40	3.06	0.40	2.14	18.54
3 <sup>ème</sup> étage	40*40	3.06	0.40	2.14	18.54
2 <sup>ème</sup> étage	45*45	3.06	0.45	2.14	16.47
1 <sup>er</sup> étage	45*45	3.06	0.45	2.14	16.47
RDC	50*50	4.42	0.50	3.09	21.41
Sous-Sol	50*50	3.06	0.50	2.14	14.83

Tableau II. 7 : vérification des poteaux rectangulaires au flambement

### II.3. Pré dimensionnement des voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

#### II.3.1. Étage courant+ RDC+ S-sol :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15.3$$

⇒

a=20cm du RDC jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage

a= 15 cm du 5<sup>ème</sup> étage jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage

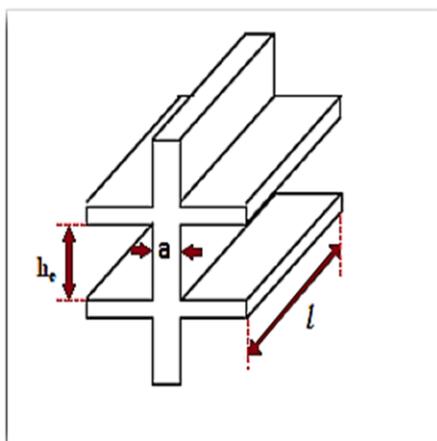


Figure II. 4: Coupe de voile

## Chapitre III

### Les éléments non structuraux

### III.1 Acrotère

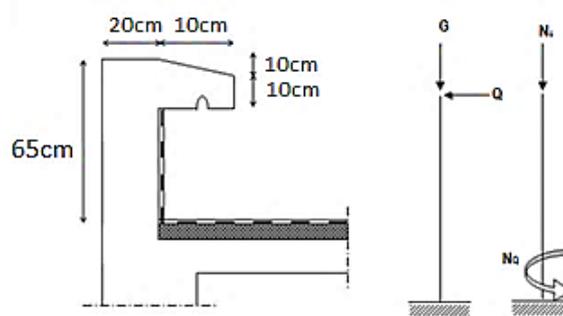
#### III.1.1. Introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$ ) ainsi qu'un séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).



**Figure III.1 :** Dimensions de l'acrotère

#### III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

##### a) Poids propre

$$S = \frac{0,10 + 0,20}{2} * 0,10 + (0,65 \times 0,2) = 0,145 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,145 \times 25 = 3,625 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

Surcharge (force horizontale) :

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

A : coefficient d'accélération de zone une et  $A=0.1$

$C_p$  : facteur de force horizontale  $C_p=0.8$

$W_p$  : poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.80 \times 3.625 = 1.16 \text{ KN}$$

#### b) Effort normal

$$N_U = 1,35 \times G = 1,35 \times 3.625 = 4.89 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 3.625 \text{ kN/ml}$$

#### c) Moment de flexion

$$M_U = 1,5 \times F_p \times h = 1,50 \times 1.16 \times 0,65 = 1.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1.16 \times 0,65 = 0,75 \text{ kN.m}$$

#### d) Effort tranchant

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

#### e) Excentricité

##### a) Excentricité du 1er ordre $e_1$

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.13}{4.89} = 0,23 \text{ m}$$

##### b) Excentricité additionnelle

$$e_a = \max [2\text{cm} ; L/250 ]$$

$$e_a = \max [2\text{cm} ; 65/250 ]$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

##### c) Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure

$$e_2 = (3L^2 f / 1000h) \times (2 + \alpha \Phi)$$

$\alpha$  : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients  $\gamma$

$$\alpha = 10(1 - (M_u / 1.5M_s))$$

$$\alpha = 0.5 \text{ si } N_i = 0$$

$L_f$ : Longueur de flambement

$\Phi$ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 = 2 \times 0.65 = 1.3 \text{ m}$$

$$\alpha = 10(1 - (1.13/1.5 \times 0.75)) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = (3 \times 1.3) / (10000 \times 0.2) = 0.0025 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.0025 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e \Rightarrow e = 0.23 + 0.02 + 0.0025 \Rightarrow e = 0.25 \text{ cm}$$

$$e > h/2 - c = 0.20/2 - 0.02$$

$$23 > 0.08$$

$e > h/2 - c$  donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

$$M_u = N_u \times (e + h/2 - c)$$

$$M_u = 4.89 \times (0.23 + 0.08)$$

$$M_u = 1.52 \text{ KN.m/ml}$$

### III.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.)

#### a) Les armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.0015$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0018$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_b} \Rightarrow A_{st} = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.18 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0.24 \text{ cm}^2$$

#### b) Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} = 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{smin} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T8 = 2.51 cm<sup>2</sup>.  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

**c) Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $5\Phi 6 \text{ p.m. } A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

**d) Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 1.5 \times F_p \Rightarrow 1.5 \times 1.16 \Rightarrow 1.74 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.096 \text{ MPa}$$

**e) Fissuration peu préjudiciable**

$$\tau_{\text{adm}} = \text{Min} \left( 0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{adm}} \Rightarrow 0.096 < 3.33 \text{ condition vérifiée.}$$

**III.1.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme**

$$F_p \leq 1.5Q$$

$$1.16 \leq 1.5 \text{ condition vérifiée}$$

**a) Vérification des ELS**

Pas de limitation de  $\sigma \Rightarrow$  Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} \times 0.6 \times 25$$

$$\sigma = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{1.13}{0.75} \Rightarrow \gamma = 1.5$$

$$\alpha < \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5$$

$$0.0018 < 0.5 \text{ condition vérifiée}$$

## b) Schéma du ferrailage

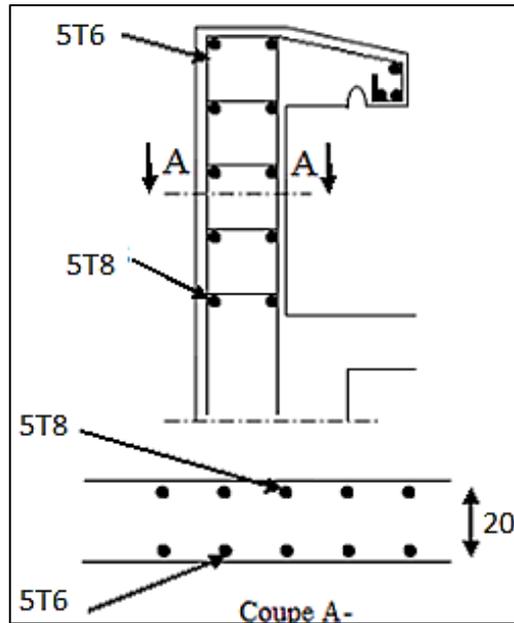
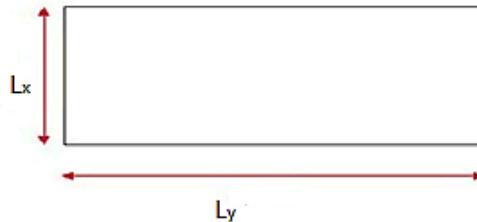


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère

## III.2. Balcon

## III.2.1. Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.



On a:

$L_y$ : La longueur de l'encastrement à la poutre ;  $L_y = 3.20\text{m} ; 4\text{m} ; 1.8\text{m}$

$L_x$  : La longueur de l'encastrement aux deux consoles ;  $L_x = 1.1\text{ m} ; 1.9\text{m} ; 1.2$

$L_x / L_y = 1,1 / 3,2 = 0,34 < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens (suivant  $L_x$ )

$L_x / L_y = 1,9 / 4 ; 1.2 / 1.8 = 0,47 ; 0.66 < 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens. Le

calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{110}{20} ; \frac{190}{20} ; \frac{120}{20} = 5.5; 9.5; 6 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique :  $e \geq 12 \text{ cm}$  ;
- Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coup feu.

On adopte :  $e = 15 \text{ cm}$ .

### III.2.2. Etude des charges et des sollicitations

#### a) Décante des charges

Désignation	P (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage (2cm)	0,4
2. Mortier de pose	0,4
3. Dalle pleine (ep = 15) cm	3,75
4. Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0,2
5. Lit de sable	0,36
	<b>G =5.11</b>

**Tableau III.8:** charge permanente du balcon

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Charge surfacique et linéaire :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2$  ; Charge surfacique.

$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml}$  ; Charge linéaire.

$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2$ ; Charge surfacique.

$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml}$  ; Charge linéaire.

#### c) Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 3.9 m.

- Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{umur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

- Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

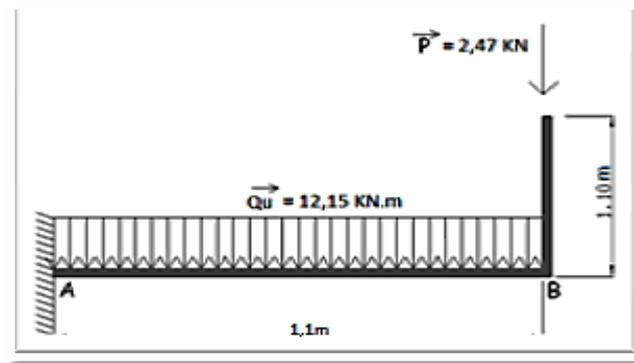
$$D'où : P_{uenduit} = 1,35 \times P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

- Charges totales :

$$P_u = P_{umur} + P_{uenduit} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$$

### III.2.3. 1er type :



**Figure III.3 :** Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 1 »

#### a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = \left( \frac{12,15 \times 1,10^2}{2} \right) - 2,47 \times 1,10 = 10,07 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,10) + 2,47 = 15,84 \text{ kN}$$

#### III.2.3.1. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,07 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,981$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,07 \times 10^3}{0,981 \times 13,50 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et  $A_{\text{adpt}} = 4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, et  $A_{\text{adp}} = 2,01 \text{ cm}^2$  l'espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.2.3.2. Vérifications****a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adpt}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

**b) b) Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,84 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Contraintes d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,84 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 1,508 \times 10^2} = 2,16 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues 4T12=15,08;

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**d) La vérification des contraintes à l'E.L.S.**

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,10^2}{2} - 1,83 \times 1,1 = 7,22 \text{ kN.m}$$

**e) Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y_1 = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**f) Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + ((15 \times 4.52)(13,50 - 3.65)^2) = 8199.02 \text{ cm}^4$$

**g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7.22 \times 10^3}{8199.02} \times 3.65 = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.21 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\eta : \text{ Coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7.22 \times 10^3}{8199.02} \times (13,50 - 4.52) = 118.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 1118.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**i) Vérification de la flèche**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

**i.1) Détermination du centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4.52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4.52)}$$

$$= 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm}$$

**i.2) Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 =$$

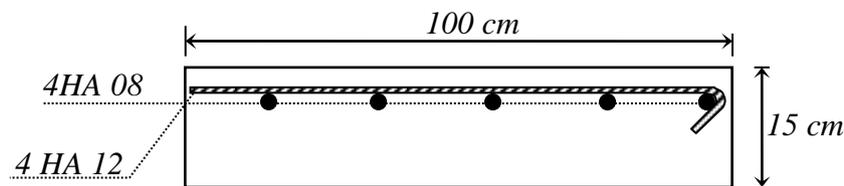
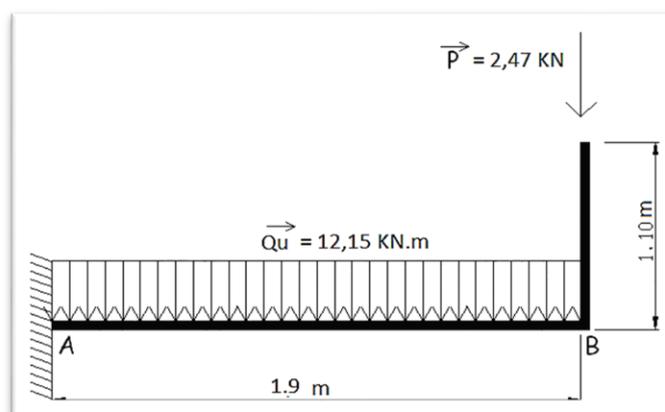
$$= \frac{100 \times 7,75^3}{3} + \frac{100 \times 7,25^3}{3} + (15 \times 4,52) \times (13,50 - 7,75)^2 = 30460,38 \text{ cm}^4$$

**i.3) Calcul de la flèche :**

$$F = F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,9^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,9}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,024 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,16 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

**Figure III.4 : ferrailage du balcon « 1 »****III.2.4. 2ème types :****Figure III.5 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 2 »**

**a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,9^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,9) = -26,62 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,9) + 2,47 = 25,56 \text{ kN}$$

*Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens*

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \rho = L_x/L_y = 0,48$$

**ELU :**  $v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0994$  ;  $\mu_y = 0,2500$

**ELS:**  $v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,1026$  ;  $\mu_y = 0,3491$

**Calcul à ELU**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,994 \times 12,15 \times 1,9^2 = 4,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,25 \times 4,35 = 1,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 4,35 = 3,7 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 1,09 = 0,93 \text{ KN. m.}$$

$$M_{axr}ive = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 2,18 \text{ KN.m}$$

**III.2.4.1. Ferrailage**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}^*$$

**a) En travée :****Sens  $L_x$  :**

$$M_{tx} = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,7 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,7 \times 10^3}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,793 \text{ cm}^2$$

**Sens  $L_y$  :**

$$M_{ty} = 0,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0036 \rightarrow \beta = 0,9985 \text{ et puis :}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**b) Sur appuis:**

$$M_{arrive} = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996 \text{ et puis :}$$

$$A_{app} = \frac{M_{arrive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimale des armatures : ( $\alpha > 0,4$  et  $e = 15 \text{ cm}$ )

**Sens  $L_y$  :**

$$A_{ymin} = 8.e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m pour Fe=400}$$

**Sens  $L_x$  :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### III.2.4.2. Choix des aciers

**a) En travée :**

**Sens  $L_x$  :**

$$A_{tx} = 0,793 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow \{ A_{tx} : 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} ; S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$A_{ty} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{ty}: 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{ymin} \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

**b) Sur appuis :**

$$A_{app} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{arrive}: 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

**III.2.4.3. Vérifications :****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{25,56 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{25,56 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 6 \times 18,84 \times 10^2} = 0,19 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 6

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues 6T10=18.84

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,9^2}{2} - (1,43 \times 1,9) = -18,25 \text{ kN.m}$$

**e) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 70,65y - 953,8 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 195751,42 \\ y_1 = -5,13 \\ y_2 = 3,72 \end{cases} \rightarrow y_2 = 3,72 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre le plus comprimée.

**f) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,72^3}{3} + ((15 \times 4,71)(13,50 - 3,72)^2) = 7223,62 \text{ cm}^4$$

**g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{18,25 \times 10^3}{7223,62} \times 3,72 = 9,39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,39 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \times \frac{18,25 \times 10^3}{7223,62} \times (13,50 - 3,72) = 370,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 370,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition non vérifiée}$$

**i) Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

**i.1) Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,71 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,71)}$$

$$= 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,23 \text{ cm}$$

**i.2) Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7,77^3}{3} + \frac{100 \times 7,23^3}{3} + (15 \times 4,71) \times (13,50 - 7,77)^2$$

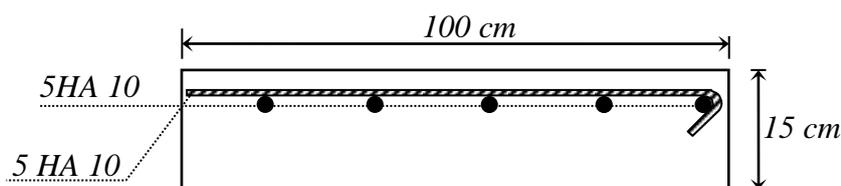
$$= 28337,9 \text{ cm}^4$$

**i.3) Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,9^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,9}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,19 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{190}{250} = 0,76 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,19 \text{ cm} < F_{adm} = 0,76 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.4.4. Schéma du ferrailage****Figure III.6 :** ferrailage du balcon « 2 »**III.2.5. 3ème types :****a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left( \frac{12,15 \times 1,2^2}{2} \right) - (2,47 \times 1,2) = -11,71 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,2) + 2,47 = 17,05 \text{ kN}$$

Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \rho = L_x/L_y = 0,48$$

**ELU** :  $v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0737$  ;  $\mu_y = 0,3753$

**ELS** :  $v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,0792$  ;  $\mu_y = 0,5351$

### Calcul à ELU

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0737 \times 12,15 \times 1,2^2 = 1.29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,3753 \times 1.29 = 0.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 1.29 = 1.097 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 0,41 = 0,41 \text{ KN. m.}$$

$$M_{axr\grave{a}rive} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0.65 \text{ KN.m}$$

### III.2.5.1. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}^*$$

a) En travée :

Sens  $L_x$  :

$$M_{tx} = 1.097 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.097 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,0042$$

$$\mu = 0,0040 \rightarrow \beta = 0,998 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.097 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Sens  $L_y$  :

$$M_{ty} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999 \text{ et puis :}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**b) Sur appuis:**

$$M_{arive} = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,003 \rightarrow \beta = 0,9985 \text{ et puis :}$$

$$A_{app} = \frac{M_{arive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimal des armatures : ( $\alpha > 0,4$  et  $e = 15 \text{ cm}$ )

**Sens  $L_y$  :**

$$A_{ymin} = 8.e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m pour Fe=400}$$

**Sens  $L_x$  :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**III.2.5.2. Choix des aciers****a) En travée :****Sens  $L_x$  :**

$$A_{tx} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{tx}: 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} ; S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$A_{ty} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{ty}: 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{ymin} \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

**b) Sur appuis :**

$$A_{app} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{arive}: 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \quad S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

**III.2.5.3. Vérifications****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adpt} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,05 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

**c) Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,05 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 6 \times 18,84 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 6

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues 6T10=18.84

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,2^2}{2} - (1,43 \times 1,2) = -7,91 \text{ kN.m}$$

**e) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 70,65 y - 953,8 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 195751,42 \\ y_1 = -5,13 \rightarrow y_2 = 3,72 \text{ cm} \\ y_2 = 3,72 \end{cases}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**f) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,72^3}{3} + ((15 \times 4,71)(13,50 - 3,72)^2) = 7223,62 \text{ cm}^4$$

**g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,91 \times 10^3}{7223,62} \times 3,72 = 4,07 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,07 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\eta : \text{ Coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 7 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,91 \times 10^3}{7223,62} \times (13,50 - 3,72) = 10,709 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 10,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**i) Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

**i.1) Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,71 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,71)}$$

$$= 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,23 \text{ cm}$$

**i.2) Calcul du moment d'inertie :**

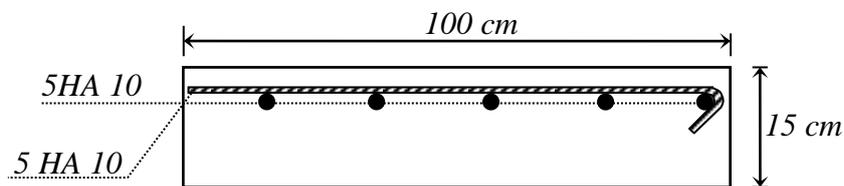
$$\begin{aligned}
 I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\
 &= \frac{100 \times 7,77^3}{3} + \frac{100 \times 7,23^3}{3} + (15 \times 4,71) \times (13,50 - 7,77)^2 \\
 &= 28337,9 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

**i.3) Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,2^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,2}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,11 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

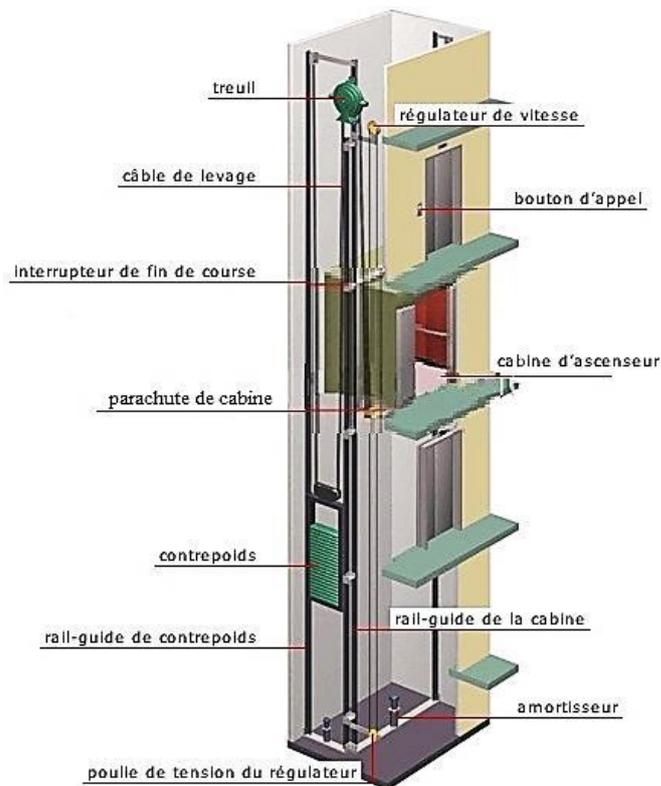
**III.2.5.4. Schéma du ferrailage****Figure III.7 : ferrailage du balcon « 3 »**

### III.3 L'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.



**Figure III.8:** Schéma d'un ascenseur

#### III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

$P_m$  : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

$Q$  : La charge en cabine ;

$P_p$  : Le poids de contrepoids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ .

D'après la norme (NFP82-208), la charge nominale est de 400 kg pour 6 personnes.

Largeur de la cabine : 1,10 m

Langueur de la cabine : 1.4 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 24,01 m

La surface latérale :  $S_1=(2 \times 1.4+1.1) \times 2.2 = 8.58 \text{ m}^2$

On prend  $h_0 = 15 \text{ cm}$ , comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S_1 = 8.58 \text{ m}^2$	$M_1 = 8.58 \times 1.1 \times 11.5 = 108.54 \text{ Kg}$
Poids du plancher : $S_2 = 1.4 \times 1.1 = 1.54 \text{ m}^2$	$M_2 = 1.54 \times 110 = 169.40 \text{ Kg}$
Poids de l'arcade :	$M_3 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_4 = 100 \text{ Kg}$
Poids des accessoires :	$M_5 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_6 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S_7 = 0.80 \times 2 = 1.60 \text{ m}^2$	$M_7 = 1.6 \times 25 + 80 = 120 \text{ Kg}$

**Tableau III.2** : Poids des composants de l'ascenseur

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 785.94 \text{ Kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 785.94 + \frac{400}{2} = 1100.94$

### III.3.2 Calcul de la charge total $q_u$

#### III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $\frac{D}{d}$  ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 11.11 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 12$  ;

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (400 + 1100.94) = 18011.28 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{18011.28}{0,85} = 21189.74 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

$m$  : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...) ;

$n$  : Nombres des câbles.

Pour un câble de  $d=11.11\text{m}$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{21189.74}{8152 \times 2} = 1,30$$

On prend :  $n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

### III.3.2.2 Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

$m$  : La masse linéaire du câble,  $m = 0,396 \text{ kg} / \text{m}$  ;

$n$  : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

$L$  : Longueur du câble  $L = H_t - H_{\text{cabine}}$  ;  $L = 31,96 - 2,2 = 29,76$

$$M_g = m \times n \times L = 0,396 \times 2 \times 29,76 = 23,56 \text{ kg}$$

### III.3.2.3. Calcul de la charge permanente total G

On a :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 785,94 + 1100,94 + 23,56 + 1200 = 3110,44 \text{ kg}$$

$$Q = 400 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 4799,09 \text{ kg}$$

### III.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 4799,09 \text{ kg}$ .

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4799,09}{4} = 1199,77 \text{ kg} / \text{m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

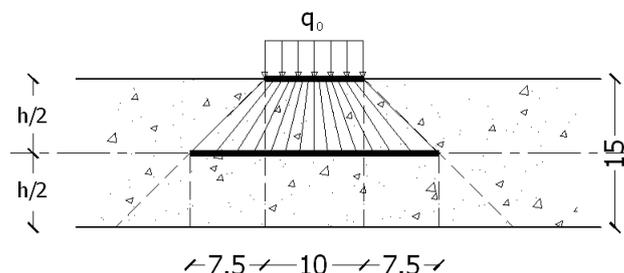
$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.



**Figure III.9 :** Poids des composants de l'ascenseur

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

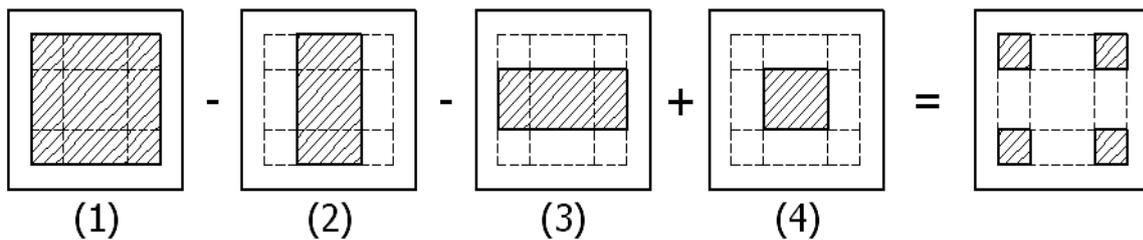
$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1199,77 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### III.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées



**Figure III.10** : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

#### a) Distances des rectangles

a) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 124 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Rectangle (2)

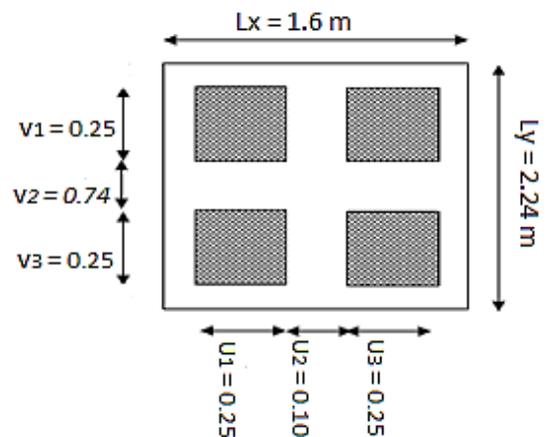
$$\begin{cases} U = 10 \text{ cm} \\ V = 124 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 74 \text{ cm} \end{cases}$$

d) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 10 \text{ cm} \\ V = 74 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure III.10** : Dessin montrant la concentration des charges

#### b) Calcul des moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ( $v = 0$ )

$$M_x = M_1 \times PetM_y = M_2 \times PetP = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A ( $25 \times 25$ ) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1199.77}{0,25^2} = 19196.38 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1.60 \text{ m}$  et  $L_y = 2,24 \text{ m}$ . ;  $P = L_x/L_y = 0.71$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P = P'.S [kg]	$M_x$ [kg.m]	$M_y$ [kg.m]
1	0,38	0,55	0,115	0,054	0.744	14282.104	1642.44	771.23
2	0,06	0,55	0,152	0,059	0.124	2380.351	361.81	140.44
3	0,38	0,33	0,158	0,091	0.444	8523.191	1346.66	775.61
4	0,06	0,33	0,2	0,101	0.074	1420.532	284.11	143.47

**Tableau III.3 :** Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

### c) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 218.071 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = -1.344 \text{ kg.m}$$

### d) Moments dus aux charges réparties (poids propre)

#### d.1) Chargement :

$$L_x = 1.60 \text{ m et } L_y = 2,24 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg} / \text{m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg} / \text{m}$$

Charge ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg} / \text{m}$$

#### d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{2,24} = 0,71$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :  $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,71 \rightarrow \mu_x = 0,0671 \text{ et } \mu_y = 0,4471$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 112.728 \text{ kg.m et } M_{y2} = 50.401 \text{ kg.m}$$

**d.3) Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 218.071 + 112.728 = 330.799 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = -1.344 + 50.401 = 49.057 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

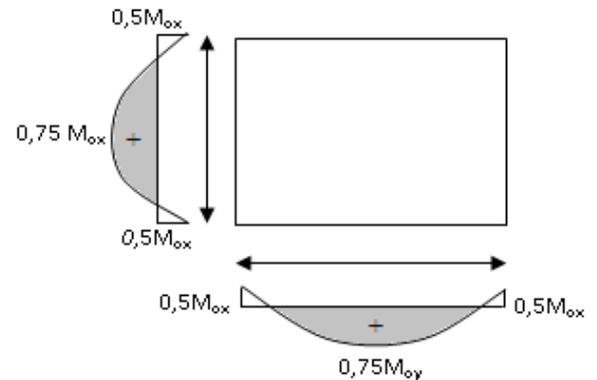
En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 248.099 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 36.793 \text{ kg.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 165.399 \text{ kg.m}$$



**Figure III.10 :** Moments de la dalle.

**III.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 13,5 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348; \mu_1 = 0,392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

**a) En travée :**

**Sens L<sub>x</sub> :**

**Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 248.099 \text{ kg.m} = 2480.99 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2480.99}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,995$

**La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2480.99}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens  $L_y$ :**

**Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 36.793 \text{ kg.m} = 3679.3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{367.93}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,001 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,999$

**La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{367.93}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b) Sur appuis**

**Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 165.399 \text{ kg / m} = 1653.99 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1653.99}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,997$

**La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1653.99}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**c) Section minimale des armatures :**

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,71$ , on peut appliquer la formule suivante :

**Sens  $L_y$  :**

$$A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**Sens  $L_x$  :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,71}{2} \right) = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

### III.3.6. Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

#### a) En travée :

Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

#### b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

#### c) Armatures transversales

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  avec :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{utot} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{utot} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$  : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

▪ On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1.60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,71}{2}} = 387.45 N = 0,387 kN$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1.60}{3} = 350 N = 0,350 kN$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{4799.09}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 63,98 kN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{4799.09}{3 \times 0,25} = 63,98 kN$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 0.387 + 63.98 = 64.37 kN ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{utot} = V_y + V_u = 0.350 + 63.98 = 64.33 kN ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{utot} = \max(V_{utotx} ; V_{utoty}) = 64.37 kN$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} = \frac{64.37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,48 MPa$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 MPa) = 1,63 MPa$$

$$\tau_u = 0,48 MPa < \bar{\tau}_u = 1,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.7. Vérification à l'E.L.S

#### a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E. L. S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{aser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{aser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3110.44 + 400) \frac{1}{4} = 877.61 kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \times v} = \frac{877.61}{0,25^2} = 14041.76 kg / m^2$$

$$P'_{ser} = 14041.76 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1.60\text{ m}$  et  $L_y = 2,24\text{ m}$ .

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P <sup>ser</sup> [kg/m <sup>2</sup> ]	$M_{0x}$ [kg.m]	$M_{0y}$ [kg.m]
1	0,38	0,55	0,115	0,054	0.744	10447.069	1201.413	564.142
2	0,06	0,55	0,152	0,059	0.124	1741.178	264.659	102.730
3	0,38	0,33	0,158	0,091	0.444	6234.541	985.058	567.343
4	0,06	0,33	0,2	0,101	0.074	1039.090	207.818	104.948

**Tableau III.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).**

**b) Les moments dus aux charges concentrées**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 159.514\text{kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = -0.983\text{kg.m}$$

**c) Moments dus aux charges réparties (poids propre)**

**c.1) Chargement**

$$L_x = 1.60\text{ m et } L_y = 2,24\text{ m et } h_0 = 15\text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375\text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100\text{ kg / m}$
- Charge ultime :  $q_{ser} = G + Q = 475\text{ kg / m}$

**c.2) Moments dus aux charges réparties (E.L.S)**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{2,24} = 0,71$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :  $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow \mu_x = 0,0671 \text{ et } \mu_y = 0,4471 ; \text{ Tirée de l'abaque de Pigeaud}$$

Donc :  $M_{0xr} = 81.594\text{ kg.m}$  et  $M_{0yr} = 36.48\text{ kg.m}$

**c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 241.108\text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 35.498\text{kg.m}$$

**Les moments retenus sont**

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 180.831 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 26.623 \text{ kg.m}$$

**b) Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 120.554 \text{ kg / m}$$

### III.3.8. Vérification des contraintes dans le béton

**Suivant  $L_x$  :**

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 120.55 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**a.1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.10y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**a.2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

**a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1808.31}{6087.13} \times 3,13 = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.92 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

**b) Sur appuis :**

$$M_a = 1653.99 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

**b.1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.10y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**b.2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

**b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1653.99}{6087.13} \times 3,13 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

**Suivant  $L_y$  :****a) En travée :**

$$M_{ty} = 266.23 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**a.1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**a.2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

**a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{266.23}{6087,13} \times 3,13 = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

**III.3.9. Disposition du ferrailage****a) Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

**b) Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

## c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm}; 32 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

## d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

## e) Armatures finales :

Suivant  $L_x$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant  $L_y$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

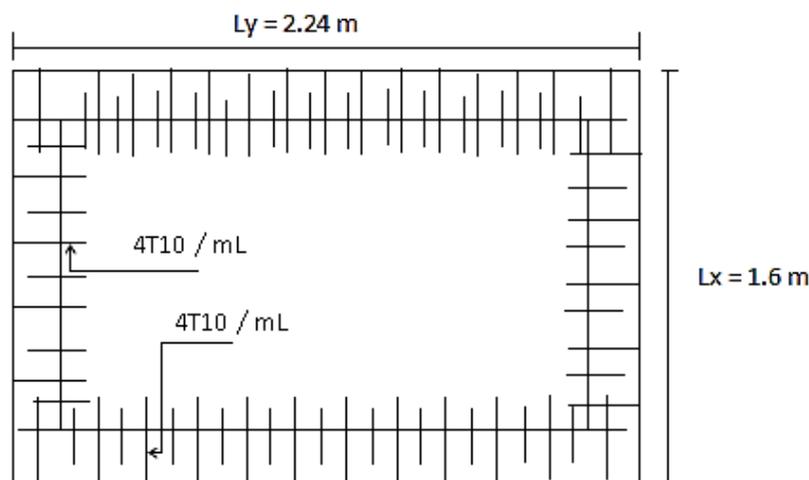


Figure III.11: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

## III.3.10. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15 \text{ cm}$ .

On adopte une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit :  $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

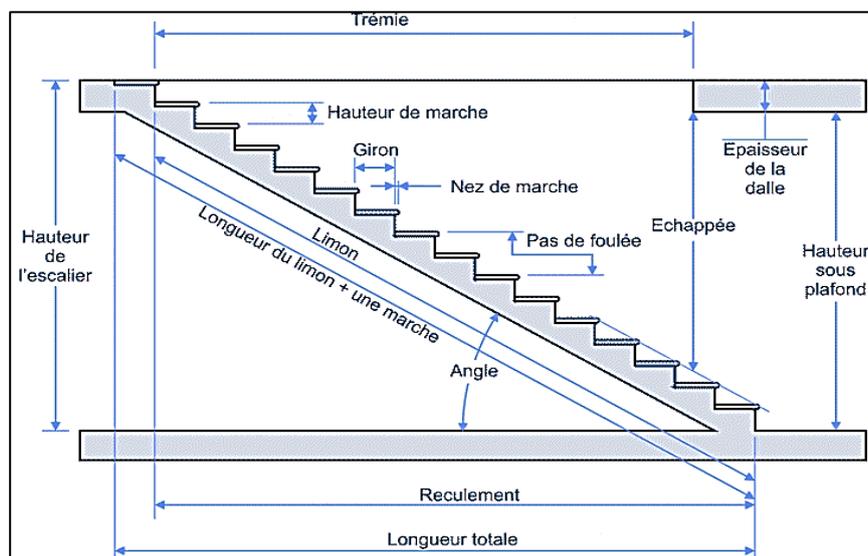
## III.4.les escaliers

### III.4.1. Introduction

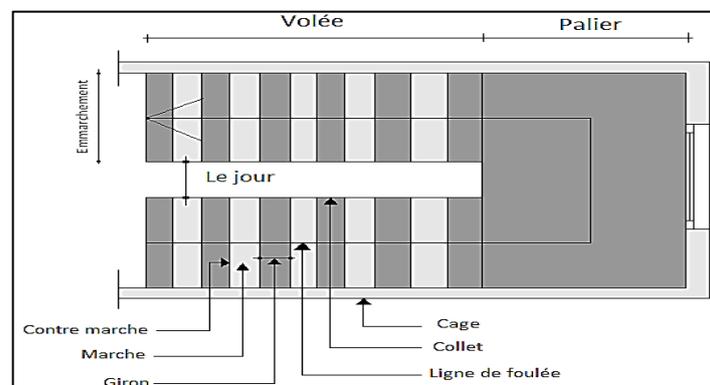
Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :  $2h + g = p$  ; avec  $p$  : l'amplitude du pas.

Et dans notre cas en a de types d'escaliers :



**Figure III. 132:** Coupe descriptive d'un escalier.



**Figure III.12:** Terminologie de l'escalier à deux volées.

### III.4.2. Dimensions des escaliers

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend :  $2h + g = 65 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

### III.4.3. Etude d'un escalier à deux volées

#### a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis :  $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec :  $m = 64 \text{ cm}, H = 153 \text{ cm} \text{ et } L = 224 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 594n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 8$  (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 9 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

**b) Epaisseur de paillasse ( $e_v$ ) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{224}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{224}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$8,58 \leq e_v \leq 12,87$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

**c) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

### III.4.4. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

**a) Paillasse:**

Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1. Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0,44
2. Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3. Revêtement en carrelage vertical $C_{HX}h/g$	0,25
4. Mortier de ciment vertical : $M_{H,h}/g$	0,22
5. Poids propre de la paillasse	4,31
6. Poids propre des marches	2,13
7. Enduit en plâtre (0,2)	0,20
8. Lit de sable(2cm)	0,36
9. Gard -corps	0,10
	$\Sigma G = 8,95$
	$Q = 2,5$

**Tableau III.5 :** Evaluation des charges et surcharges (paillasse)

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 15,83 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G+Q) \times 1 = 11,45 \text{ KN/ml}$$

## b) Palier :

Désignation	Poids KN/m <sup>2</sup>
1. Poids propre du palier epx25	3,75
2. Carrelage (2cm)	0,44
3. Enduit en plâtre (2cm)	0,36
4. Lite de sable (2cm)	0,36
5. Mortier de pose	0,4
	<b>G=5,31</b>
	<b>Q = 2.5</b>

Tableau III.6 : Evaluation des charges et surcharges (palier)

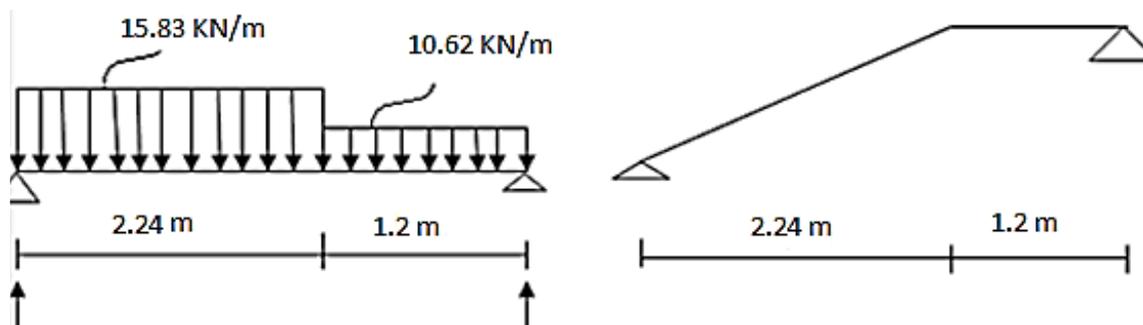
Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 10.62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G + Q) \times 1 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

## III.4.5.1er type

## III.4.5.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U

Figure III. 13 : Schéma statique du 1<sup>er</sup> type.

## a) Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1.3 - q_1 \times 2.4 = 0$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 15.83 \times 2.24 + 10.62 \times 1.20$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 48.20 \text{ KN / m}^2$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_a \times 3.44 = q_1 \times 2.24 \times 2.32 + q_2 \times 1.2 \times 1.2/2$$

$$R_a = 26.14 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 22,06 \text{ KN}$$

**Section 1-1: (0 < x < 2,24)**

$$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_a - qx = T$$

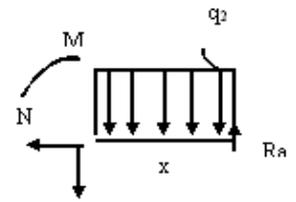
$$\Rightarrow Tx = 26.14 - 15.83x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_a x - qx^2/2$$

$$\Rightarrow Mx = 26.14x - 15.83 x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 26.14 \text{ KN} \\ x = 2,24 \Rightarrow T(2.24) = -9.31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,24) = 18.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Section2-2: (0 < x < 1,2)**

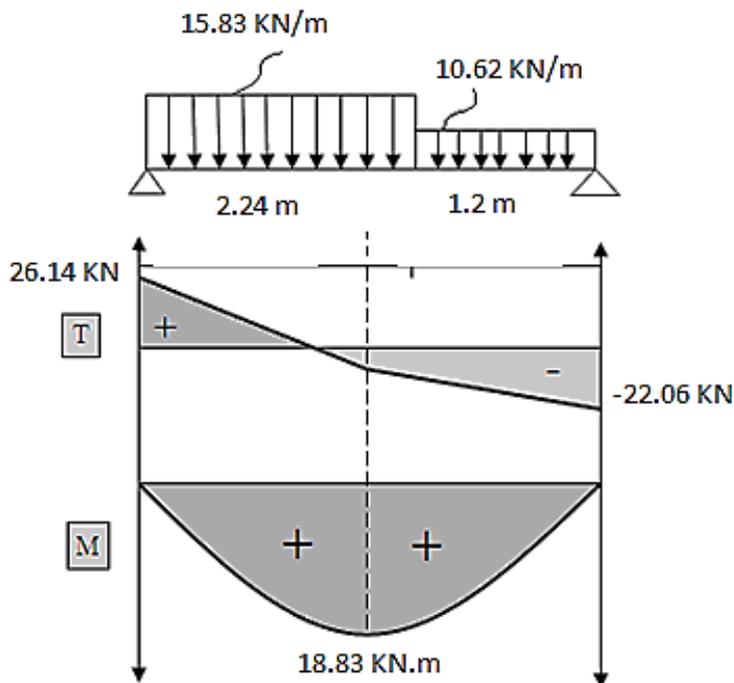
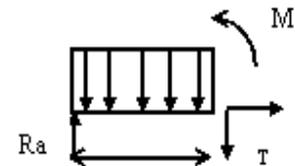
$$\sum Fy = 0 \Rightarrow t(x) = -R_b + qx$$

$$\Rightarrow Tx = -22,06 + 10.62x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2/2$$

$$\Rightarrow Mx = 22,06x$$

$$-10,62x^2/2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -22,06 \text{ KN} \\ x = 1,2 \Rightarrow T(1.2) = -9.31 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,2) = 18.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure III. 14:** Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

**b) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U****b.1) Moment en travée**

$$M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 0,85 \times 18,82 = 15,9 \text{ KN.m}$$

**b.2) Moment en appuis**

$$M_a = 0,4 M_0 \Rightarrow M_a = 0,4 \times 18,82 = 7,52 \text{ KN.m}$$

**III.4.5.2. Ferrailage de l'escalier****a) En Travée**

$$M_t = 15,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,9 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a: } \beta = 0,950$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,9 \times 10^3}{0,950 \times 10,8 \times 348} = 4,45 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 avec :  $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2$  – et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Sur appuis****b.1) Le moment ultime :**

$$M_a = 7,52 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

**b.2) Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,52 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,986$

**b.3) La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,52 \times 10^3}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T10 avec :  $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ,  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III.4.5.3. vérifications****a) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,31 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26,14 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification au niveau des appuis**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (26,14 \times 10^{-3}) + \frac{7,52 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,53 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.5.4. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$M_{0ser} = 13,82 \text{ kN.m} ; \text{obtenu par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{0ser} = 11,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 5,53 \text{ kN.m}$$

**a) En travée :**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**a.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + (15 \times 5,65)(10,8 - 4,01)^2 = 6056,69 \text{ cm}^4$$

**a.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.74 \times 10^3}{6056.69} \times 4.01 = 7.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.77 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sur appuis :**

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58.95y - 795.82 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**b.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

**b.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.53 \times 10^3}{7322.87} \times 3.44 = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{344} = 0,043 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,042 > 0,0105 ; \text{Condition vérifiée.}$$

**c.1) vérification de La flèche:( selon le B.A.E.L 91)**

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,043>0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4,2/f_e$	0,042>0,0105	Condition vérifiée

**Tableau III.7:**vérification de La flèche

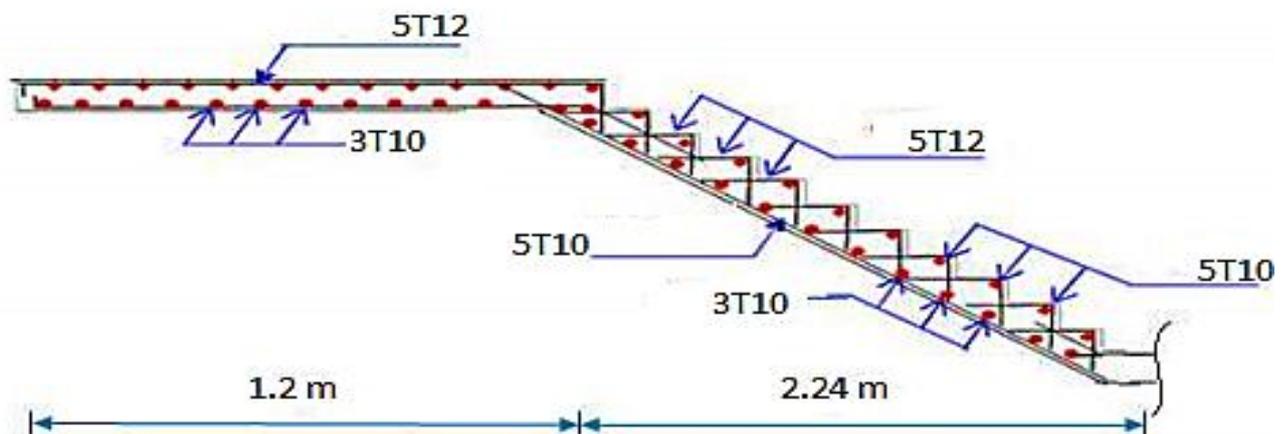


Figure : III.14 : Ferrailage de l'escalier « 1 »

### III.4.6. 2eme type :

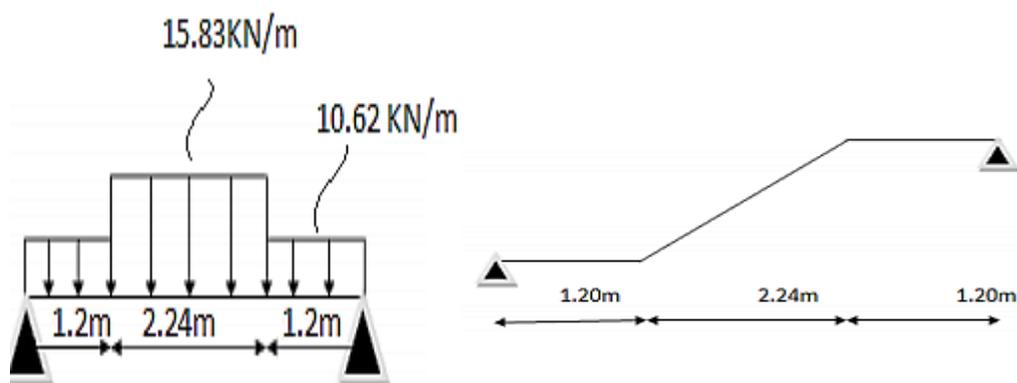


Figure III. 15 : Schéma statique du 2<sup>ème</sup> type.

#### a) Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1.2 - q_1 \times 2.24 - q_2 \times 1.2 = 0$$

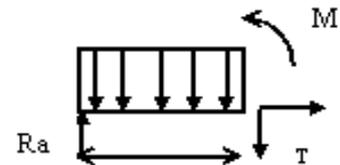
$$\Rightarrow R_a + R_b = 15.83 \times 2.24 + 10.62 \times 1.20 + 10.62 \times 1.20$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 60.94 \text{ KN} / m^2$$

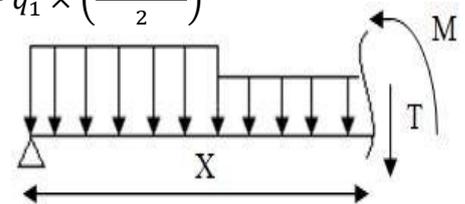
$$R_a = R_b = 30.47 \text{ KN} \quad ;$$

**Section 1-1:(0<x<1.20)**

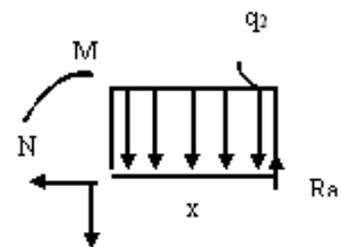
$$\begin{aligned} \sum Fy &= 0 \Rightarrow R_a - qx = T \\ \Rightarrow Tx &= 30.47 - 10.62x \\ \sum M_0 &= 0 \Rightarrow R_ax - qx^2/2 \\ \Rightarrow Mx &= 30.47x - 10.62x^2/2 \\ \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 30.47 \text{ KN} \\ x = 1.20 \Rightarrow T(1.20) = 17.73 \text{ KN} \end{cases} \\ \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.20) = 28.91 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

**Section2-2: (1.2<x<2.24)**

$$\begin{aligned} \sum Fy &= 0 \Rightarrow R_a - q_2 \times 1.20 - q_1 \times (x - 1.2) \\ \sum M_0 &= 0 \Rightarrow R_ax - q_2 \times 1.20 \times \left(x - \frac{1.20}{2}\right) - q_1 \times \left(\frac{(x-1.2)^2}{2}\right) \\ \Rightarrow \begin{cases} x = 1.2 \Rightarrow T(1.2) = 17.73 \text{ KN} \\ x = 2.24 \Rightarrow T(2.24) = 1.26 \text{ KN} \end{cases} \\ \Rightarrow \begin{cases} M(1.2) = 28.91 \text{ KN.m} \\ M(2.24) = 38.79 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

**Section 3-3: (0<x<1,2)**

$$\begin{aligned} \sum Fy &= 0 \Rightarrow t(x) = -R_b + qx \\ \sum M_0 &= 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2/2 \\ \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 30.47 \text{ KN} \\ x = 1,2 \Rightarrow T(1,2) = -17.73 \text{ KN} \end{cases} \\ \Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,2) = 28.91 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

**b) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U****b.1) Moment en travée**

$$Mt = 0,85 M_0 \Rightarrow Mt = 0,85 \times 38,79 = 32,97 \text{ KN.m}$$

**b.2) Moment en appuis**

$$Ma = 0,4 M_0 \Rightarrow Ma = 0,4 \times 38,79 = 15,51 \text{ KN.m}$$

**III.4.6.1. Ferrailage de l'escalier****a) En Travée**

$$M_t = 32.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32.97 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0.199 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a: } \beta = 0,889$$

**a.1) La section d'acier**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.97 \times 10^3}{0,889 \times 10,8 \times 348} = 9.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 7 T14 avec :  $A_{adm} = 10.78 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ,  $S_t=20 \text{ cm}$ .

**b) Sur appuis****b.1) Le moment ultime :**

$$M_a = 15.51 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

**b.2) Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15.51 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,969$$

**b.3) La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.51 \times 10^3}{0,969 \times 13,5 \times 348} = 3.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec :  $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ,  $S_t=20 \text{ cm}$ .

**III.4.6.2. vérifications****a) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.78 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{30.47 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification au niveau des appuis**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (30.47 \times 10^{-3}) + \frac{15.51 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.54 \text{ cm}^2 ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$M_{0Ser} = 20.93 \text{ kN.m} ; \text{Obtenu par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{0ser} = 17.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 8.37 \text{ kN.m}$$

**a) En travée :**

$$A_s = 10.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 161.7y - 1746.36 = 0 \rightarrow y = 4.51 \text{ cm}$$

**a.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4.51^3}{3} + (15 \times 10.78)(10,8 - 4.51)^2 = 9455.31 \text{ cm}^4$$

**a.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17.79 \times 10^3}{9455.31} \times 4.51 = 8.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.8 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sur appuis :**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

**b.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

**b.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,37 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 3,43 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{3,44} = 0,043 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,042 > 0,0105 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,043 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4,2/f_e$	0,042 > 0,0105	Condition vérifiée

Tableau III.7: vérification de La flèche

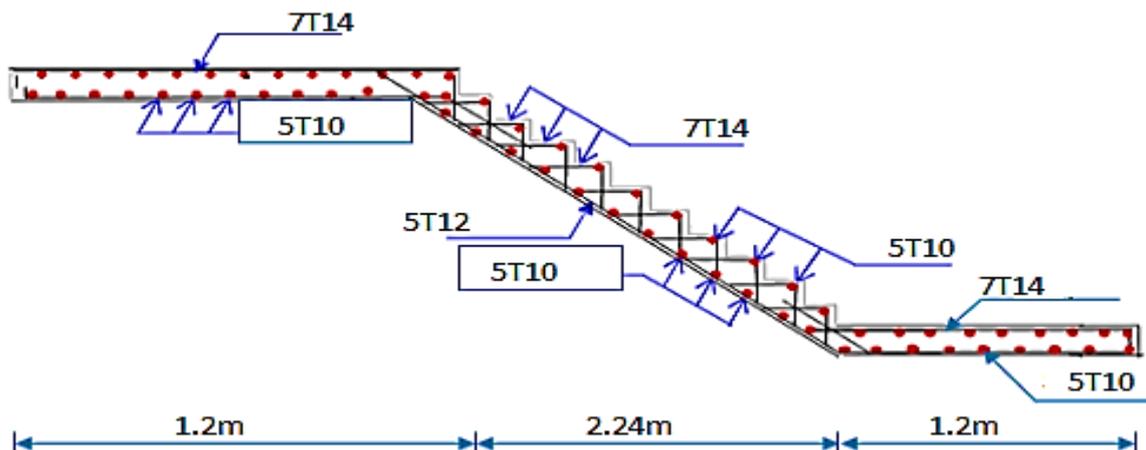


Figure : III.15 : Ferrailage de l'escalier « 2 »

**III.4.7. Etude de la poutre palière****III.4.7.1 Dimensionnement**

Selon le **B.A.E.L 91/1999**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.7.2 Charges supportées par la poutre

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 2.67 \times 1,53 = 4.08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b = 22,06 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,63 + 4.08) + 22.06 + (1.5 \times 2.5)) = 34.86 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = (2,63 + 4.08 + 22.06 + 2.5) = 31.27 \text{ kN/m}$$

### III.4.7.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 69.72 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 59.26 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 27.89 \text{ kN.m}$$

### III.4.7.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U

a) En travée :

a.1) Le moment ultime :

$$M_t = 59.26 \text{ kN.m}$$

a.2) Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59.26 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,979$

a.3) La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59.26 \times 10^3}{0,979 \times 31.5 \times 348} = 5.52 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 6T12 avec :  $A_{adm} = 6.79 \text{ cm}^2$

**b) Sur appuis :****b.1) Le moment ultime :**

$$M_a = 27.89 \text{ kN.m}$$

**b.2) Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.89 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,990$

**b.3) La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.89 \times 10^3}{0,989 \times 31.5 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 3T12 avec :  $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

**III.4.7.5 Les vérifications****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31.5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.7.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$Q_{ser} = 31.27 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 62.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 53.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{ser} = 25.02 \text{ kN.m}$$

**a) En travée :**

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

**a.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 101.85y - 3208.28 = 0 \rightarrow y = 7.05 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**a.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 7.05^3}{3} + (15 \times 6.79)(31.5 - 7.05)^2$$

$$= 61383.20 \text{ cm}^4$$

**a.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{53.16 \times 10^3}{61383.20} \times 7.05 = 6.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.1 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sur appuis :**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

**b.1) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 50,85y - 1591,65 = 0 \rightarrow y = 5,16 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**b.2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 3,93^3}{3} + (15 \times 3,93)(31.5 - 5,16)^2$$

$$= 41506.24 \text{ cm}^4$$

**b.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{27.89 \times 10^3}{41506.24} \times 5,16 = 3.46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.46 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**b.4) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{31.27 \times 4}{2} = 62.54 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{62.54 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### III.4.7.7 Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{10\text{mm}; 30\text{mm}; 10\text{mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 10\text{mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{ cm}\} = \min\{28,35\text{ cm}; 40\text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15\text{ cm}; 10\Phi_l\} = \min\{15\text{ cm}; 10\text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15\text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15\text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{ MPa}\right\} = \max\{0,33; 0,4\} = 0,4\text{ MPa}$$

d) Calcul de la flèche :

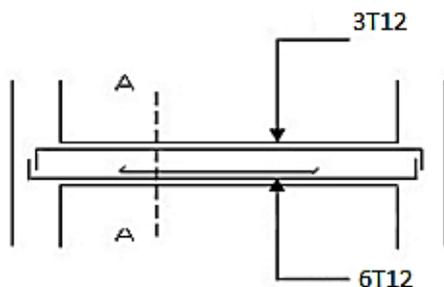
On doit vérifier ces conditions

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,088 > 0,0625; \text{Condition vérifiée}$$

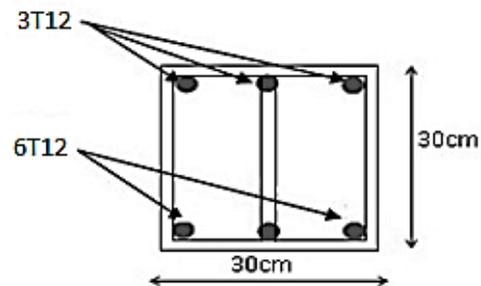
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{0\text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{400} > \frac{59,26}{10 \times 69,72} \Rightarrow 0,088 > 0,084; \text{Condition vérifiée};$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{3,93}{30 \times 31,58} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0041 < 1680; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.



-poutre palière



-coupe A-A-

### III.4.7.8 Etude du réservoir

Le réservoir est un récipient placé en haut de la tour destiné à recevoir d'eau pour l'alimentation de l'immeuble

### III.4.7.9 Dalle pleine du réservoir

#### a) Descente de charge :

##### a.1) Poids propre de la dalle :

$$G_{\text{Réservoir}} : 2 \times [(0.15 \times 2.15)] + 2 \times [0.15 \times 2.40] + [0.15 \times 2.15 \times 2.4] \times 25 = 53.47 \text{ KN}$$

#### b) Charge d'exploitation :

##### b.1) Poids de l'eau :

$$\begin{aligned} Q &= \gamma \times h = 10 \times 2 \\ &= 20 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

### III.4.7.10 Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_u = 1.35 \times 53.47 + 1.5 \times 20 = 102.18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = 53.47 + 20 = 73.47 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.60 \text{ m} ; \quad L_y = 5.20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{5.20} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (suivant } L_x, L_y \text{)}$$

#### a) ELU :

$$\alpha = 0.8 \Rightarrow \mu_x = 0.0561 ; \mu_y = 0.5959$$

#### b) Calcul des moments max :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0561 \times 102.18 \times 4.6^2 = 121.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.5959 \times 121.07 = 72.64 \text{ KN.m.}$$

#### c) Moment en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \times 121.07 = 90.80 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \times 72.64 = 54.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox} = 60.53 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul du ferrailage de la dalle :****En travée :****Sens lx :**

$$M_{tx} = 90.80 \text{ KN/m}^2 ; b=100 \text{ cm} ; d=13.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{90.80 \times 10^3}{14,20 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,35$$

$$\mu = 0,35 \rightarrow \beta = 0,774 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90.80 \times 10^3}{0,774 \times 13,5 \times 348} = 24.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix 13T16 = 26.14 cm<sup>2</sup>/ml**sur appuis :**

$$M = 60.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{60.53 \times 10^3}{14,20 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,23$$

$$\mu = 0,23 \rightarrow \beta = 0,867 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60.53 \times 10^3}{0,867 \times 13,5 \times 348} = 14.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix 10T14 = 16.84 cm<sup>2</sup>/ml**En travée :****Sens ly :**

$$M = 54.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{54.48 \times 10^3}{14,20 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,21$$

$$\mu = 0,21 \rightarrow \beta = 0,881 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.48 \times 10^3}{0,881 \times 13,5 \times 348} = 13.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix 9T14= 13.85cm<sup>2</sup>/ml

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

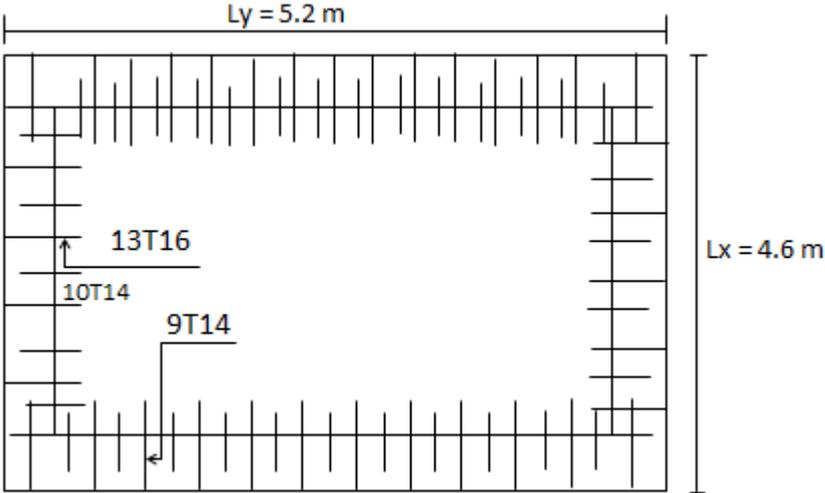


Figure.III.16 : Ferrailage de la dalle de réservoir

# Chapitre IV

## Etude des planchers

## IV.1 Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

**La résistance :** ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

**L'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 seul type de planchers :

**Planchers à corps creux :** qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

## IV.2 Calcul du ferrailage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;

33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

## IV.3 Pré dimensionnement des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$

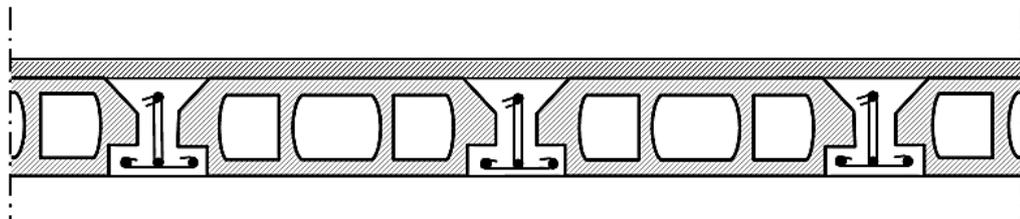


Figure IV.14 : Schéma d'un plancher à corps creux

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Selon le B.A.E.L 83

Avec:  $L$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

$L_n$ : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 65 cm.

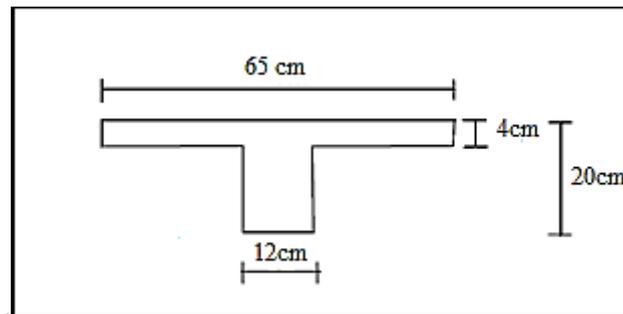
Donc pour  $L_n = 65 \text{ cm}$  et  $L = 400 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 40 ; 32)$  On prendra donc  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm}$ .

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure2)



**Figure IV.2** : dimensionnement de la poutrelle

#### IV.4 Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

### IV.4.1 Méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

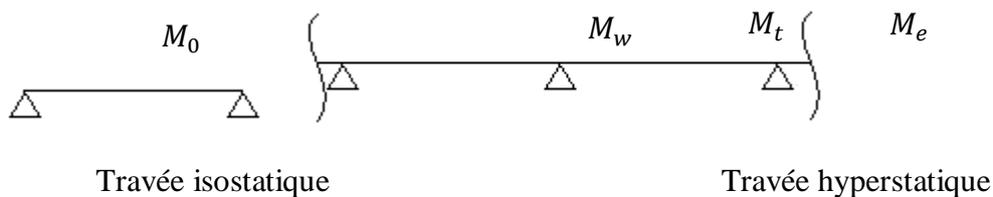
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

#### a) Principe de calcul des moments:

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



**Figure IV.3 :** Schéma explicatif.

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges

permanentes G et les surcharge d'exploitation Q :  $\alpha = \frac{G}{G + Q}$

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

#### a.1) Travée de rive :

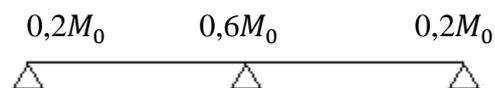
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

a.2) Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

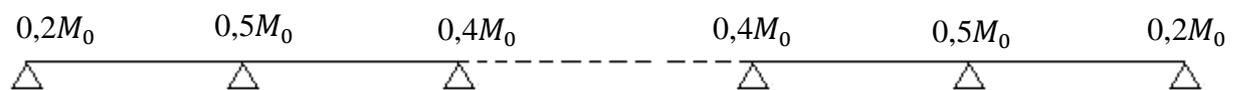
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



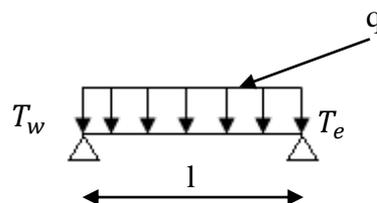
3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure IV.4 :** Schémas explicatifs.

**b) Principe de calcul de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$



**Figure IV.5 :** Schémas explicatifs.

## IV.4.2 Méthode de Caquot

### a) Méthode de calcul des poutrelles

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a  $Q < 2G$  ou  $q < 500 \text{ daN/m}^2$ , on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3)

### b) Méthode de CAQUOT minorée

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux Poutres en béton armé.

### c) Principe de la méthode

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives  $l'$ .

✧ **Moments sur appuis :** (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

✧ **Hypothèses :**

Pour le calcul des moments sur appui  $M_a$ , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives  $L'$ , telles que :

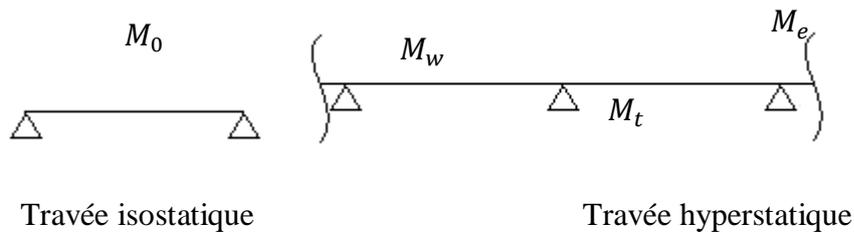
$L_o$  : longueur réelle (pour les travées de rive sans porte à faux)

$L'$  : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires)

$$L' = L_o \cdot 0.8$$

### d) Principe de calcul des moments

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



**Figure IV.6:** Schéma explicatif.

Avec :

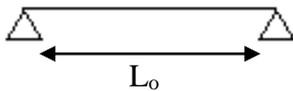
$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

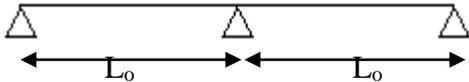
$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

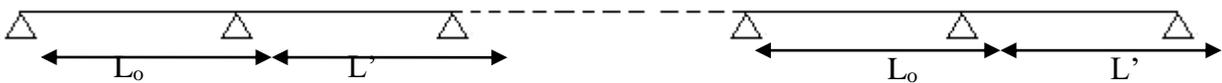
1. Cas d'une seule travée :



2. Cas de 2 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure IV.7 :** Schémas explicatifs.

**e) Evaluation des moments**

- Moment sur appuis :

$$M_{\text{app}} = - \frac{qlw^3 + qle^3}{8.5 \times (lw + le)}$$

- Moment en travée:

$$M_{\text{trav}} = \frac{ql^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2ql^2}$$

f) *Principe de calcul de l'effort tranchant :*

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

## IV.5 Calcul des poutrelles

### IV.5.1 Évaluation des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- **Terrasse:**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,52 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,33 + 1) \times 0,65 = 4,76 \text{KN/ml}$$

- **Étage courant:**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,58 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,35 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,6 = (5,58 + 1,5) \times 0,65 = 4,60 \text{KN/ml}$$

- **R D C :**

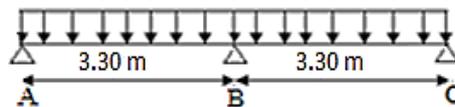
$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,58 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,77 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,58 + 5) \times 0,65 = 6,87 \text{KN/ml}$$

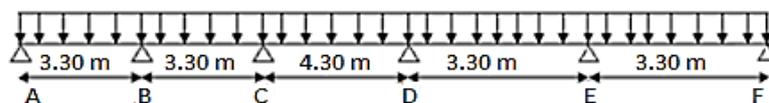
### IV.5.2 Les types de poutrelles

On a 2 types de poutrelles:

Type 1:



Type 2:



**Figure IV.8 :** Schéma des poutrelles

**IV.5.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

1- La surcharge d'exploitation :

$$Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$$

a) *Plancher étage courant* :  $G = 5,58kN/m^2$  ;  $Q = 1,50 kN/m^2$   
 $Q = 1,50kN/m^2 < 2G = 11.16kN/m^2$  ; ... .. Condition vérifiée.

b) *Plancher RDC au dessus du Sous sol* :  $G = \frac{5,58kN}{m^2}$  ;  $Q = \frac{5kN}{m^2}$   
 $Q = \frac{5kN}{m^2} < 2G = \frac{11.16kN}{m^2}$  ; ... .. Condition vérifiée.

c) *Plancher terrasse* :  $G = 6,33 kN/m^2$  ;  $Q = 1 kN/m^2$   
 $Q = 1 \frac{kN}{m^2} < 2G = \frac{12,66kN}{m^2}$  . ... .. Condition vérifiée.

2- **Poutrelle à inertie transversale constante**..... Condition vérifiée.

3-  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$  ;  $\frac{3,20}{3,20} = 1$  ;  $\frac{3,30}{3,30} = 1$  ; ..... Condition Vérifiée.  
 $\frac{3,30}{4.30} = 0.76$  con. non vérifiée

4- **Fissuration peu préjudiciable:**

a) *les planchers des étages courant, RDC et le sous sol*; la fissuration est considérée comme peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.

b) *Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable* ..... Condition non vérifiée.

La méthode forfaitaire est non applicable sur tous les planchers on applique la méthode de Caquot

**IV.6Exemple de calcul**

**IV.6 .1 Plancher terrasse**

Le calcul se fait a l'ELU

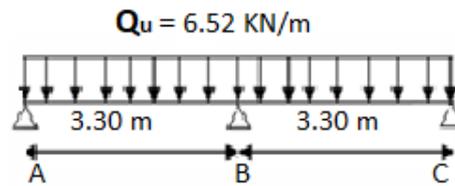
$$G = 6.33kN/m^2 ; Q = 1kN/m^2$$

- Calcul des sollicitations

$$Q_u = 6.52 KN/ml \quad ; \quad Q_{ser} = 4,76KN/ml$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.33 + 1} = 0,14$	$1 + 0,3\alpha = 1,042 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,62$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,52$ travée intermédiaire

## IV.6 .1.1 Type 1:



a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,52 \times 3,30^2}{8} = 8,87 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 8,87 = 1,77 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 8,87 = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 8,87 = 1,77 \text{ KN.m}$$

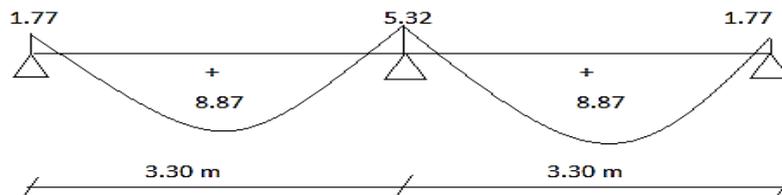


Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m]

c) Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,52 \times 3,30}{2} + \frac{1,77 - 5,32}{3,30} = 9,68 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,52 \times 3,30}{2} + \frac{1,77 - 5,32}{3,30} = -11,52 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,52 \times 3,3}{2} + \frac{5,32 - 1,77}{3,3} = 11,52 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,33 \times 3,3}{2} + \frac{5,16 - 1,72}{3,3} = -9,68 \text{ KN} \end{cases}$$

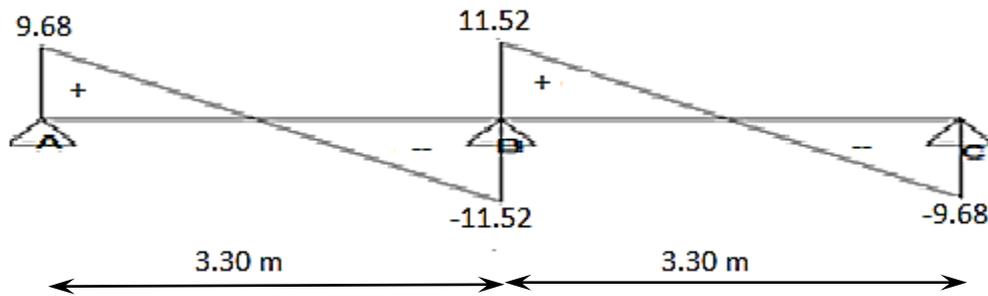
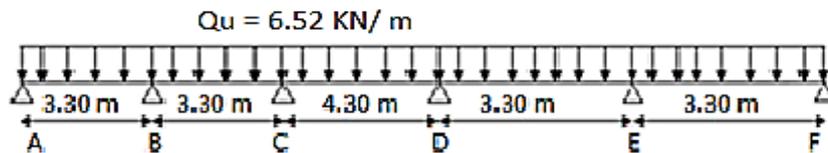


Figure IV.10: diagramme des efforts tranchant [KN]

#### IV.6 .1.2 Type 2:

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,52 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,33 + 1) \times 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml}$$



##### a) Moment isostatique :

- Moment sur appuis :

$$M_{app} = - \frac{qlw^3 + qle^3}{8,5 \times (lw + le)}$$

- Moment en travée:

##### b) Moment sur appuis:

$$M_{app} = \frac{6,52 \times 3,3^3 + 6,52 \times 2,64^3}{8,5 \times (3,3 + 2,64)} = 7,01 \text{ KN.m}$$

##### c) Moments en travée:

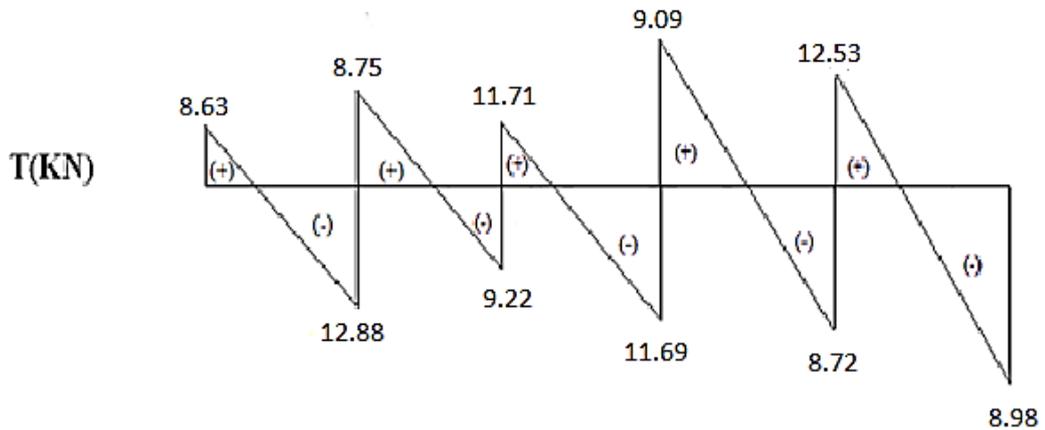
$$X = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{q.l} = \frac{3,30}{2} + \frac{7,01 - 0}{7,01 \times 3,3} = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{q.x}{2} \cdot (l - x) + Mw \left(1 - \frac{x}{l}\right) + Me \frac{x}{l} = \frac{7,01 \times 1,95}{2} \cdot (3,3 - 1,95) + 0 \left(1 - \frac{1,95}{3,3}\right) + 7,01 \cdot \frac{1,95}{3,3} = 12,36 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul de l'effort tranchant T:**

L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases} \begin{cases} T_w = 8.63 \text{ KN.m} \\ T_e = 12.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure IV.11** :diagramme des efforts tranchant [KN]

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	AB	3.30	5.76	1.77	5.32	9.68	-11.52
	BC	3.30	5.76	5.32	1.77	-11.52	9.68
2	AB	3.30	12.36	0	7.01	8.63	12.88
	BC	3.30	12.68	7.01	7.52	8.75	-9.22
	CD	4.30	16.33	7.52	7.52	11.71	11.69
	DE	3.30	12.68	7.52	7.01	9.09	8.72
	EF	3.30	11.32	7.01	0	12.53	8.98

**Tableau IV.1** : Récapitulatif des résultats des poutrelles terrasse

$$\begin{cases} M_{tmax}=16.33\text{KN.m} \\ M_a=7,52\text{KN.m} \\ T_{max}=12.88\text{KN.m} \end{cases}$$

### IV.6 .1.3. Ferrailages à L'ELU:

#### 1) Calcul des armatures longitudinales :

##### a) En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 29,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 16.33 \text{ kN.m} < M_t = 29,54 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 16.33 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.33 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,972 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.33 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h - h_0) \times \left( \frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (20 - 4) \times \left( \frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{scal} = 2.68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T12 ;  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

**b) Sur appui (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,52 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,136 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,927$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,52 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 1,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 2T12 ;  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

#### IV.6 .1.4. Vérification à l'E.L. S :

**a) Position de l'axe neutre :**

$$M_{ser} = 10.54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c)^2 + 15A(d - y)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4$$

**c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.54 \times 10^3}{11239.46} \times 4.58 = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

#### IV.6 .1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximale  $T_{MAX}=12.53\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### IV.6 .1.6. Les armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm} \}$$

$$= \min \{ 5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = 1,95 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{12,88 \times 1,85}{1,95} = 12,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,67 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,67 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} = 0,0026 \text{ cm} \quad (2)$$

d) *Pourcentage minimal des armatures transversales :*

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,033 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02$ , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) *Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :*

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{7,52}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 46,41 \text{ kN}$$

$$F_u = 46,41 \text{ kN} > T_u = 12,52 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

#### IV.6 .1.7.Compression de la bielle d'about

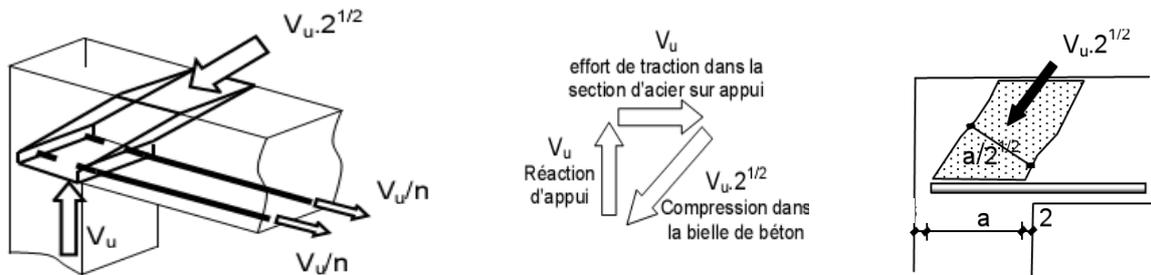


Figure IV.12 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 12.52 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m}$$

$$= 1,60 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 40 \text{ cm}$$

Avec :  $c'$  : L'enrobage.

$a'$  : La largeur d'appui ;

$c$  : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm} ; C. \text{ vérifiée.}$$

#### IV.6 .1.7. Vérification de la flèche:

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{330} = 0,06 < 0,044 \dots\dots\dots C.V \\ 0,06 < 0,14 \dots\dots\dots C.N.V \\ 0,015 \geq 0,009 \dots\dots\dots C.N.V \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc il faut calculer la flèche

$G$  : Charge permanente après mise en place des cloisons.

$P$  : Charge Totale ( $P = G +$  charge d'exploitation).

$J$  : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6,33 + 1 = 7,33 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5,33 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour  $b=0.65 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,33 \times 0,65 = 4,11 \text{ KN/ml} \\ P = 7,33 \times 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml} \\ J = 5,33 \times 0,65 = 3,46 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

### 1. Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,11 \times 3,3^2}{8} = 4,76 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,76 \times 3,3^2}{8} = 5,50 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,46 \times 3,3^2}{8} = 4,00 \text{KN.m} \end{cases}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### 2. Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 3,39}$$

$$Y_G = 12,56 \text{ cm}$$

### 3. Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,56)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,56-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,56)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,56)^2$$

$$I_g = 35001,24 \text{ cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

### 4. Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{4,76 \times 10^3 \text{N.m}}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 86,67 \text{Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{5,50 \times 10^3 \text{N.m}}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 100,14 \text{Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{4,00 \times 10^3 \text{N.m}}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 72,83 \text{Mpa} \end{cases}$$

5. Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$ 

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 86,67 + 2,1} \right] = 0,50 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 100,14 + 2,1} \right] = 0,45 \\ \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 72,83 + 2,1} \right] = 0,56 \end{cases}$$

## 6. Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$*\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 3,73$$

$$*\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,49$$

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

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,5)} = 13438,52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 1,49 \times 0,5)} = 22063,81 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,45)} = 14374,22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,56)} = 12464,82 \text{ cm}^4$$

## 7. Calcul de flèche (total et admissible):

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{4,76 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 13438,52} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{4,76 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 10818,86 \times 22063,81} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{5,5 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 14374,22} = 0,13 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{4,00 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 12464,82} = 0,10 \text{ cm}$$

## IV.6 .1.7. La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,22 - 0,10) + (0,13 - 0,12)$$

$$\Delta f_t = 0,13 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66$$

Donc  $\Delta f_t = 0,13 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,66 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée



Appui de rive Appui intermédiaire

Figure IV 13 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.

## IV.6 .2 Plancher Etage courant

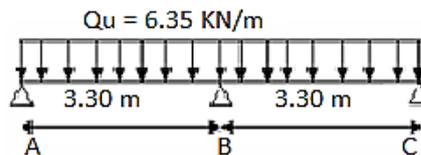
$$G = 5,58 \text{KN/ml} \quad ; \quad Q = 1,5 \text{KN/ml}$$

$$Q_u = 6,35 \text{KN/ml} ; \quad Q_{ser} = 4,60 \text{KN/ml}$$

En utilisant la méthode forfaitaire pour le 1<sup>er</sup> type et la méthode de Caquot pour le 2<sup>eme</sup> type les moments fléchissant et les efforts tranchants dans l'Etage courant seront calculés de la même manière que la terrasse:

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,58 + 1,5} = 0,21$	$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermediaire

### IV.6 .2.1. Type 1:



a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,35 \times 3,30^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 8.64 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_0^{BC} = 0,6 \times 8.87 = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 8.87 = 1.72 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travée

c.1) Travée de rive

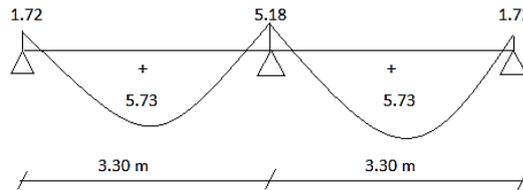
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

**c.2) Travée AB**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} &\geq 1,063 \times M_0^{AB} - \frac{1,72+5,18}{2} \geq 5,73 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,64 \times M_0^{AB} = 5,52 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 5,73 \text{KN.m}$$

**c.3) Travée BC**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,10 M_0^{BC} - \frac{5,32+1,72}{2} \geq 5,73 \text{KN.m} \\ M_T^{BC} &\geq 0,64 M_0^{BC} \geq 5,52 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{BC} \geq 5,73 \text{KN.m}$$

**Figure IV.14:** Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

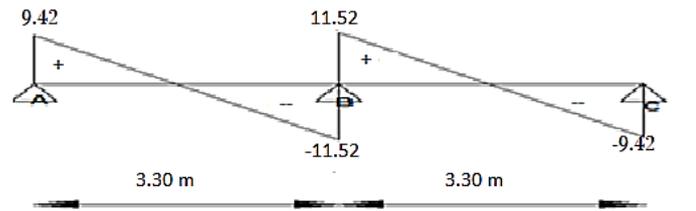
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

**a) Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,35 \times 3,30}{2} + \frac{1,72 - 5,18}{3,30} = 9,42 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,35 \times 3,30}{2} + \frac{1,72 - 5,18}{3,30} = -11,52 \text{KN} \end{cases}$$

**b) Travée BC :**

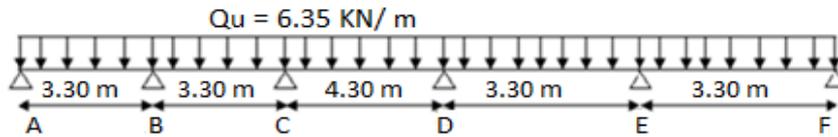
$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,35 \times 3,3}{2} + \frac{5,18 - 1,72}{3,3} = 11,52 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,35 \times 3,3}{2} + \frac{5,18 - 1,72}{3,3} = -9,42 \text{KN} \end{cases}$$

**Figure IV.15 :** diagramme des efforts tranchants [KN]

## IV.6 .2.2. Type 2:

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,58 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,35 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,58 + 1,5) \times 0,65 = 4,6 \text{ KN/ml}$$



## a) Moment isostatique :

## a.1) Moment sur appuis

$$M_{app} = - \frac{qlw^3 + ql e^3}{8,5 \times (lw + le)}$$

## b) Moment sur appuis:

$$M_{app} = \frac{6,35 \times 3,3^3 + 6,35 \times 2,64^3}{8,5 \times (3,3 + 2,64)} = 6,83 \text{ KN.m}$$

## c) Moments en travée:

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q.l} = \frac{3,30}{2} + \frac{6,83 - 0}{6,83 \times 3,3} = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{q.x}{2} \cdot (l - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l} = \frac{6,83 \times 1,95}{2} \cdot (3,3 - 1,95) + 0 \left(1 - \frac{1,95}{3,3}\right) + 6,83 \cdot \frac{1,95}{3,3} = 13,02 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases} \begin{cases} T_w = 8,40 \text{ KN.m} \\ T_e = 12,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3.30	5.73	1.72	5.18	9.42	-11.52
	BC	3.30	5.73	5.18	1.72	11.52	-9.42
2	AB	3.30	13.02	0	6.83	8.40	12.54
	BC	3.30	13.22	6.83	7.26	8.37	9.21
	CD	4.30	16.46	7.26	7.26	8.41	11.53
	DE	3.30	13.22	7.26	6.83	13.13	12.13
	EF	3.30	12.52	6.83	0	12.54	8.40

**Tableau IV.4 :** Récapitulatif des résultats des moments des poutrelles Etage courant

**L'ELU:**

$$\begin{cases} M_{tmax}=16.46\text{KN.m} \\ M_a=7.26\text{KN.m} \\ T_{max}=13.13\text{KN.m} \end{cases}$$

**L'ELS:**

$$\begin{cases} M_0=6.26\text{KN.m} \\ M_{tmax}= 14.68\text{KN.m} \\ M_a=5.83\text{KN} \end{cases}$$

**IV.6 .2.3. Ferrailage:****a) Calcul des armatures longitudinales :****a.1) En travée:**

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.46 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,055 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\rightarrow \beta = 0,9715$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.46 \times 10^3}{0,9715 \times 18 \times 348} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{scal} = 2.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T12 ;  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

**a.2) Sur appui:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.26 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,131 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,9295$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.26 \times 10^3}{0,9295 \times 18 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 1.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

**b) Vérification à l'E.L.S :****b.1) Position de l'axe neutre :**

$$M_{ser} = 14.68 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

**b.2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c)^2 + 15A(d - y)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

**b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.68 \times 10^3}{11239.46} \times 4.58 = 5.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

L'effort tranchant maximale TMAX=13.13KN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{13.13 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**d) Les armatures transversales :****d.1) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm} \}$$

$$= \min \{ 5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

**b) L'espacement :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**IV.6 .2.4. Vérification de la flèche:**

On doit vérifier:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{330} = 0,060 < 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,060 < 0,15 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,58 \text{KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,58 + 1,5 = 7.08 \text{KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4.58 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour  $b=0.65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,58 \times 0,65 = 3,63 \text{KN/ml} \\ P = 7.08 \times 0,65 = 4,60 \text{KN/ml} \\ J = 4,58 \times 0,65 = 2,97 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

**a) Calcul des moments fléchissant:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,63 \times 3,3^2}{8} = 4.20 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,60 \times 3,3^2}{8} = 5.32 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{2,97 \times 3,3^2}{8} = 3.43 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

**b) Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 3.39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 3.39} = 12,56 \text{ cm}$$

## c) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(12,56)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,56-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,56)^3}{3} + 15.3.39.(18-12,90)^2$$

$$I_g = 35001.24\text{cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

## d) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{4.20 \times 10^3 \text{ N.m}}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 76.47 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{5.32 \times 10^3 \text{ N.m}}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 96.87 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{3.43 \times 10^3 \text{ N.m}}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 62.45 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

e) Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$ 

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 76.47 + 2,1} \right] = 0,45 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 96.87 + 2,1} \right] = 0,53 \\ \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 62.45 + 2,1} \right] = 0,37 \end{array} \right.$$

## f) Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$* \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 3,73$$

$$* \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

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

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 35001.24}{(1 + 3,73 \times 0,45)} = 14374.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 35001.24}{(1 + 1,49 \times 0,45)} = 23047.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 35001.24}{(1 + 3,73 \times 0,53)} = 12933.37$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 35001.24}{(1 + 3,73 \times 0,37)} = 16176.36 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{4.20 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 14374,22} = 0,098 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{4.20 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 10818,86 \times 23047,80} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{5.32 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 12933,37} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{3.43 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164,19 \times 16176,36} = 0,071 \text{ cm}$$

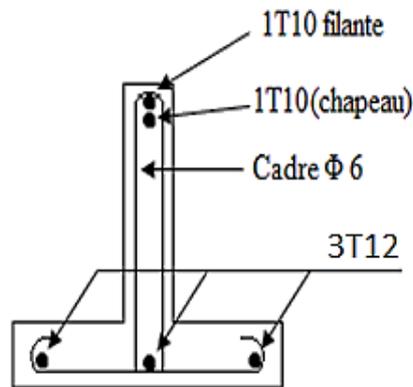
**IV.6 .2.5. La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,18 - 0,071) + (0,14 - 0,098)$$

$$\Delta f_t = 0,15 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66$$

Donc  $\Delta f_t = 0,15 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,66 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée



**Figure IV.16 : étage courant**

### IV.6.3 Calcul des poutrelles du plancher du RDC au-dessus du s/sol:

Ces planchers sont été calculés avec la méthode forfaitaire et la méthode de caquot, les mêmes étapes ont été suivies que précédemment, les résultats sont donnés directement.

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3.30	15.16	2.66	7.97	14.51	-17.72
	BC	3.30	15.16	7.97	2.66	17.72	-14.51
2	AB	3.30	20.04	0	10.51	12.93	-19.30
	BC	3.30	20.18	10.51	11.43	12.88	-14.22
	CD	4.30	24.61	11.43	11.43	16.44	16.58
	DE	3.30	20.18	11.43	10.69	13.71	12.83
	EF	3.30	20.04	10.69	0	17.72	12.88

Tableau IV.5: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC

$$\text{E. L. U} \begin{cases} M_{tmax} = 24.61 \text{ kN.m} \\ M_{amax} = 11.43 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 19.30 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{E. L. S} \begin{cases} M_{tmax} = 21.93 \text{ kN.m} \\ M_{amax} = 9.87 \text{ kN.m} \\ M_{intermax} = 17.98 \text{ kN.m} \end{cases}$$

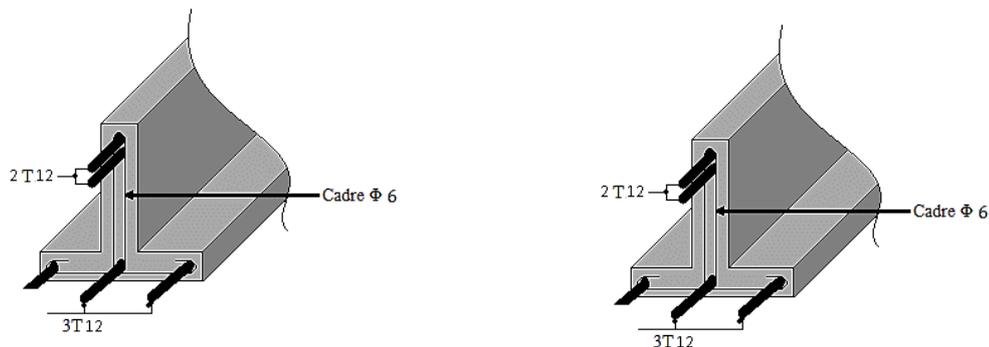


Figure IV.17 : schéma de ferrailage du RDC

### IV.7 Ferrailage de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL91) :

1) L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2) Si  $A_{\perp}$  est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en ( $cm^2/ml$ ) on doit avoir :

- $A_{\perp} \geq 200 / f_e$  : si l'entre axe des parallèles  $L_n \leq 50cm$ .
- $A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e$  : si l'entre axe  $L_n$  est :  $50 < L_n \leq 80cm$ .

3) Si  $A_{//}$  est la section des armatures parallèles aux nervures, alors :  $A_{//} \geq A_{\perp} / 2$  en  $cm^2/ml$ .

a) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50 \text{ cm} < L_n = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}.$$

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e = (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

$$f_e : \text{Limite d'élasticité (treillis soudé } \phi 6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}.$$

On prend :  $5 \phi 6 / ml$ ;  $A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ ;  $\delta t = 20 \text{ cm}$ .

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2/ml \rightarrow 5 \phi 6 / ml.$$

$$A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/ml ; \delta t = 20 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un treillis soudé  $\phi 6$  de maille ( $200 \times 200$ )  $mm^2$ .

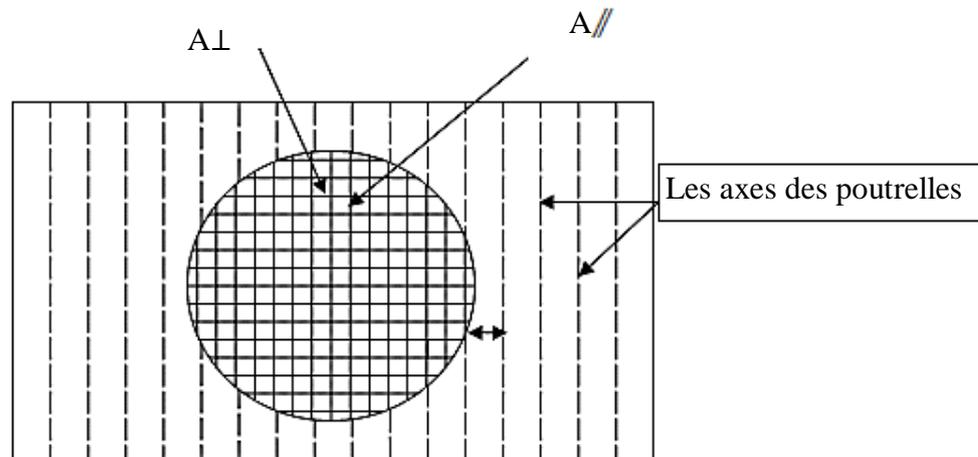


Figure IV.18 : Ferrailage de la dalle de compression

# Chapitre V

## L'étude sismique du bâtiment

## Généralités sur les séismes

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

## V.1 Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

## V.2. Objectif de l'étude dynamique

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

## V.2 Présentation du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

### V.3 Méthode de calcul

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Réponse Spectrum Function, Time HistoryFunction, ...

Réponse Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

### V.4 Méthode d'analyse modale spectrale

#### V.4.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_d \geq 0.8 V_s$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_s / V_d)$ .

Avec: l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

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

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

#### V.4.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

#### V.4.3 Nombre de mode à considérer

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  : la période du mode K.

## V.6 Calcul de l'effort sismique à la base

### V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

### V.6.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

	Zone		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau V.1** : Coefficient d'accélération de zone

Dans ce cas,  $A = 0,08$

$Q$  : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $Q$  est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

**Tableau V.2** : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

$R$  :  $R$  : coefficient de comportement global de la structure (tableau 4.3 de RPA2003)  $R = 5$

$W$  : Poids totale du bâtiment,  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; avec W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

$\beta$ : 0,20

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30
		0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau V.3** : Coefficient de pondération

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i == 26888.33 \text{ KNt}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad ; \quad T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.5** : Pourcentage d'amortissement critique

### V.6.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_t h_N^{3/4}$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,4 \text{ sec}$

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 33,96^{\frac{3}{4}} = 0,70 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 ; \xi = 10\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,40}{0,70}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,30$$

#### V.6.2.2. Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,30 \times 1,20}{5} \times 26888,33 = 838,91 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,30 \times 1,30}{5} \times 26888,33 = 908,82 \text{ KN}$$

On doit vérifier que 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$T_{dyn} = 0,80 \text{ sec} < T + 30\%T = 1,3 \times 0,70 = 0,92 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens longitudinale :**

$$V_{dx} = 838,91 > 80\%V_{st} = 237,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{dy} = 908,82 > 80\%V_{st} = 237,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.6.2.3. Résultats de l'analyse :

#### a) Facteurs de participation des masses modales :

Mode	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>
1	1,002988	0.6294	64.9548	0	0.6294	64.9548
2	0,978714	64.7013	0.5907	0	65.3306	65.5455
3	0,732887	0.2549	0.021	0	65.5855	65.5665
4	0,319705	2.1142	9.5876	0	67.6997	75.1542
5	0,307594	9.3394	2.2148	0	77.039	77.369
6	0,260016	0.0236	0.0007	0	77.0626	77.3697
7	0,219153	4.4637	0.0008	0	81.5263	77.3705
8	0,209663	0.0012	5.1292	0	81.5275	82.4997
9	0,184325	0.9098	0.0012	0	82.4374	82.5009
10	0,129274	4.1702	0.0079	0	86.6075	82.5088
11	0,112579	0.0084	4.6863	0	86.616	87.1951
12	0,084283	0.0654	0.0016	0	86.6814	87.1967
13	0,071118	1.7995	0.0004	0	88.4809	87.197
14	0,065044	0.0002	2.1913	0	88.4811	89.3883
15	0,049105	0.8378	0	0	89.3189	89.3883
16	0,048454	0.0227	0.0026	0	89.3416	89.3909
17	0,04385	0.0001	1.1317	0	89.3417	90.5226
18	0,036832	0.486	0.0004	0	89.8277	90.523
19	0,032778	0.0003	0.721	0	89.828	91.244
20	0,032677	0.0017	0.0076	0	89.8297	91.2516
21	0,029533	0.27	0.0009	0	90.0997	91.2525

**Tableau V.6 :** Périodes et facteurs de participation des masses modales

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- a- sens longitudinale :
- b-  $\sum \alpha_x = 90.0997\% \geq 90\%$ .....condition vérifiée
- c- b- sens transversale :
- d-  $\sum \alpha_y = 91.2525\% \geq 90\%$ .....condition vérifiée

- **Sens longitudinale :**

$$V_{dx} = 635.66 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 671.12 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{dy} = 634.52 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 727.06 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Si la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter tous les paramètres de réponse En les multipliant le rapport :  $\frac{0.8 \times V_s}{V_d} \times g$

- **L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1RPA99 V2003) :**

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc 28}$$

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton

⇒ Il est tiré du logiciel ETABS pour chaque section des poteaux en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes :  $G + Q + E$

$$0.8G \pm E$$

Bc : est l'aire (section brute) du poteau.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 =25 MPa)

niveau	A x B (cm <sup>2</sup> )	BC (cm <sup>2</sup> )	Nd (kn)	Nd/Bc .fc28	$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc28}$
8 <sup>ème</sup> étage	30*30	900	693.88	0.30	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	30*30	900	693.88	0.30	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	35*35	1225	800.96	0.26	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	35*35	1225	800.9	0.26	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40*40	1600	1053.55	0.26	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40*40	1600	1053.55	0.26	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45*45	2025	1407.56	0.27	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	45*45	2025	1412.39	0.27	Vérifiée
R.D.C	50*50	2500	1553.38	0.24	Vérifiée
Sous-sol	50*50	2500	1553.38	0.24	Vérifiée

**Tableau V.6 :** la résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 =25 MPa)

## V.7 Calcul des déplacements

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure.

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Sens x-x			Sens y-y			1% h <sub>e</sub>	$\Delta_k \leq 1\% h_e$
$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)		
0.0116	0.058	0.007	0.0134	0.067	0.0015	0.005	Vérifié
0.0116	0.058	0.007	0.0131	0.0655	0.0075	0.0306	Vérifié
0.0102	0.051	0.007	0.0116	0.058	0.0075	0.0306	Vérifié
0.0088	0.044	0.007	0.0101	0.0505	0.0085	0.0306	Vérifié
0.0074	0.037	0.007	0.0084	0.042	0.008	0.0306	Vérifié
0.006	0.03	0.007	0.0068	0.034	0.008	0.0306	Vérifié
0.0046	0.023	0.0065	0.0052	0.026	0.0075	0.0306	Vérifié
0.0033	0.0165	0.006	0.0037	0.0185	0.007	0.306	Vérifié
0.0021	0.0105	0.0055	0,0023	0.0115	0.006	0.0306	Vérifié
0.001	0.005	0.005	0,0011	0.0055	0.005	0.0442	Vérifié
0	0	0	0,0001	0.0005	0.0005	0.0306	Vérifié

**Tableau V.6** : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

### V.8 Vérification de l'effet P- $\Delta$

Mode	Pk	$\Delta_{kx}$	Pk. $\Delta_{kx}$	V <sub>kx</sub>	H <sub>k</sub>	V <sub>kx</sub> . H <sub>k</sub>	$\theta_{Kx}$	$\theta_{Kx} \leq 0.1$
9	1623.02	0	0	135.11	0.50	67.55	0	CV
8	4123.13	0.007	28.86	248.2	3.06	759.49	0.041	CV
7	6499.87	0.007	45.49	334.14	3.06	1022.46	0.046	CV
6	8821.11	0.007	61.74	400.01	3.06	1224.03	0.051	CV
5	11110.95	0.007	77.77	472.12	3.06	1444.68	0.055	CV
4	13602.22	0.007	95.21	522.31	3.06	1598.26	0.060	CV
3	16000.1	0.0065	104.00	582.33	3.06	1781.92	0.060	CV
2	17989.99	0.006	107.93	615.55	3.06	1883.58	0.059	CV
1	20894.73	0.0055	114.92	655.01	3.06	2004.33	0.058	CV
R.D.C	22996.93	0.005	114.98	675.78	4.42	2986.94	0.04	CV
Sous S	25999.98	0	0	679.98	3.06	2080.73	0	CV

Mode	Pk	$\Delta_{ky}$	Pk. $\Delta_{ky}$	V <sub>ky</sub>	H <sub>k</sub>	V <sub>ky</sub> . H <sub>k</sub>	$\theta_{Ky}$	$\theta_{Kx} \leq 0.1$
9	1623.02	0	0	142.5	0.50	67.55	0	CV
8	4123.13	0.007	28.86	261.01	3.06	759.49	0.05	CV
7	6499.87	0.0015	9.74	368.61	3.06	1022.46	0.031	CV
6	8821.11	0.0075	66.15	400.98	3.06	1224.03	0.046	CV
5	11110.95	0.0075	83.33	472.88	3.06	1444.68	0.057	CV
4	13602.22	0.008	108.81	558.93	3.06	1598.26	0.064	CV
3	16000.1	0.0075	120.00	600.99	3.06	1781.92	0.064	CV
2	17989.99	0.007	125.92	659.78	3.06	1883.58	0.064	CV
1	20894.73	0.006	125.36	700.00	3.06	2004.33	0.058	CV
R.D.C	22996.93	0.005	114.98	742.13	4.42	2986.94	0.037	CV
Sous S	25999.98	0.0005	12.99	750.00	3.06	2080.73	0.006	CV

# Chapitre VI

## Ferraillage des portiques

## VI.1.Introduction

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS 2014 a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

## VI.2.Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

## VI.3. Ferrailage des poutres

### VI.3.1. Méthode de calcul

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  *Moment correspondant*  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :  $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$

*Moment correspondant*  $M_{sp2}$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

### VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### VI.3.3. Exemple de calcul

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre :

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 45 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**a) sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 98.37 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 100.58 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,97 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$M_{sp2} = 100.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{100.58 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14,2} = 0,143 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9225$$

**a.1) La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{100.58 \times 10^3}{0,9225 \times 40.5 \times 348} = 7.74 \text{ cm}^2$$

**a.2) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 (C)+3T12 (F) ; (A = 8.01 cm<sup>2</sup>)

**b) en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 55.69 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 63.21 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,97 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$M_u = 63.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,21 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0,09 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,953$$

**b.1) La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,21 \times 10^3}{0,953 \times 40.5 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2$$

**b.2) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ en toute section}$$

Donc on prend : **3T14** (A = 4,62cm<sup>2</sup>) avec  $\Delta \leq 3\%$

$$A_{\text{totale}} > A_{\min} ; \text{Condition vérifiée}$$

**c) Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 88.74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{88.74 \times 10}{30 \times 40.5} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

**d) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\}$$

$$\Phi_t \leq \min\{12.85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\}$$

$$\Rightarrow \text{on adopte } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**e) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,36 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,73 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,016 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2) } \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 88.74; M_{ap} = 100.58 \text{KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{100.58}{0,9 \times 40.5 \times 10^{-2}} = 275.93 \text{KN.m} > 88.74 \text{KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

**g) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{Ondoitavoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 88.74 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 4,4 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$

**h) Entraînement des armatures :****h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 88.74 \text{ kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 6$  ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4.40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{88.74 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

***h.2) Ancrage des armatures tendues :***

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

***h.3) Calcul des crochets :***

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r); L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2) \times 1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,30 \text{ cm} \\ L_1 = 4,58 \text{ cm} \end{cases} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 18,10 \text{ cm} \\ L_1 = 7,70 \text{ cm} \end{cases}$$

***h.4) La longueur de recouvrement :***

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40 \Phi \text{ en zone I et II} \\ 50 \Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

**i) Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 31.03 \text{ KN.m} ; A = 4,62 \text{ cm}^2$$

***i.1) Position de l'axe neutre :***

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 69.3y - 2806.65 = 0 \rightarrow y = 11.56 \text{ cm}$$

***i.2) Moment d'inertie :***

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{30 \times 11.56^3}{3} + (15 \times 4.62 \times (40.5 - 11.56)^2) = 73488.42 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

***i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :***

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{31.03 \times 10^3}{73488.42} \times 11.56 = 4.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**i.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$ .

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{31.03 \times 10^3}{73488.42} \times (40.5 - 11.56) = 183.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**j) Vérification des flèches à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,088 > 0,062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{45}{510} = 0,088 > \frac{31.03}{10 \times 39.40} = 0,078 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 40.5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	$M_{sp2}$	$A_{calculé}$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	N de barre
Terrasse	Travée	63.21	4.73	6.75	6.16	4T14
	Appuis	100.58	7.74	6.75	8.01	3T14 (C)+3T12 (F)
Etages courant	Travée	56.01	4.66	6.75	4.62	3T14
	appuis	97.89	7.24	6.75	8.01	3T14 (C) +3T12 (F)
R.D.C	Travée	95.98	7.36	6.75	7.57	3T16+1T14
	Appuis	120.00	9.41	6.75	9.42	3T16 C +3T12

**Tableau VI. 1 :** Ferrailage des poutres principales

Niveau	Section	$M_{max}$	$A_{calculé}$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	N de barre
Terrasse	Travée	46.88	4.69	6	4.62	3T14
	Appuis	93.89	8.88	6	9.24	3T14 (C) +3T14 (F)
Etages courant	Travée	50.01	4.74	6	4.62	3T14
	appuis	55.13	4.86	6	4.93	1T14 (C) + 3T12 (F)
R.D.C	Travée	44.96	4.96	6	5.75	3T14+1T12
	Appuis	87.87	7.77	6	8.01	3T14 (C) +3T12 (F)

**Tableau VI. 2 :** Ferrailage des poutres secondaires

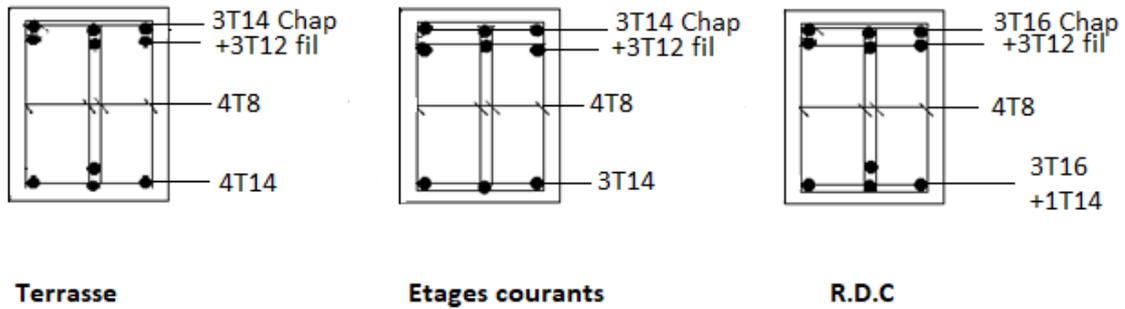


Figure VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

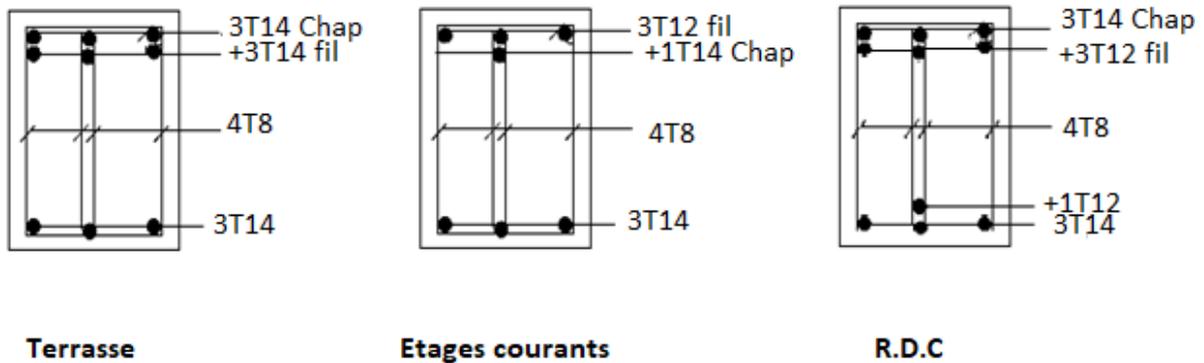


Figure VI.2: Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires

### VI.3.3.2. Ferrailage des poteaux

#### A. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s ; \gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

**B. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40 \Phi & \text{en zone I et II} \\ 50 \Phi & \text{en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(50 x 50) cm <sup>2</sup>	17.50	100	150
Type 2(45 x 45) cm <sup>2</sup>	14.17	81	121.5
Type 3(40 x 40) cm <sup>2</sup>	11.20	64	96
Type 4(35 x35) cm <sup>2</sup>	8.58	49	73.5
Type 5(30 x30) cm <sup>2</sup>	6.30	36	54

**Tableau VI.3 :** Armatures minimales pour les poteaux.

**C. Exemple de calcul****1. Les sollicitations défavorables**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (KN.m) :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5
Combinaison		(50 x50)cm <sup>2</sup>	(45 x 45)cm <sup>2</sup>	(40 x 40)cm <sup>2</sup>	(35 x 35) cm <sup>2</sup>	(30 x30)cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}$	2250.47	2061.90	1533.98	1301.12	1019.06
	$M_{cor}$	10.19	43.40	10.30	31.97	28.80
B	$N_{min}$	46.68	59.90	58.96	41.92	24.53
	$M_{cor}$	1239.46	961.75	732.88	52.11	811.28
C	$M_{max}$	46.68	5.90	5.96	4.92	24.53
	$N_{cor}$	1239.94	961.75	732.88	520.11	811.28
	$T$	4.41	5.98	560	8.21	24.24

**Tableau VI.4 :** Sollicitations du premier genre.

**2. Calcul d'un poteau**

***b.1) Méthode de calcul :***

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

a) On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

b) On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

c) Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

d) On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

❖ **Poteau ( RDC, 1<sup>er</sup> étage ) :**

(50X50) cm<sup>2</sup> Données :

- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h$
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre**

$$N_{\max} = 2250.47 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 10.19 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.19}{2250.47} = 0.0045 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} M_u &= N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2250.47 \left( 0.45 - \frac{0.50}{2} + 0.0045 \right) \\ &= 460.23 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1-0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow M_u \leq 2250.47 \times 0.45 \times \left( 1 - 0,514 \times \frac{2250.47 \times 10^3}{50 \times 45 \times 14.17 \times 100} \right)$$

$$N_u = 2250.47 \text{ KN} < 28694.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

$$M_u = 439.02 \text{ KN.m} < 347.41 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{460.23 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 0.32 \\ \beta = 0.80 \\ A_s = \frac{460.23 \times 10^3}{0.80 \times 45 \times 348} = 36.73 \text{ cm} \\ A_{sl} = 36.73 - \frac{2250.47 \times 10^3}{348 \times 100} = -27.93 < 0 \end{array} \right.$$

La section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

La même chose pour les autres types.

➤ Les résultats sont notés dans un tableau :

Niveaux	cas	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ACC</sub> (t)	M <sub>ACC</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	
Type 1 (50 x 50 cm <sup>2</sup> )	A	225.47	1.19	0	271,86	3,09	0	<b>4T20+4T14 =18.72</b>
	B	48,25	0,91	0	166,53	0,98	0	
	C	123.94	4.68	0	106,71	9,14	0	
Type 2 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	A	206.90	4.40	0	134,72	1,58	0	<b>4T16+4T14=14.20</b>
	B	30,45	3,20	0	75,22	0,79	0	
	C	96.75	5.90	0	67,88	12,10	0	
Type 3 (40 x 40 cm <sup>2</sup> )	A	153.98	1.10	0	94,37	3,33	0	<b>8T14=12,32</b>
	B	12,2	3,18	0	20,68	1,38	0	
	C	73.88	5.96	0	31,89	11,46	0	
Type 4 (35 x 35 cm <sup>2</sup> )	A	130.12	3.97	0	87,94	2,93	0	<b>8T12=9,05</b>
	B	1,56	1,07	0	5,27	0,74	0	
	C	52.11	4.92	0	10.13	8.68	0	
Type 5 (30 x30) Cm <sup>2</sup>	A	102.06	2.80	0	63.55	4.96	0	<b>8T12=9,05</b>
	B	4.20	0.58	0	3.75	1.22	0	
	C	81.2	24.53	0	58.30	7.11	0	

**Tableau VI.5** : Ferrailage des poteaux.

- **Vérifications**

➤ **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{4.41 \times 10}{50 \times 45} = 0,0196 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 3. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

#### a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

#### b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a) \begin{cases} \text{Zonenodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zonécourante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5,1}{0,50} = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 4.41}{0.50 \times 235} = 1.40 \text{ cm}^2$$

#### d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{T} \times b \text{ en \% est donné comme suit : } \lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

#### e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$< 2,48 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

**f) Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

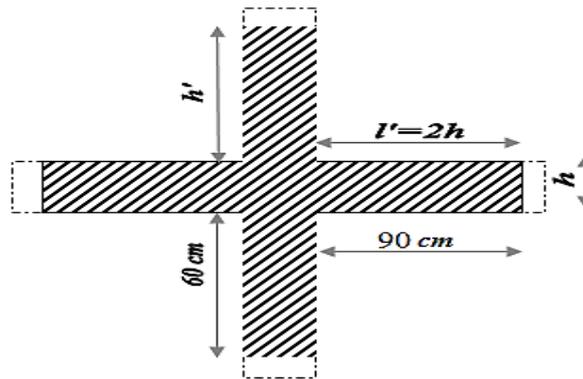


Figure VI.3 : La zone nodale

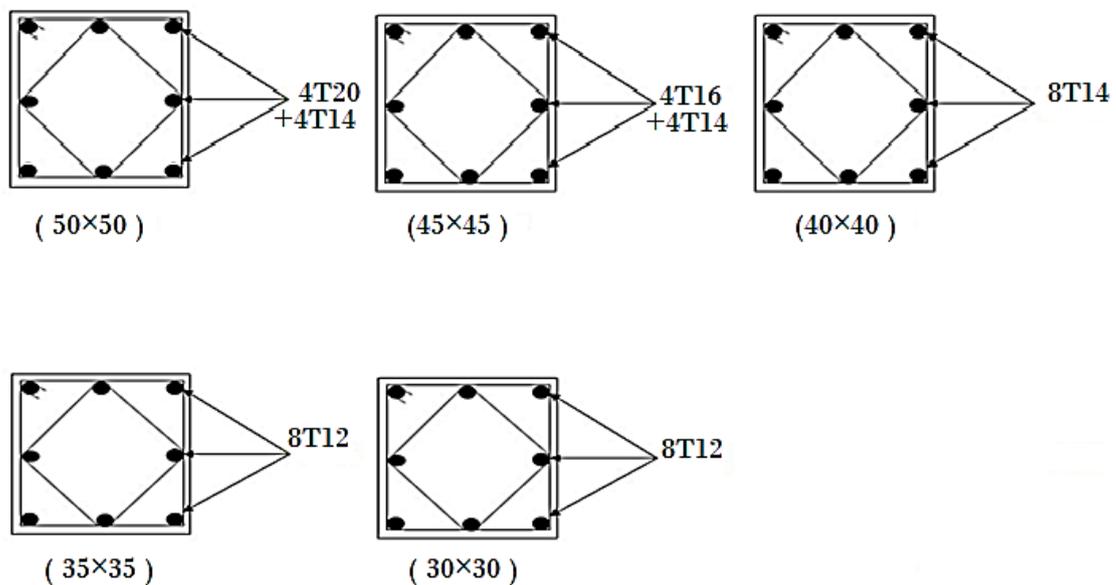


Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux

# Chapitre VII

## Ferraillage des voiles

## VII.1. Introduction

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. L'épaisseur minimale est de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3.06m pour tous les étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :  $e = h_e/25 = 306/25 = 12,24 \text{ cm}$ , l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

## VII.2. Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

### 1. Conception

- ◆ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion);
- ◆ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher);
- ◆ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### 2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### VII.3 Le principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ◆  $G + Q \pm E$ ; Vérification du béton;
- ◆  $0.8G + E$ ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature:

- ◆ Armatures verticales;
- ◆ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs);
- ◆ Armatures transversales.

#### VII.3.1. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

- N: effort normal appliqué;
- M: moment fléchissant appliqué;
- A: section du voile;
- V: distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée;
- I: moment d'inertie.

On distingue trois cas:

##### a) Premier cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15aL$$

##### b) Deuxième cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- ◆ Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\% aL$ , on ferraille avec la section minimale ;
- ◆ Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**c) Troisième cas :**

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ): Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**VII.3.2. Armatures verticale**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VII.3.3. Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit:

- ◆ Globalement dans la section du voile 0.15%;
- ◆ En zone courante 0,10%.

**VII.3.4. Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII.3.5. Armatures de coutures**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## VII.4 Ferrailage des voiles :

❖ 1<sup>er</sup> type :

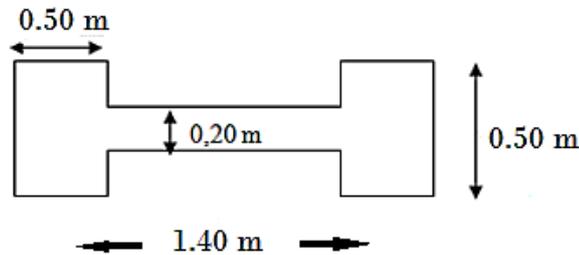


Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.

$$N = 1015.31 \text{ KN}$$

$$M = 43.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 126.47 \text{ KN}$$

$$A = (a \times 1.4) = 0.28 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.4^3}{12} = 0.049 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{1.4}{2} = 0.7 \text{ m}$$

### 1) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1015.31}{0.28} + \frac{43.79 \times 0.7}{0.049} = 4251.67 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1015.31}{0.28} - \frac{43.79 \times 0.7}{0.049} = 3000.53 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;  
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

### 2) Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### 3) Le diamètre

$$D \leq \frac{1}{10} a \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D = 12 mm**

**4) L'espacement**

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \text{Min} \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \text{Min} \{1, 5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc :  $S_t \leq \text{min} \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}}\}$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{On adopte un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}$$

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 (p. m) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

**5) Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 126.47 \times 10^3}{40000} = 4.87 \text{ cm}^2$$

**6) Armatures totale :**

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 4.87 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **7T12 p.ml** = 7.92 cm<sup>2</sup> ; **S<sub>t</sub> = 15 cm**

**7) Vérification des contraintes de cisaillement**

## ◆ BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{126.47 \times 10^3}{200 \times 2160} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min}(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min}(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

## ◆ RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 126.47 \times 10^3}{200 \times 2160} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

## VII.5. Disposition des armatures

### VII.5.1 Armatures verticales

Les arrêts, jonctions et enrobage 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 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$O_{na} : \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 140 \text{ cm} \rightarrow \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

### VII.5.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  ;

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres 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  $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$  ; Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

### VII.5.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ; Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### ❖ 2ème type :

$$N = 2176.06 \text{ KN}$$

$$M = 17.58 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 91.73 \text{ KN}$$

$$A = (a \times 1.4) = 0.21 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,15 \times 1.4^3}{12} = 0.034 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{1.4}{2} = 0.7 \text{ m}$$

**1) Détermination des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2176.06}{0.21} + \frac{17.58 \times 0.7}{0.034} = 10724.13 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2176.06}{0.28} - \frac{17.58 \times 0.7}{0.034} = 10000.24 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On à  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;  
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

**2) Calcul des armatures verticales**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**3) Le diamètre**

$$\begin{aligned} D &\leq \frac{1}{10} a \quad (\text{mm}) \\ D &\leq \frac{1}{10} 150 \\ D &\leq 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

On adopte : **D = 12 mm**

**4) L'espacement**

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 (p. m) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml ; S<sub>t</sub> = 20 cm**

**5) Armatures de couture**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 91.73 \times 10^3}{40000} = 3.21 \text{ cm}^2$$

**6) Armatures totale**

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 3.21 = 6.21 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **7T12 p.ml = 7.92 cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub> = 15 cm**

**7) Vérification des contraintes de cisaillement**

## ◆ BAEI 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{91.73 \times 10^3}{150 \times 2160} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

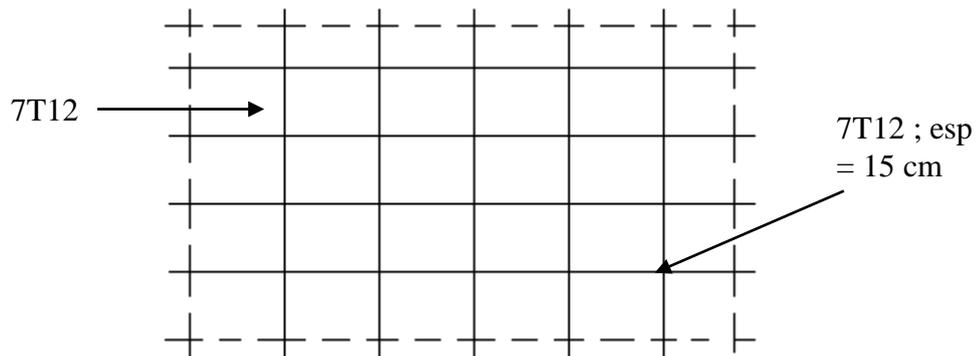
$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

◆ RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 91,73 \times 10^3}{150 \times 2160} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$



**Figure VII. 2 :** La disposition du ferrailage du voile

# Chapitre VIII

## Etude de l'infrastructure

## VIII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

## VIII.2. Le voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15$  cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de  $40\Phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte  $e = 20$  cm, la hauteur du voile périphérique = 3,06 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- $Q$  : surcharge d'exploitation = 1,5 kN/m<sup>2</sup> ;
- $\gamma$  : poids volumique de la terre = 17 kN/m<sup>3</sup> ;
- $\Phi$  : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- $Ka$  : coefficient de poussée des terres :  $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

$$\text{On a : } \beta = \lambda = 0^\circ$$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

### VIII.2.2 Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) *Poussée des terres* :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3,06 = 1,41 \text{ t/ml}$$

b) *Poussée supplémentaire due à la surcharge* :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 3,06 = 0,13 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $Ka' \cdot \Phi$  et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,10 \text{ t/ml}$$

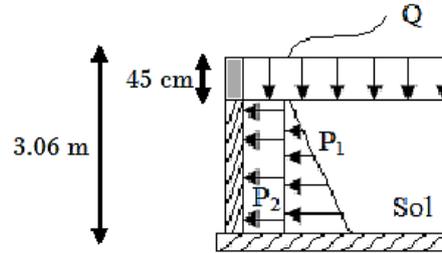


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

### VIII.2.3 Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \\ L_y = 4,80 - 0,5 = 4,3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,60 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,60 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0822 \times 2,10 \times 2,61^2 = 1,18 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,2948 \times 1,18 = 0,35 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1,003 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,30 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,30 \text{ t.m} > 0,25 \text{ t.m}$$

### VIII.2.4 Calcul du ferrailage

- Sens x :

$$M_{tx} = 1,003 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,003 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,989 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,003 \times 10^4}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens y :**

$$M_{ty} = 0,30 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,30 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

- **Sens  $L_y$  :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{ymin} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{ymin} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{tcal} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens  $L_x$  :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{xmin} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,60}{2} \right) = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{tcal} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}\} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## VIII.2.5 Les vérifications

### a) Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0,60 > 0,4$  donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left( 1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 2,10 \times \frac{2,61}{2 \left( 1 + \frac{0,60}{2} \right)} = 2,11 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Leftrightarrow 2,10 \times \frac{2,61}{3} = 1,83 \text{ t} < V_x = 2,11 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 2,11 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{2,11 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Leftrightarrow$  La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$Avec : \begin{cases} \alpha = 0,60 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,41 + 0,13 = 1,54 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0870 \times 1,54 \times 2,61 = 0,35 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,4672 \times 0,35 = 0,17 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,30 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,15 \text{ t.m} \end{cases}$

- **Sens x :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$  ; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{57}{58,53} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Sens-y :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,15 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 28,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 28,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$  ; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{28,48}{58,53} = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec  $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  chacune et avec un espacement de 25 cm.

### VIII.3. Etude des fondations

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 3,06 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

#### VIII.3.1 Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left( \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq N/\sigma_{\text{sol}}$

Avec :

**S** : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 4285.477 \text{ kN} \Rightarrow S = 214.27 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 3174.427 \text{ t} \Rightarrow S = 340,92 \text{ m}^2 \end{cases}$$

### VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de :  $S = 218.75 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 97.75 < 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

### VIII.3.2 Définition du radier

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

### VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier

a) *Calcul du débordement :*

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est :  $S_r = 264.9 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) *Condition de cisaillement :*

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 19.2 \text{ cm} \leq d \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 24 \text{ cm} \\ h = d + c = 24 + 5 = 29 \text{ cm} \end{cases}$$

c) *Condition forfaitaire :*

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{4285.477}{264.9} = 16.177 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{16.177 \times 4.80}{2} = 38.824 \text{ KN} \\ q_u = 161.77 \times 1 = 161.77 \text{ KN.m} \\ d \geq \frac{38.824 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,23 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) *Choix final :*

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm,  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

e) *Détermination de la hauteur de la poutre de libage :*

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \\ L : \text{la longueur maximale d'une poutre de libage, } L = 4.80 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 53.33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}$$

f) *Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :*

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + \left( h_p \times b_p \times \sum L_i \right) \right] \\ &= 2,5 [(0,40 \times 264.90) + (0,8 \times 0,5 \times 279,2)] = 809,8 \text{ t} \end{aligned}$$

$$N_{ser} = 544.1 + 3174.427 = 3718.52 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 14.03 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 20 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée}$$

**g) La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

**I** : inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,021 \text{ m}^4$

**K** : Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,50}} = 5,73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.80 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,00 \text{ m}; \text{Condition vérifiée}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3718.52}{264.9} = 14,03 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 13,03 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,03 \text{ t/m}^2$$

**i) Vérifications diverses :**

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :  $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$ .

$\gamma_w$  : Densité de l'eau ;

**Z** : Hauteur de la partie immergée = 3,06 m ;

$f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\begin{aligned} \gamma_w \times f_s \times S \times Z &= 1 \times 1,5 \times 264.9 \times 3,06 = 1215.89 \text{ t} \rightarrow N_u = 4285.477 \text{ t} \\ &\geq 1215.89 \text{ t}; \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

i.2) Vérification de l'excentricité : Centre de gravité des masses du radier (infra):

$$\begin{cases} X_g = 9 \text{ m} \\ Y_g = 5.05 \text{ m} \end{cases} \text{ Centre de gravité des masses du bâti (super) } \begin{cases} X_g = 9 \text{ m} \\ Y_g = 6.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{L'excentricité : } \begin{cases} e_x = 0,5 \text{ m} \\ e_y = 0,5 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### VIII.3.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

#### VIII.3.4.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

#### VIII.3.4.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{4285.477}{264.9} = 16.23 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3174.42}{264.9} = 11.98 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

## VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :

## Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens x				Sens y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_y$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
4.80	4.30	1,11	0,0368	13.76	11.69	6.88	1	13.76	11.69	6.88
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens x				Sens y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_y$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
4.80	4,30	1,11	0,0441	12.17	10,34	6.08	1	12.17	10,34	6.08

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissants suivant les 2 sens.

## b) Calcul des armatures :

- Suivant  $L_x$  et  $L_y$  :

## 1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.69 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.69 \times 10^4}{0,962 \times 36 \times 348} = 9.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **10T12** = 11.31 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 10 cm.

## 2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.88 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,9815 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.88 \times 10^4}{0,9815 \times 36 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12** = 5,65 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

**c) Condition de non fragilité :**

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- **Sens y :**

$$A_y = 9.69 \text{ cm}^2 \geq A_{ymin} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400} ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens x :**

$$A_x = 9.69 \text{ cm}^2 \geq A_{xmin} = A_{ymin} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,01 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de l'espacement :**

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier dépasse 0,4 : donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a) Sens longitudinal :****a.1) Calcul de Q' :**

**Q :** Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x2} \right] = \frac{13,03}{2} \left[ \left(1 - \frac{4,3^2}{3 \times 4,8^2}\right) 4,3 + \left(1 - \frac{3,3^2}{3 \times 4,8^2}\right) 3,3 \right] \\ Q' = 38,75 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{38,75 \times 4,8^2}{8} = 111,6 \text{ t.m} \end{cases}$$

**a.2) Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 94,86 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,86 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,258 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,848 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{94,86 \times 10^4}{0,854 \times 72 \times 348} = 44,64 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{er} \text{ lit} : 5T20 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 5T20 \rightarrow A = 47,13 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 5T20 \end{cases}$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 55.8$	$= 0.35 \times M_0 = 39.06$
$\mu \rightarrow \beta$	0,152→0,917	0,106→0,944
$A_s (cm^2)$	24.28	16.51
$A_{adoptée}(cm^2)$	5T20 (fil) + 5T16 (chap) = 25.76	5T16 (fil) + 5T14 (chap) = 17.75

**Tableau VIII.2 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

**b) Sens transversal:**

**b.1) Calcul de  $Q'$  :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 13,03 \times 4,3 = 37.35 t/m \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{37.35 \times 5^2}{8} = 107.56 t.m \end{cases}$$

**b.2) Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 91.42 t.m$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91.42 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,248 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,855 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91.42 \times 10^4}{0,855 \times 72 \times 348} = 42.67 cm^2/ml \end{cases}$$

$$On adopte : \begin{cases} 1^{ier} lit : 7T14 \\ 2^{ème} lit : 7T14 \\ 3^{ème} lit : 7T14 \\ 4^{ème} lit : 7T14 \end{cases} \rightarrow A = 43.04 cm^2$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 53.78$	$= 0.35 \times M_0 = 37.64$
$\mu \rightarrow \beta$	0,146→0,921	0,102→0,946
$A_s (cm^2)$	23.30	15.87
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T20 (fil) + 6T16 (chap) = 24.63	6T14 (fil) + 6T12 (chap) = 10,68

**Tableau VIII. 3 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

### VIII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$   
 Dans notre cas  $h_a=80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$  on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,8) = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

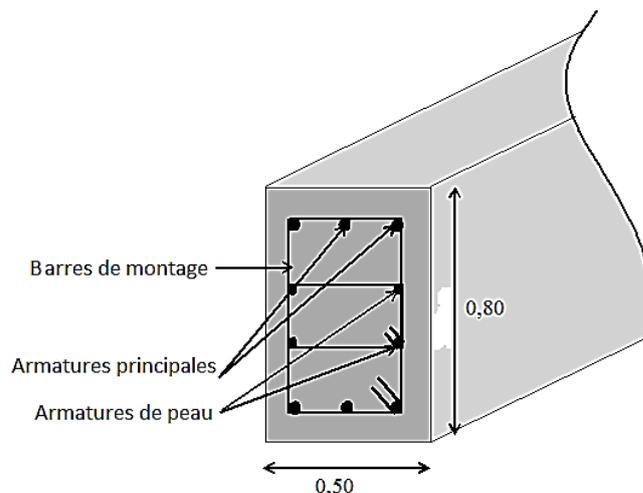


Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage.

#### a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{16,23 \times 4,8}{2} = 38,95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{38,95 \times 10}{50 \times 72} = 0,108 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,108 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**b) Diamètre :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,85 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

**c) Espacement :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 20 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

# Conclusion

# Conclusion

La réalisation de cette étude représente la concrétisation et la mise en pratique de l'apprentissage théorique, ainsi que toutes les connaissances acquises durant le cycle de notre formation, en se basant essentiellement sur les documents techniques et réglementaires, et de recourir à des méthodes de calcul récentes, tout en appliquant les principes de base qui devraient être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre 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 minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important ( aspect économique ).

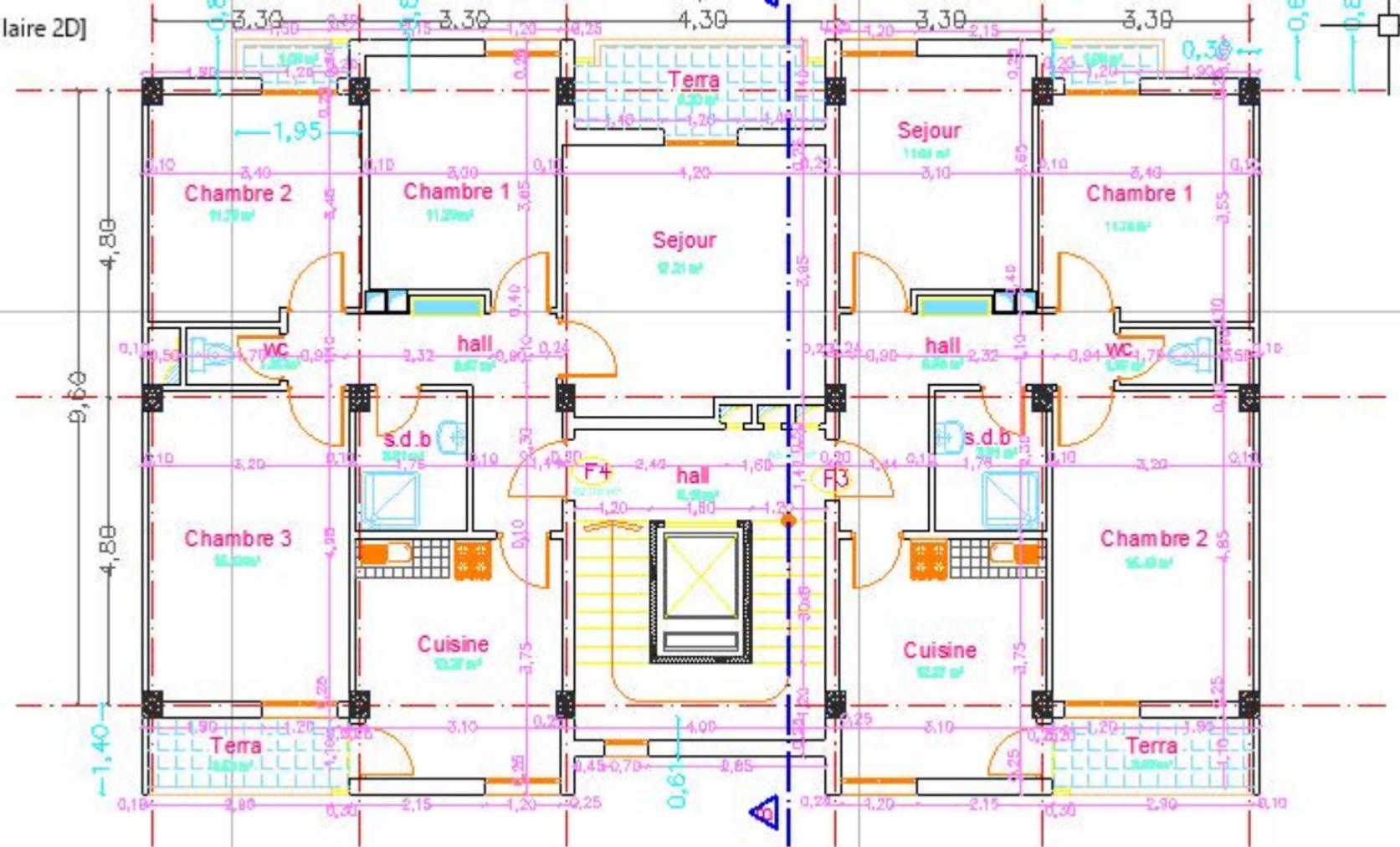
Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateur, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul, en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les anciennes méthodes.

Pour notre première expérience, on a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

---

aire 2D]



Références  
bibliographiques



Références bibliographiques

**OUVRAGES ET REGLEMENTS**

- ✓ D.T.R.B.C-2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA99/ Version 2003 ».
- ✓ D.T.R.B.C-2.2, Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- ✓ H. RENAUD et F. LETERTRE, FOUCHER 1978, Ouvrage en béton armé.
- ✓ JEAN- PIERRE MOUGIN, EYROLLES 1992, Cours de béton armé BAEL9.
- ✓ JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, Pratiques du BAEL9, 3<sup>eme</sup> édition 99.
- ✓ M. BELAZOUGUI, Calcul des Ouvrages en béton armé, office des publications universitaires 1991.

**MEMOIRES DE FIN D'ETUDE**

- ✓ Tiaret ; promotion (2015,2016)
- ✓ Tiaret ; promotion (2016,2017)
- ✓ Tiaret ; promotion (2017,2018)

**LOGICIELS**

- ✓ Logiciel AUTOCAD 2018.
  - ✓ Logiciel ETABS 9.7.
  - ✓ Microsoft WORD 2016.
  - ✓ Microsoft EXCEL 2016.
  - ✓ Microsoft POWERPOINT 2016.
-