

**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: Structures

Présenté par:

MAHIOU Sarra

HADJ CHAIB Kamilia

*Sujet du mémoire*

***Etude d'une tour à usage multiple en  
(R+11) avec sous sol contreventée par  
des voiles et des portiques***

*Soutenu publiquement le 16/09/2020 devant le jury composé de:*

|            |           |            |
|------------|-----------|------------|
| M. KERROUM | Nadir     | Président  |
| M. KRIM    | Abdallah  | Rapporteur |
| M. DJEBLI  | Benyagoub | Examineur  |
| M. REBAHI  | Abderezak | Examineur  |

***Promotion: 2019-2020***

# Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles et particulièrement le chef de département **Mr. BOUAKAZ Khaled**.

Nous remercions vivement, notre promoteur **Mr : KRIM Abdallah** nous avoir prié sen charges, son aide et ses précieux conseils.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vivent sincère reconnaissance.

---

# Dédicaces

**Au nom de dieu Allah**

*Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :*

*- mes parents et mon marié : Aucun  
hommage ne pourrait être à la hauteur de  
l'amour Dont ils ne cessent de me combler.  
Que dieu leur procure bonne santé et  
longue vie.*

*- mes sœurs et à mes frères.*

*celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet*

*- toute ma famille, et mes amis,*

*- mon binôme **hadj chaïb kamilia***

*- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit*

*possible, je vous dis **merci.***

**MAHIOUT SARRA .**

# Dédicaces

**Au nom de dieu Allah**

*Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :*

*- mes parents : Aucun hommage ne  
pourrait être à la hauteur de l'amour  
Dont ils ne cessent de me combler. Que  
dieu leur procure bonne santé et longue  
vie.*

*- mes sœurs et à mes frères.*

*celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet*

*- toute ma famille, et mes amis,*

*- mon binôme MAHIOUT SARRA*

*- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit*

*possible, je vous dis **merci.***

**HADJ CHAIB KAMILIA**

---

**Sommaire**

|   |           |
|---|-----------|
| <b>ملخص</b> .....   | <b>1</b>  |
| <b>Résumé</b> .....   | <b>2</b>  |
| <b>Abstract</b> .....   | <b>3</b>  |
| <b>Liste des figures</b> .....  | <b>4</b>  |
| <b>Liste des tableaux</b> .....   | <b>6</b>  |
| <b>Liste des notations et symboles</b> .....                              | <b>8</b>  |
| <b>Chapitre I: Généralités et hypothèses de calcul</b> .....              | <b>10</b> |
| I.1. Introduction.....  | 10        |
| I.2. Présentation du bâtiment .....                                       | 10        |
| I.2. Caractéristiques géométriques.....                                   | 10        |
| I.3. Conception de la structure .....                                     | 10        |
| I.3.1. Superstructure.....  | 11        |
| I.3.2. Ossature de l'ouvrage.....   | 11        |
| I.3.3. Les planchers.....   | 11        |
| I.3.4. Escaliers .....  | 11        |
| I.3.5. Terrasse.....  | 11        |
| I.3.6. Maçonnerie.....  | 11        |
| I.3.6.1 Classification selon le RPA99 v.2003.....                         | 11        |
| I.3.7 Les propriétés des matériaux.....                                   | 11        |
| I.7.1. Béton.....   | 11        |
| I.7.2. Acier.....   | 11        |
| 1. E.L.U.....   | 14        |
| 2. E.L.S.....   | 15        |
| c. Allongement de rupture.....  | 15        |
| d. Module d'élasticité longitudinale.....                                 | 15        |
| e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....                      | 15        |
| <b>Chapitre II: Prédimensionnement des éléments de la structure</b> ..... | <b>16</b> |
| II.1. Introduction.....   | 16        |
| II.2. Pré dimensionnement des poutres.....                                | 16        |
| II.3. Prédimensionnement des planchers .....                              | 17        |

|   |           |
|---|-----------|
| II.3.1. dalle pleine.....   | 17        |
| II.3.2. plancher a corps creux.....   | 17        |
| II.4. Evaluation des charges et des surcharges.....                                 | 17        |
| II.4.1. Charge permanente.....  | 17        |
| II.5. Pré dimensionnement des poteaux .....   | 18        |
| II.5.1. Principe.....   | 18        |
| II.5.3 surface reprise par poteau.....  | 18        |
| II.5.4. Effort normal ultime à chaque niveau.....                                   | 18        |
| II.5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ .....        | 19        |
| II.5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations.....           | 19        |
| II.6.Détermination de la structure du poteau.....                                   | 20        |
| II.6.1. Exemple de calcul.....  | 20        |
| II.6.2. Vérification du RPA99.....  | 20        |
| II.6.1.3. Dimensions minimaux requis par le « RPA99 /version 2003 » .....           | 21        |
| II.7.Prédimensionnement des voiles.....   | 23        |
| <b>Chapitre III: Calcul des planchers.....</b>                                      | <b>24</b> |
| III.1. Calcul des planchers.....  | 24        |
| III.1.1. Introduction.....  | 24        |
| III.1.2. Dimensionnement des poutrelles.....  | 26        |
| III.1.3. Méthode de calcul des poutrelles.....                                      | 26        |
| III.1.3.1. Planchers étages courant.....  | 26        |
| III.1.3.2. Plancher terrasse.....   | 26        |
| III.1.4. Etude des poutrelles.....  | 26        |
| III.1.4.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire..... | 27        |
| III.1.5 Etude des poutrelles Plancher terrasse.....                                 | 28        |
| III.1.6. Calcul du ferrailage des poutrelles.....                                   | 30        |
| III.1.6.1. Poutrelles planchers étages.....   | 31        |
| III.1.6.3.Poutrelles du plancher terrasse.....                                      | 35        |
| III.1.7 Ferrailage de la dalle de compression.....                                  | 38        |
| <b>Chapitre IV: Calcul des éléments non structuraux.....</b>                        | <b>38</b> |
| IV.1. Acrotère.....   | 44        |
| IV.1.1. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité.....                    | 44        |
| IV.1.2 Vérification de la compression.....  | 50        |
| IV.1.3. Calcul du ferrailage.....   | 52        |
| IV.1.4. Vérification des contraintes .....  | 52        |

|  |            |
|--|------------|
| IV.2. Balcon.....  | 53         |
| IV.2.1. Etude des charges et des sollicitations.....                   | 54         |
| IV.3. L'ascenseur.....   | 54         |
| IV.4. Les escaliers.....   | 56         |
| IV.4.1. Dimensions des escaliers.....                                  | 57         |
| IV.4.3. Evaluation des charges et surcharges.....                      | 61         |
| IV.4.4. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant max..... | 78         |
| IV.4.5. Ferrailage de l'escalier.....                                  | 78         |
| IV.4.6. Vérifications des contraintes.....                             | 80         |
| IV.5. Type.....  | 80         |
| IV.6. Etude de la poutre palière.....                                  | 81         |
| IV.6.1. Dimensionnement.....   | 82         |
| IV.6.2. Ferrailage.....  | 88         |
| IV.7. Vérifications.....   | 91         |
| IV.8. Vérifications des contraintes.....                               | 91         |
| <b>Chapitre V: Etude sismique.....</b>                                 | <b>91</b>  |
| V.1. Introduction.....   | 92         |
| V.1.1. Résultat du prédimensionnement.....                             | 93         |
| V.2. Etude dynamique.....  | 95         |
| V.2.1. introduction.....   | 95         |
| V.2.2. Modélisation mathématique.....                                  | 96         |
| V.2.3. Caractéristiques dynamiques.....                                | 96         |
| V.3. Modélisation de la structure.....                                 | 96         |
| V.3.1. Modélisation de la rigidité.....                                | 96         |
| V.3.2. Modélisation de la masse.....                                   | 98         |
| V.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure..... | 98         |
| V.3.4. Poids de la structure.....                                      | 98         |
| V.4.2. Choix de la méthode de calcul.....                              | 98         |
| V.4.3. Spectre de réponse.....   | 99         |
| V.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....                  | 99         |
| V.4.5. Vérification des déplacements inter étage.....                  | 100        |
| V.5. Résultats de l'analyse dynamique du méthode initial.....          | 100        |
| <b>Chapitre VI: Ferrailage des portiques.....</b>                      | <b>101</b> |
| VI.1. Ferrailage des poutres.....                                      | 104        |
| VI.1.1 Exemple de calcul.....  | 119        |

|  |            |
|--|------------|
| VI.1.2 Vérifications.....  | 119        |
| VI.2. Calcul des armatures transversales.....                      | 126        |
| VI.2.4 Ancrage de l'armature tendue.....                           | 126        |
| VI.3. Vérification des contraintes.....                            | 127        |
| VI.3. Ferrailage des poteaux.....                                  | 128        |
| VI.3.1. Exemple de calcul.....                                     | 130        |
| <b>Chapitre VII: Ferrailage des voiles de contreventement.....</b> | <b>131</b> |
| VII.1. Introduction.....   | 139        |
| VII.2. Système de contreventement.....                             | 139        |
| VII.3. Principe de calcul.....                                     | 140        |
| VII.4. Ferrailage des voiles.....                                  | 142        |
| VII.5. Disposition des armatures.....                              | 144        |
| VII.5.1. Armatures verticales.....                                 | 144        |
| VII.5.2. Armatures horizontales.....                               | 145        |
| VII.5.3. Armatures transversales.....                              | 145        |
| <b>Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure.....</b>               | <b>146</b> |
| VIII. Introduction.....  | 146        |
| VIII.1. Calcul des charges.....                                    | 147        |
| VIII.2. Calcul des sollicitations.....                             | 148        |
| VIII.2.3 Calcul du ferrailage.....                                 | 149        |
| VIII.2.4. Vérifications.....                                       | 151        |
| VIII.3. Etude des fondations.....                                  | 152        |
| VIII.3.1. Choix du type de fondation.....                          | 152        |
| VIII.3.2. Définition du radier.....                                | 152        |
| VIII.3.3. Prédimensionnement du radier.....                        | 154        |
| VIII.3.4. Ferrailage du radier.....                                | 154        |
| VIII.3.4.1 Méthode de calcul.....                                  | 158        |
| VIII.3.4.4. Ferrailages des poutres de libage.....                 | 160        |
| VIII.3.4.5. Armatures de peau.....                                 | 161        |
| <b>Conclusion générale et perspectives.....</b>                    | <b>162</b> |
| <b>Références bibliographiques.....</b>                            | <b>164</b> |

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الأرض+ طابق ارض 11 بولاية غليزان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIب طوابق حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

2003 باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ( BAEL91, modifié99,RPA99V ) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر .

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية(الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية

العمارة، الخرسانة المسلح ,SAP2000, BAEL91modifié 99 ,RPA99V2003

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (11) étages, implanté à Rilizane. Cette région est classée en zone sismique (Iib) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, dalle de l'ascenseur).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000V2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000V2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building used for residential and c consists of a basement and a ground floor addition (11) floors, located in Rilizane . This region is classified as seismic zone IIb according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and slab of elevator).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 V 2014 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP2000V14, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.



# *Liste des figures*

## Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| <b>Fig. I. 1</b> : vue en plan de la structure de 6 <sup>ème</sup> étage.....                        | 2  |
| <b>Fig. I. 2</b> : vue en plan de la structure de 1 <sup>ère</sup> étage .....                       | 2  |
| <b>Fig. I. 3</b> : vue en 3D de la structure .....   | 3  |
| <b>Fig. I. 4</b> : éprouvette 16x32.....   | 5  |
| <b>Fig. I.5</b> : évaluation de $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....                         | 5  |
| <b>Fig. I.6</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton (E.L.U).....                           | 7  |
| <b>Fig. I.7</b> : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....                                 | 9  |
| <b>Fig. II.1</b> : Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité .....           | 14 |
| <b>Fig. II.2</b> : coupe du voile en élévation.....  | 18 |
| <b>Fig. III.1</b> : Plancher à corps creux.....  | 21 |
| <b>Fig. III.2</b> : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).....                                   | 23 |
| <b>Fig.III.3</b> : Poutre à plusieurs travées.....   | 24 |
| <b>Fig.III.4.a</b> : Schéma expliquant la méthode des trois moments .....                            | 24 |
| <b>Fig. III. 4.b</b> .Schéma expliquant la méthode des trois moments.....                            | 24 |
| <b>Fig. III.5</b> : Schéma statique des poutrelles.....  | 25 |
| <b>Fig. III.6.a</b> Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire .....                        | 25 |
| <b>Fig. III.6.b</b> : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire .....                      | 26 |
| <b>Fig. III.7</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).....              | 28 |
| <b>Fig. III.8</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).....               | 28 |
| <b>Fig. III.9</b> : Schéma du cas particulier de la méthode de trois moments .....                   | 29 |
| <b>Fig. III.10</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).....             | 30 |
| <b>Fig. III.11</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).....              | 30 |
| <b>Fig. III.12</b> : Section de calcul .....   | 31 |
| <b>Fig. III.13</b> : Notations utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T..... | 31 |
| <b>Fig. III.14</b> : Schéma de la bielle d'about(1).....   | 36 |
| <b>Figure III.15</b> : Section de calcule(2).....  | 38 |
| <b>Fig. III.16</b> : Schéma de la bielle d'about(2).....   | 43 |
| <b>Fig. III.17</b> : Ferrailage de la dalle de compression.....                                      | 45 |
| <b>Fig. IV.1</b> : Acrotère en béton armé.....   | 47 |
| <b>Fig.IV.2</b> : Dimensions de l'acrotère.....  | 48 |
| <b>Fig. IV.3</b> : Ferrailage de l'acrotère.....   | 51 |
| <b>Fig.IV.4</b> : Schéma statique de balcon .....  | 53 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Fig. IV.5:</b> Ferrailage du balcon.....   | 55  |
| <b>Fig. IV.6 :</b> Schéma d'un ascenseur.....   | 56  |
| <b>Fig.IV.7 :</b> Répartition des charges.....  | 59  |
| <b>Fig. IV.8 :</b> Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....           | 60  |
| <b>Fig. IV.9 :</b> Dessin montrant la concentration des charges.....                          | 60  |
| <b>Fig. IV.10 :</b> Moments de la dalle.....  | 61  |
| <b>Fig. IV.11 :</b> Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....                      | 68  |
| <b>Fig. IV.12 :</b> Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur .....                     | 68  |
| <b>Fig. IV.13:</b> Coupe descriptive d'un escalier .....                                      | 69  |
| <b>Fig. IV.14:</b> Schéma vue en plan d'un escalier droit.....                                | 70  |
| <b>Fig. IV.15 :</b> Schéma statique de volet.....   | 71  |
| <b>Fig. IV.16 :</b> Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier..... | 72  |
| <b>Fig. IV.17:</b> schéma vue en plan d'un escalier console.....                              | 75  |
| <b>Fig. IV.18 :</b> Schéma ferrailage d'escalier .....  | 77  |
| <b>Fig. IV.19 :</b> S ferrailage du marche console .....                                      | 91  |
| <b>Fig. V.1 :</b> Le poids de chaque niveau de la structure .....                             | 99  |
| <b>Fig VI.1 :</b> Influence du vent sur les parois .....                                      | 112 |
| <b>Fig. VII. 1.:</b> Zone nodal .....   | 132 |
| <b>Fig. VIII.1 :</b> Schéma des voile + poteaux.....  | 139 |
| <b>Fig. VIII.2 :</b> La disposition du ferrailage du voile .....                              | 141 |
| <b>Fig. IX. 1.:</b> Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....        | 144 |
| <b>Fig. IX.2 :</b> armatures inferieur (en travée).....                                       | 153 |
| <b>Fig. IX.3 :</b> armatures supérieures (sur appuis ) .....                                  | 153 |



# *Listes des tableaux*

## Liste des tableaux

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau II.1</b> : Dégression des charges d'exploitations .....                                 | 15  |
| <b>Tableau II.2</b> : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....                   | 19  |
| <b>Tableau III.1</b> : le rapport entre les travées successives.....                               | 26  |
| <b>Tableau III.2</b> : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers courant .....     | 28  |
| <b>Tableau III.3</b> : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux RDC.....                    | 29  |
| <b>Tableau III.4</b> : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse .....      | 31  |
| <b>Tableau III.5</b> : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles .....                    | 46  |
| <b>Tableau IV.1</b> : Poids des composants de l'ascenseur.....                                     | 57  |
| <b>Tableau IV.2</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....           | 61  |
| <b>Tableau IV.3</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....           | 65  |
| <b>Tableau IV.4</b> : descente de charges de la marche .....                                       | 76  |
| <b>Tableau V.1</b> : chargement de poutre principale rive .....                                    | 95  |
| <b>Tableau V.2</b> : chargement de poutre intermédiaire .....                                      | 95  |
| <b>Tableau V.3</b> : chargement de poutre secondaire rive .....                                    | 96  |
| <b>Tableau V.4</b> : chargement de poutre secondaire intermédiaire .....                           | 96  |
| <b>Tableau V.5</b> : poids de 12 <sup>ème</sup> niveau .....                                       | 97  |
| <b>Tableau V.6</b> : : Poids de 11 <sup>ème</sup> niveau.....                                      | 97  |
| <b>Tableau V.7</b> : poids du 7 <sup>ème</sup> niveau au 10 <sup>ème</sup> niveau .....            | 97  |
| <b>Tableau V.8</b> : : poids 6 <sup>ème</sup> niveau .....   | 98  |
| <b>Tableau V.9</b> : poids du 3 <sup>ème</sup> niveau au 5 <sup>ème</sup> niveau .....             | 98  |
| <b>Tableau V.10</b> : : poids de niveau 1 <sup>ère</sup> et de 2 <sup>ème</sup> niveau.....        | 98  |
| <b>Tableau V.11</b> : : : poids de niveau RDC .....  | 99  |
| <b>Tableau V.12</b> : Inertie massique .....   | 100 |
| <b>Tableau V.13</b> : nombre des modes.....  | 101 |
| <b>Tableau V.14</b> Déplacements relatifs aux différents niveaux sens longitudinal et transversal. | 103 |
| <b>Tableau V.15</b> : Vérification à l'effet P- $\Delta$ . .....                                   | 105 |
| <b>Tableau V.16</b> : centre de gravite et centre de torsion de chaque étage .....                 | 105 |
| <b>Tableau V.17</b> : résume les résultants des excentricité de chaque niveau .....                | 105 |
| <b>Tableau VI.1</b> : coefficient topographique .....  | 108 |
| <b>Tableau VI.2</b> : les zones de vent .....  | 108 |
| <b>Tableau VI.3</b> : Catégories des terrain .....   | 109 |
| <b>Tableau VI.4</b> : la pression dynamique du vent.....   | 111 |
| <b>Tableau VI.5</b> : résultat de $V_1$ à la face (E) .....  | 113 |
| <b>Tableau VI.6</b> : résultat de $V_2$ à la face (B').....  | 114 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau VI.7</b> : les coefficients $C_{ep10}$ et $C_{ep1}$ .....                             | 114 |
| <b>Tableau VI.8</b> : les résultante suivant les deux directions.....                            | 114 |
| <b>Tableau VII.1</b> : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive .....        | 122 |
| <b>Tableau VII.2</b> : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires ..... | 122 |
| <b>Tableau VII.3</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....       | 123 |
| <b>Tableau VII.4</b> : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires ..... | 123 |
| <b>Tableau VII.5</b> : Armatures minimales pour les poteaux.....                                 | 129 |
| <b>Tableau VII.6</b> : les sollicitations max et les armatures correspondants.....               | 133 |
| <b>Tableau VII.7</b> : Ferrailages des poteaux .....   | 134 |
| <b>Tableau IX.1</b> : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....                            | 151 |
| <b>Tableau IX.2</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.....       | 154 |
| <b>Tableau IX.3</b> : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....        | 155 |

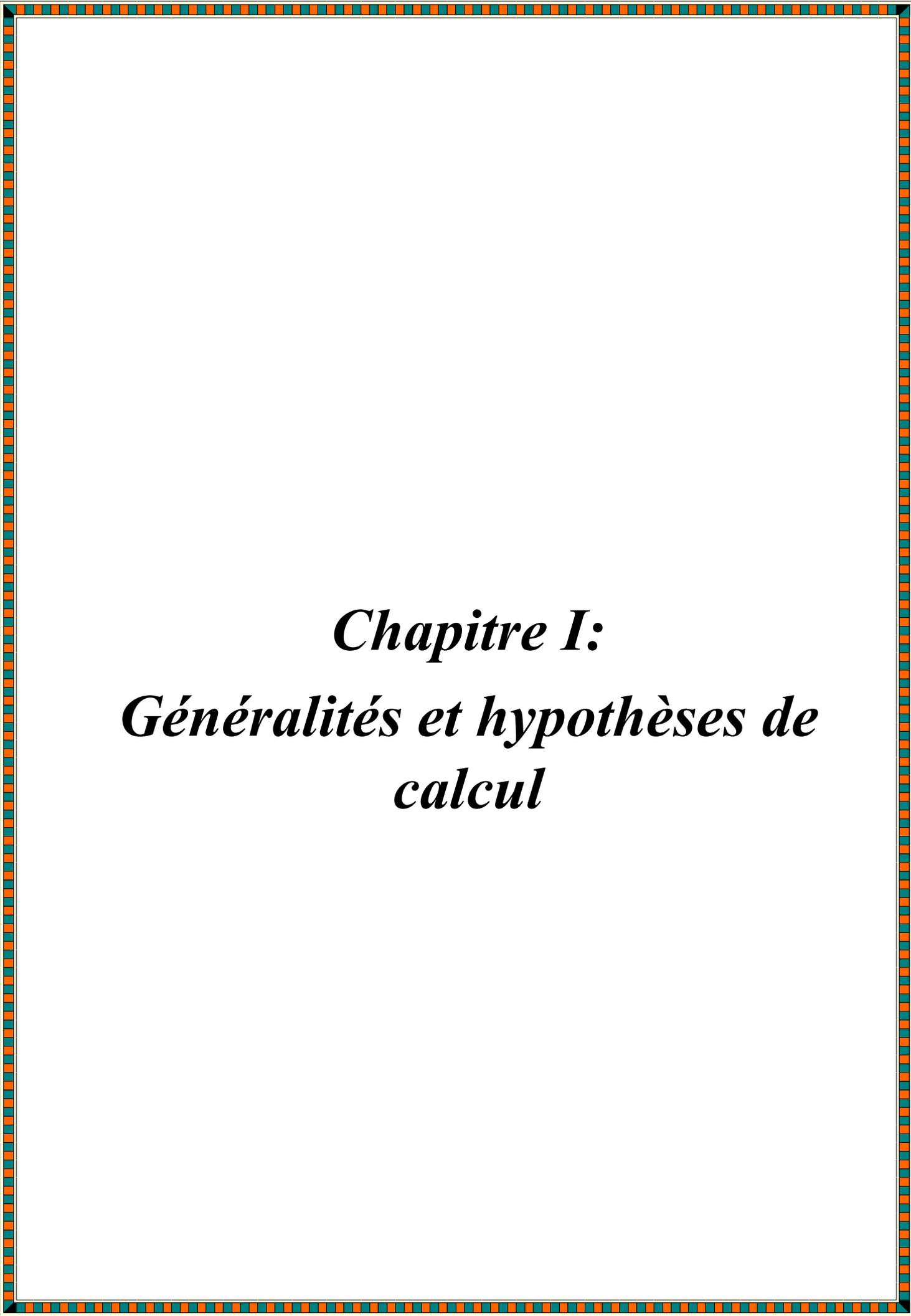


# *Liste des symboles*

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone,
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.

- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur.
- $P$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment isostatique
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène



***Chapitre I:***  
***Généralités et hypothèses de***  
***calcul***

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

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 /Version2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

### **I.2. Présentation du bâtiment :**

Notre projet est un tour contreventé par des voiles et des portiques auto stable en béton armé. Le tour est composé d'un **sous-sol**, d'un **Rez-de-chaussée** et de 11 étages à usage multiple, de plus, il est caractérisé par :

deux types de chaque étage : F3+F4

- Le **sous-sol** comporte des parkings.
- Le **RDC** comporte des locaux commerciaux.
- Les étages courants sont 10 étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté à **WAD ERHIW** dans la wilaya **RILIZANE**, qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 » comme une région de moyenne sismicité (Zone II-b). Il est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).

### **I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

#### **a) Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bâtiment.....Ht = 39 ,61m.

Hauteur de l'étage courant.....h = 3,06 m.

Hauteur de RDC ..... h = 3,23 m.

Hauteur du sous-sol .....h =2,89 m.

#### **b) Dimensions en plan :**

Largeur en plan .....Lx = 23,55 m (sens longitudinal)

Longueur en plan..... Ly = 27,23m (sens transversal)

### **I.3. Conception de la structure du bâtiment :**

#### **I.3.1. Superstructure :**

La structure sera réalisée en béton armé. Toutes les poutres, poteaux, chainages, longrines, linteaux, dalle... seront en béton armé

#### **I.3.2 Ossature de l'ouvrage :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stable en béton armé et des voiles de contreventement dans les deux directions.

#### **I.3.2. Les Planchers :**

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour dalle d'ascenseur, balcon , dalle du radier .

#### **I.3.3. Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un deux type d'escaliers .

#### **I.3.4.Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible .

#### **I.3..5. Maçonnerie :**

Les murs de notre structure sont exécutés en briques creuses.

- **Murs extérieurs :** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur lame d'air de 5 cm d'épaisseur et des Briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

##### **Murs intérieurs :**

ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins .

#### **I.3.5. Classification selon le RPA99 v.2003 :**

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'ALGER, selon le règlement parasismique algérien (RPA/99 ver.2003) est classé comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

#### **I.3.6. Les propriétés des matériaux :**

##### **2.6.1. Béton :**

###### **a. Composition :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des

aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

**1- Ciment :** Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**2- Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

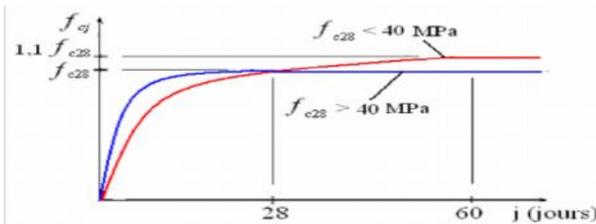
- Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm
- Gravier de dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$ ) mm

**3- Eau de gâchage:** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

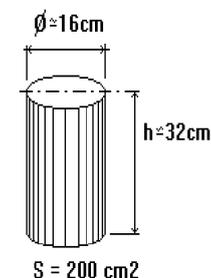
#### b. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression :** désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm<sup>2</sup>.
- Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa .



**Figure I.5:**évaluation de  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton



**Figure I.4:** éprouvette 16x32

- **Résistance à la traction :**

- La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais , parmi ces essais on peut

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, noté  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

### c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

#### 1. Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

#### 2. Module de déformation différée :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

### d. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

➤  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré).

➤  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

### e. Contraintes limites de calcul :

On distingue deux états limites.

#### 1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

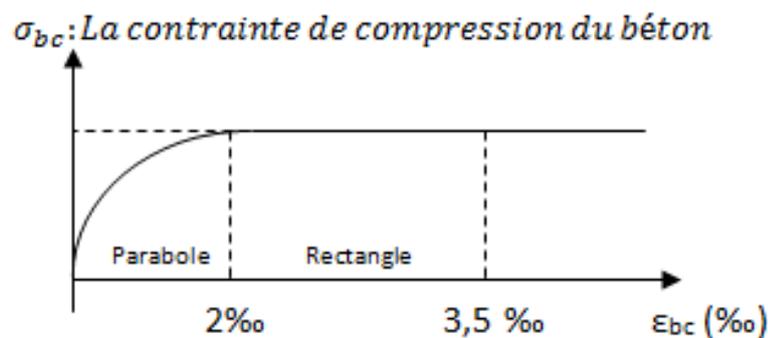
Avec :  $\gamma_b$  = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de combinaisons fondamentales.} \\ 1,15 & \text{cas de combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{la durée est supérieur à 24 h.} \\ \theta = 0,9 & \text{la durée est comprise entre 1h et 24 h.} \\ \theta = 0,85 & \text{la durée est inférieur à 1 h.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.



**Figure I.6:** Diagramme contraintes-déformations du béton (E.L.U)

## 2. Etat limite de service « E . L . S » :

C'est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

### 2.6.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.

- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 8$  mm pour le dalle.

### a) Limites élastiques :

|                 |   |
|-----------------|---|
| Ronds lisses    | $\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE215} \dots \dots \dots \text{fe} = 215 \text{ MPa} \\ \text{FeE235} \dots \dots \dots \text{fe} = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$ |
| Haute adhérence |   |
|                 | $\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \dots \dots \dots \text{fe} = 400 \text{ MPa} \\ \text{FeE500} \dots \dots \dots \text{fe} = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$ |
|                 |   |

### b) Contrainte de calcul :

#### 1. E. L . U

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :  $\gamma_s$  : le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,0 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{◆ rond lisse} \\ (\text{fe} = 235 \text{ MPa}) \end{cases} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{◆ haute adhérence} \\ (\text{fe} = 400 \text{ MPa}) \end{cases} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

#### 2. E.L.S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min} ( 2/3 \text{ fe} ; 150 \sqrt{\eta f_{tj}} ) (\text{MPa})$
- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min} ( 1/2 \text{ fe} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} ) (\text{MPa})$

Avec :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

1,6 pour les aciers à haute adhérence.

**c. Allongement de rupture :**

$\varepsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

**d. Module d'élasticité longitudinale :**

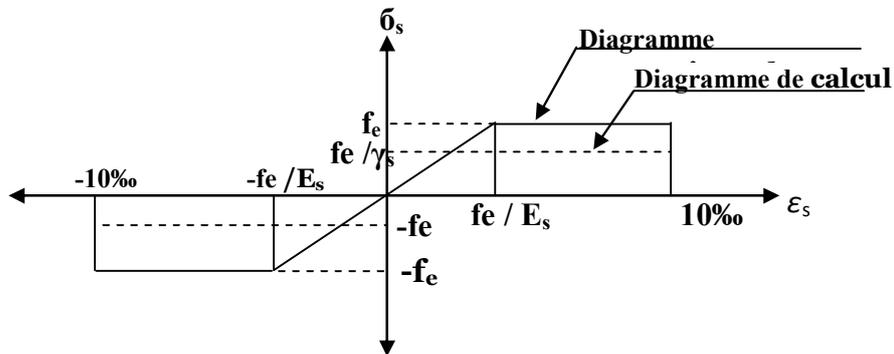
Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  MPa

**e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :**

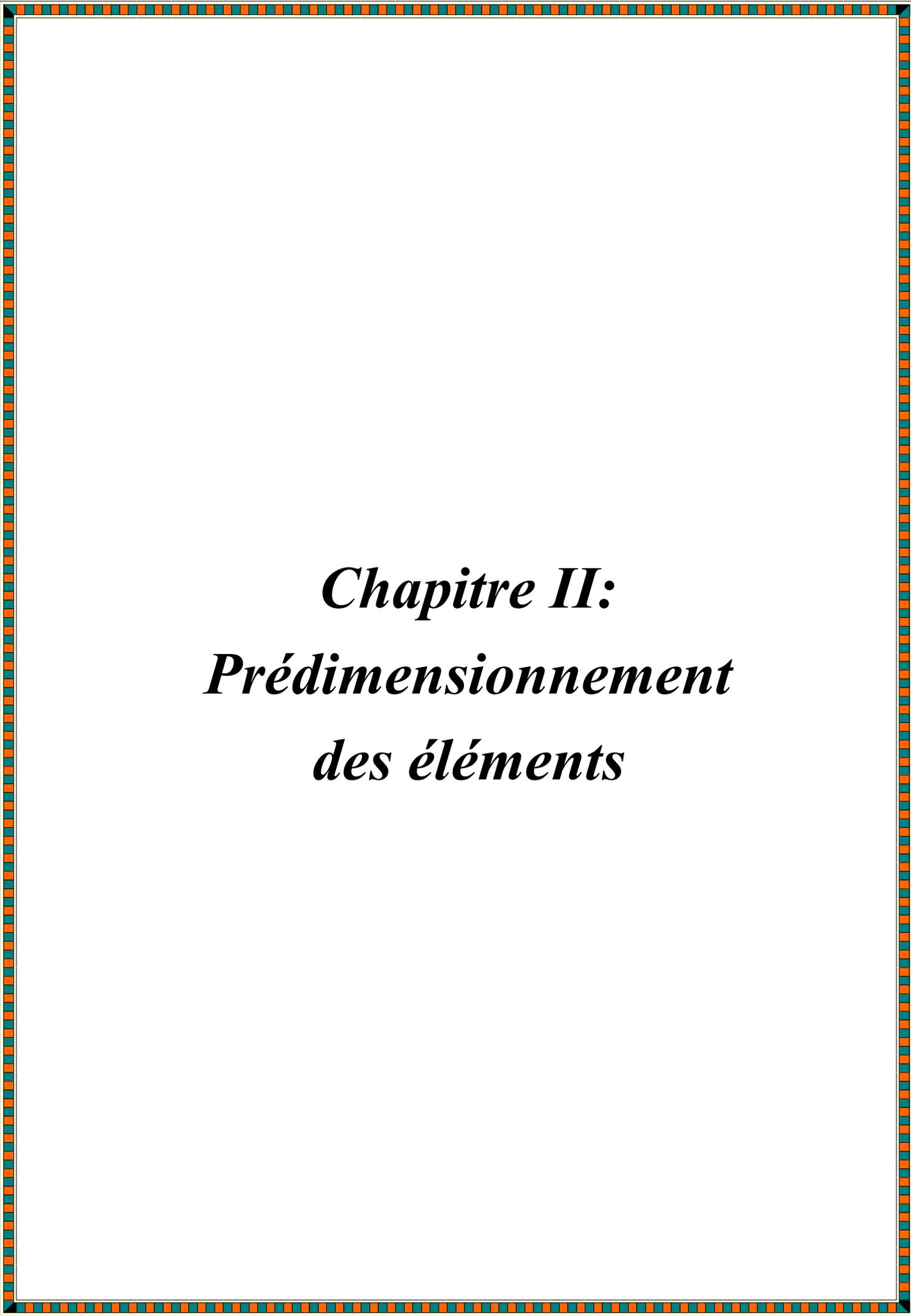
$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier.

$\varepsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.



**Figure I.7.** Diagramme contraintes – déformations de l'acier



*Chapitre II:*  
*Prédimensionnement*  
*des éléments*

## II.1. Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions de premier genre (BAEL91 modifier 99) et les règles de deuxième genre du (RPA 99/ version 2003)

## II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

### II.2.1. Poutres principales:

$$L_{\max} = 536 \text{ cm} \Rightarrow 35.73 \text{ cm} \leq h_t \leq 53.6 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,42 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right. \quad \text{Donc on prend la section des poutres principales } \mathbf{(35 \times 50) \text{ cm}^2}$$

### II.2.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 515 \text{ cm} \Rightarrow 34.3 \text{ cm} \leq h_t \leq 51.5 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.14 \leq 3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(35x40) cm<sup>2</sup>**

## II.3. Pré dimensionnement des planchers

Un plancher est la partie horizontale d'une construction par la quelle est transmise les différents charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

**II.3.1.dalle pleine :**

L'épaisseur des dalles pleines dépend le plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance.

- **Condition de sécurité contre l'incendie:**
  - ◆  $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
  - ◆  $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique:**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15 cm**

- **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux cotés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à :  $L_x = 5.36 \text{ m}$

Ceci engendre donc  $536 / 50 \leq e \leq 536 / 40 \Rightarrow 10.72 \text{ cm} \leq e \leq 13.4 \text{ cm} \Rightarrow e = 11 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 11 \text{ cm})$ , alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :  **$e = 15 \text{ cm}$**

**II.3.2. Planchers à corps creux :**

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{476}{225} = 21.15 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale  **$h_t = 24 \text{ cm}$** , soit un plancher **(20+4) cm**

**II.4. Evaluation des charges et des surcharges :**

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.4.1.Charge permanente :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Protection en gravillons roulé (4cm) : ..... = **0.8 KN/m<sup>2</sup>**
- Étanchéité multicouche (2cm) ..... = **0,12 KN/m<sup>2</sup>**
- Forme de pente en béton léger (5cm) ..... = **0.9 KN/m<sup>2</sup>**

- Asphalte coulé sablé (2.5cm) + polystyrène. . . . . = **0,16** KN/m<sup>2</sup>
- Plancher à corps creux +dalle de compression (20+4) cm . . . . . = **3.20** KN/m<sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (2m) . . . . . = **0,20** KN/m<sup>2</sup>

$$G_t=5.88\text{KN/m}^2 \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Plancher étage courant et RDC :**

- Revêtement en carrelage (2cm) . . . . . =**0,40** KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (2cm) . . . . . =**0,40** KN/m<sup>2</sup>
- Sable fin pour mortier (2cm) . . . . . =**0,34** KN/m<sup>2</sup>
- Plancher à corps creux (16+4) cm. . . . . =**3,20** KN/m<sup>2</sup>
- Cloison en briques creuses (10 cm) . . . . . =**0,90** KN/m<sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (2cm) . . . . . =**0,20** KN/m<sup>2</sup>

$$G_e = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (mortier) (2cm) . . . . . =**0,36** KN/m<sup>2</sup>
- Brique creuses (15cm) . . . . . =**1,30** KN/m<sup>2</sup>
- Brique creuses (10cm) . . . . . =**0,90** KN/m<sup>2</sup>
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm) . . . . . =**0,27** KN/m<sup>2</sup>

$$G_m=2,83 \text{ KN/m}^2$$

a) Murs intérieur:

- 1- enduit en plâtre (1.5cm) . . . . . **0.15** KN/m<sup>2</sup>
- 2- brique creuse (10cm) . . . . . **0.90** KN/m<sup>2</sup>
- 3- enduit en plâtre (1,5cm) . . . . . **0.15** KN/m<sup>2</sup>

$$G = 1.20 \text{ KN/m}^2$$

Avec une ouverture de 20% :

$$G = 0,8 \times 2,83 = 2.26 \text{ KN/m}^2$$

## II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

### II.5.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante. On utilise un calcul basé sur la descente de charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.5.3. Surface reprise par poteau :

Soit S La surface supportée par poteau :

$$S = (5.36/2 \times 4.2/2) + (5.15/2 \times 5.15/2) = 24,61 \text{ m}^2$$

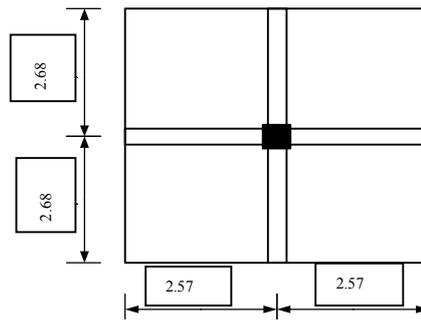


Figure II.1 Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

#### II.5.4. Effort normal ultime à chaque niveau.

##### II.5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ :

###### - Plancher terrasse :

- Poids propre du plancher :  $G_{\text{terrasse}} \times S = (5.88 \times 24.61) = 144,70 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,50) \times 5,36 = 23,45 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,40) \times 5,15 = 18,025 \text{ KN}$

$$G = 186,175 \text{ KN}$$

###### - Plancher RDC +11 étages :

- Poids propre du plancher :  $G_{\text{étage}} \times S = (5,44 \times 24,61) = 133,87 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,5) \times 5,36 = 23,45 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,40) \times 5,15 = 18,025 \text{ KN}$

$$G = 175,34 \text{ KN} \times 12 = 2104,14 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times (2104,14 + 186,17) = 2519,341 \text{ KN}$$

- Suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** on doit majorer l'effort normal ultime de 10% .

##### II.5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations $Q$ :

- Loi de dégression :

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où  $Q$  : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  selon les règles de **DTR BC2-2**

Avec :

- n : Nombre d'étage.
- Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas

**Tableau II.1** : Dégression des charges d'exploitations

| Niveau des planchers | La loi de dégression [KN/m <sup>2</sup> ]   | La charge Q [KN/m <sup>2</sup> ] |
|----------------------|---|----------------------------------|
| <b>T</b>             | $NQ_0 = 1$  | <b>1</b>                         |
| <b>11</b>            | $NQ_1 = Q_0 + Q_1$  | <b>2,5</b>                       |
| <b>10</b>            | $NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$  | <b>3,85</b>                      |
| <b>9</b>             | $NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$  | <b>5,05</b>                      |
| <b>8</b>             | $NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$  | <b>6,10</b>                      |
| <b>7</b>             | $NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$  | <b>7,00</b>                      |
| <b>6</b>             | $NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$  | <b>7,75</b>                      |
| <b>5</b>             | $NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$  | <b>8,5</b>                       |
| <b>4</b>             | $NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$  | <b>9,25</b>                      |
| <b>3</b>             | $NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$  | <b>10</b>                        |
| <b>2</b>             | $NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$                            | <b>10,75</b>                     |
| <b>1</b>             | $NQ_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$                   | <b>11,5</b>                      |
| <b>RDC</b>           | $NQ_{12} = Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$          | <b>12,34</b>                     |
| <b>S.SOL</b>         | $NQ_{13} = Q_0 + 0,62(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$ | <b>13,71</b>                     |

## II.6. Détermination de la section du poteau : Selon le BAEL 91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression)
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
 
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$
- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B=a \times b$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e=400\text{MPa}$ ).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ) [ $\text{m}^2$ ].

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

**II.6.1. Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul les poteaux du sous sol, d'où :  $h_0 = 408 \text{ cm}$

Donc :  $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$

$N_G = 2519,341 \text{ KN}$

$N_Q = 1,1 Q \times S = 1,1 \times 13,71 \times 24,61 = 371,14$

$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 2519,341 + 1,50 \times 371,14)$

$\Rightarrow N_u = 4353,60 \text{ KN}$

**II.6.1.1. Détermination de (a) :**

$B = b.a$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\left( \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{0,289a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left( a \geq \frac{285,6}{0,289 \cdot 50} = 19,76 \text{ cm} \right)$$

On prend:  $a = 60 \text{ cm}$

$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \lambda = 285,6/14,45 = 19,76 < 50$  ..... Condition vérifiée.

**6.1.2. Détermination de (b):**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$B_r = (60-2) \times (b-2) = 58 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le "**Le RPA 99 /version 2003**"  $A_s = 0,9\% B_r$  ..... Zone IIb

$$A_s = 0,9[0,58(b-2)] = 0,522(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 19,76 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(19,76/35)^2]$$

$$\alpha = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[ \frac{58(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,522(b-2).400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 20,44 \text{ cm}$$

Donc, on prend  $\mathbf{b = 60cm}$

### II.6.1.3. Dimensions minimaux requis par le "RPA99 /version 2003" :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIb, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

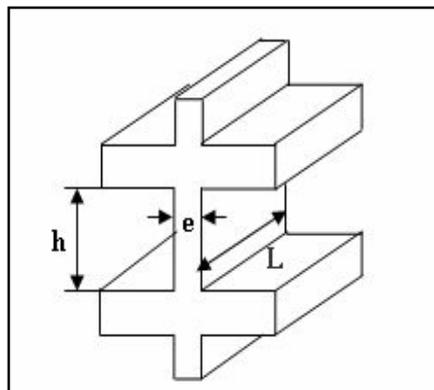
Avec :  $h_e$ : Hauteur d'étage.

**Donc**, On adopte pour des poteaux de sous sol une section carrée ( $axb$ ) = **( 60x60 )  $\text{cm}^2$**

### II.7. Pré dimensionnement des voiles:

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes (RPA99/version 2003).

Leur épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités



**Figure II.2. Coupe de voile en élévation**

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

D'après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$$\begin{cases} L : \text{longueur de voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

L'épaisseur doit être déterminée aussi en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{373}{25} = 14,92 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{373}{22} = 16,95 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq (14,92 \text{ cm}; 16,95 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles de contreventement et des voiles périphériques: **e = 20 cm**

**Tableau II.2:** récapitulatif des résultats.

| Niveau   | Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]<br>Carré | Section des poutres principales [cm <sup>2</sup> ] | Section des poutres secondaires [cm <sup>2</sup> ] | Épaisseur des voiles [cm <sup>2</sup> ] |
|----------|---|--|--|---|
| Sous-sol | 60X60   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| RDC      | 60X60   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 01       | 60X60   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 02       | 60X60   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 03       | 55X55   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 04       | 55X55   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 05       | 55X55   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 06       | 50X50   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 07       | 50X50   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 08       | 50X50   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 09       | 45X45   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 10       | 45X45   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |
| 11       | 45X45   | 35X50  | 35X40  | 20                                      |



***Chapitre III:***  
***Calcul des planchers***

### III.1. Calcul des planchers :

#### III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

➤ **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

➤ **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est a usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

#### III.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ).

La hauteur du plancher est **24cm** soit **(20+4) cm**

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher :  **$h_t = 24 \text{ cm}$**  soit **(20+4)**

Épaisseur de la nervure :  **$h_0 = 4 \text{ cm}$**

Largeur de la dalle de compression:  **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

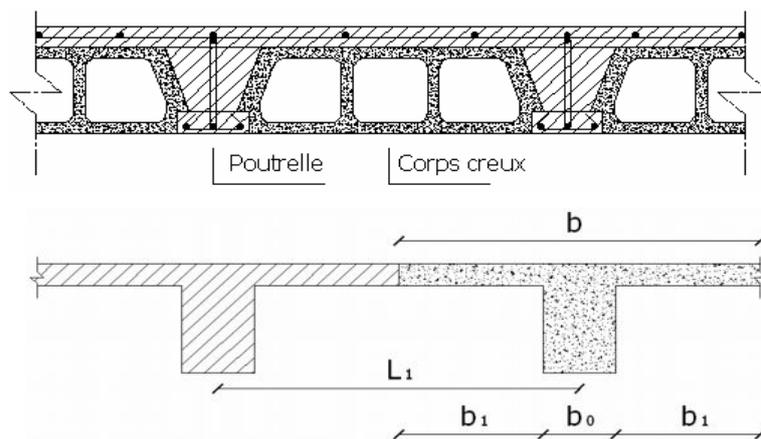


Figure III.1 Plancher à corps creux

**Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

La portée maximale est :  $L = 5,36 \text{ m}$        $l_1=65\text{cm}$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 536/10=53,6\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend:  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.} \quad \text{Donc on prend dans le calcul } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

**III.1.3. Méthode de calcul des poutrelles :****III.1.3.1. Planchers étages courant :**

**Méthode forfaitaire :** Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

**a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

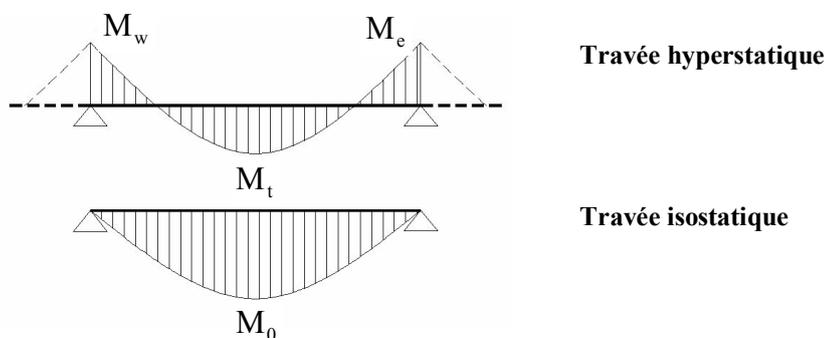
1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$\mathbf{0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25}$$

- 4 - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**b. Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$ .

- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$  . . . . . cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$  . . . . . cas d'une travée de rive.

$M_0$  : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée.

$M_w$  : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

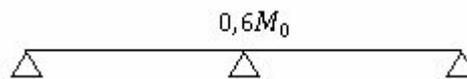
$M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  :  $Q / (G+Q)$  le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation.

**c. Les valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

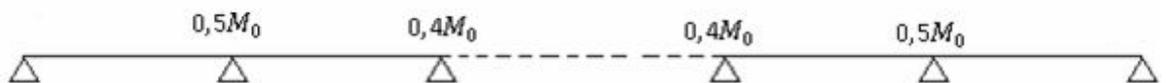
- Poutre continue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées



- Poutre contenue a plus de quatre travées:

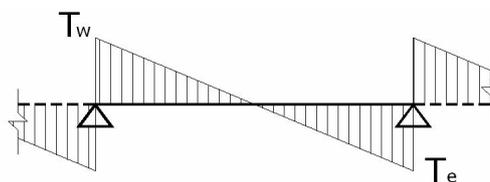


**Figure III.2** : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

**d. Efforts tranchants :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:



- $T_w = Ql/2+(M_w-M_e)/l$
- $T_e = Ql/2-(M_w-M_e)/l$

**II.1.3.2. Plancher terrasse :**

**Méthode des trois moments:**

Cette méthode est appliquée pour les poutres hyperstatiques.

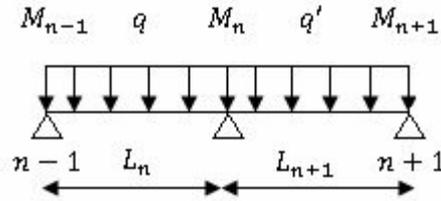


Figure III.3. Poutre à plusieurs travées.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

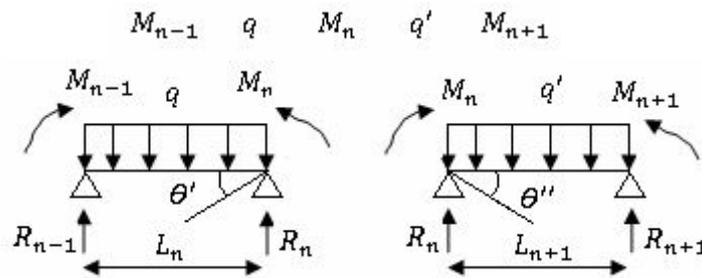


Figure III.4.a. :Schéma expliquant la méthode des trois moments .

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis ( $n-1$ ), ( $n$ ) et ( $n+1$ ), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$  et  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

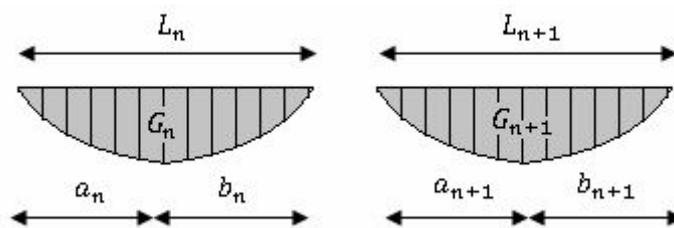


Figure III.4.b. Schéma expliquant la méthode des trois moments .

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

$$= -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

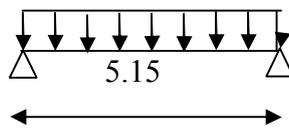
Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargement

### III.1.4. Etude des poutrelles

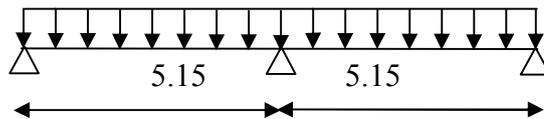
#### Type des poutrelles :

on a (03) type des poutrelle:

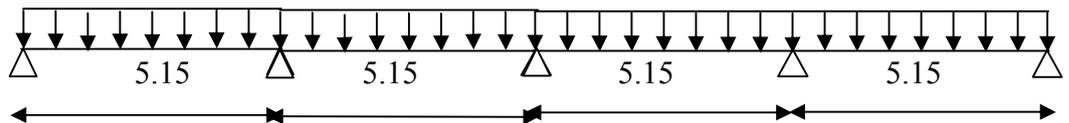
Type (01) :



Type(02) :



Type (03) :



Type (04) :

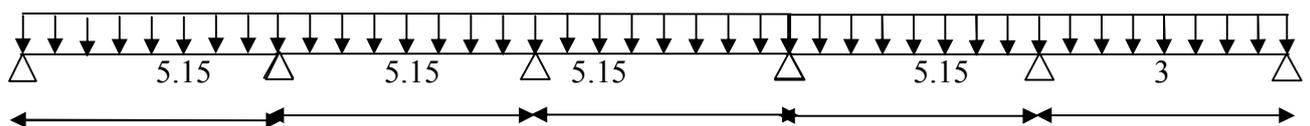
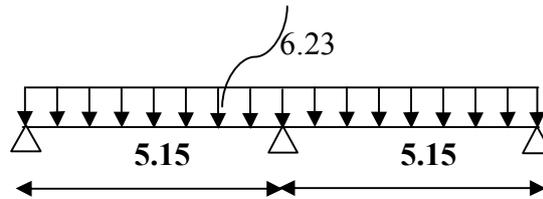


Figure III.5 : Schéma statique des poutrelles.

**Exemple de calcul :**



**Figure III.6.a.:** Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire

**III.1.4.1. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

1- la charge d’exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Planchers étages courant :  $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,88 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

**Tableau III.1** le rapport entre les travées successives

|         |      |      |
|---------|------|------|
| travées | A-B  | B-C  |
| portée  | 5,15 | 5,15 |
| rapport | 1    | 1    |

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$  .....condition vérifiée

1- Poutrelle à d’inertie constante ( $I=\text{cte}$ ).....condition vérifiée

2- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

3- Puisque toutes les conditions son satisfaites pour les plancher étage

la méthode forfaitaire est applicable.

**Sollicitation :**

Le plancher d’étage courant comporte « 03 » types des poutrelles

D’où :  $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

**à l’E.L.U : Plancher RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/mL} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,21 \text{ KN / mL} \\ Q_s = G + Q = 5,16 \text{ KN/mL} \end{array} \right.$$

▪ **Plancher courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/mL} \\ \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 6,23 \text{ KN/mL} \end{array} \right.$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL} \quad \Rightarrow \quad Q_s = 4,51 \text{ KN/mL}$$

▪

▪ **plancher terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,88 \times 0,65 = 3,822 \text{ KN/mL} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 6,13 \text{ KN/mL} \\ Q_s = 4,472 \text{ KN/mL} \end{array} \right.$$

Type (02) :

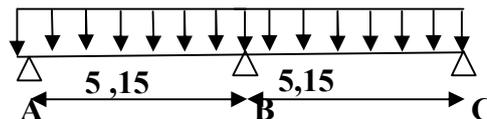


Figure III.6.b : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire

**Sollicitation :**

- $qu = 6,23 \text{ KN/mL}$
- $\alpha = Q / (Q+G) = 0,216$
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,532$  (travée intermédiaire)
- $(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,632$  (travée de rive).

**Moments fléchissant (isostatiques) :**

$$M_{01} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 20,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 20,65 \text{ KN.m}$$

**Moments En appuis:**

$$\text{En appui (A) : } M_A = 0,2 M_0 = 4,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (B) : } M_B = 0,6 M_0 = 12,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (C) : } M_C = 0,2 M_0 = 4,13 \text{ KN.m}$$

**Moments En travées : ( travée de rive)**

$$\text{Travée (A-B) } \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,15 \cdot M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 15,48 \text{ KN.m} \\ M_T \geq 0,632 M_{01} = 13,07 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 15,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (B-C) } \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,15 \cdot M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 15,48 \text{ KN.m} \\ M_T \geq 0,632 \cdot M_{02} = 13,07 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 15,48 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchants :**

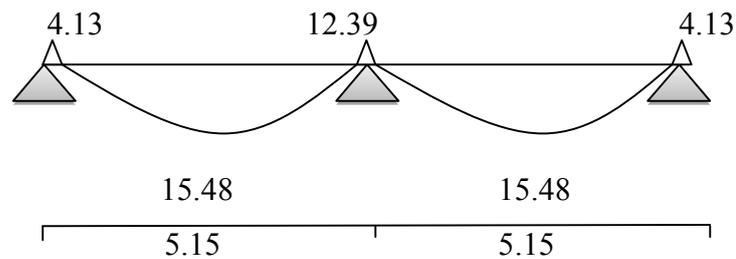
Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{-12,39 + 4,31}{5,15} + 6,23 \frac{5,15}{2} = 14,43 \text{KN} \\ T_e = \frac{-4,13 + 12,39}{3,95} - 6,23 \frac{5,15}{2} = -17,64 \text{KN} \end{cases}$$

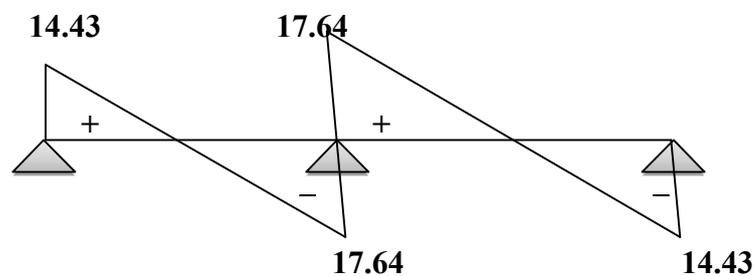
$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{12,39 - 4,13}{5,15} + 6,23 \frac{5,15}{2} = 17,64 \text{KN} \\ T_e = \frac{12,39 - 4,13}{5,15} - 6,23 \frac{5,15}{2} = -14,43 \text{KN} \end{cases}$$

**Diagramme de (M):**



**Figure III.7 :** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).

**Diagramme de (T) :**



**Figure III.8 :** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).

**Tableau III.2:**récapitulatif des résultats obtenus aux planchers courant:

| Type de poutrelle | travée | L(m) | E L U        |              |              |            |            |
|-------------------|--------|------|--------------|--------------|--------------|------------|------------|
|                   |        |      | Mt<br>(KN.m) | Mw<br>(KN.m) | Me<br>(KN.m) | TW<br>(KN) | Te<br>(KN) |
| Type (01)         | AB     | 5,15 | 15,48        | 4,13         | 12,39        | 14,43      | -17,64     |
| Type (02)         | AB     | 5.15 | 15.48        | 4.13         | 12.39        | 14.43      | -17.64     |
|                   | BC     | 5.15 | 15.48        | 12.39        | 4.13         | 17.64      | -14.43     |
| Type (03)         | AB     | 5.15 | 16.52        | 4.13         | 10.32        | 14.84      | -17.24     |
|                   | BC     | 5.15 | 14.46        | 10.32        | 8.26         | 17.21      | -16.42     |
|                   | CD     | 5.15 | 14.46        | 8.26         | 10.32        | 16.42      | -17.21     |
| Type (03)         | AB     | 5.15 | 14.06        | 4.06         | 10.29        | 14.11      | -18.06     |
|                   | BC     | 5.15 | 9.62         | 14.23        | 12.34        | 16.13      | -16.05     |
|                   | CD     | 5.15 | 10.56        | 14.02        | 14.02        | 16.41      | -15.76     |
|                   | DE     | 5.15 | 9.62         | 12.34        | 14.23        | 14.74      | -17.43     |
|                   | EF     | 3    | 16.14        | 19.27        | 4.06         | 14.23      | -4.27      |

**Tableau III . 3:** récapitulatif des résultats obtenus aux RDC :

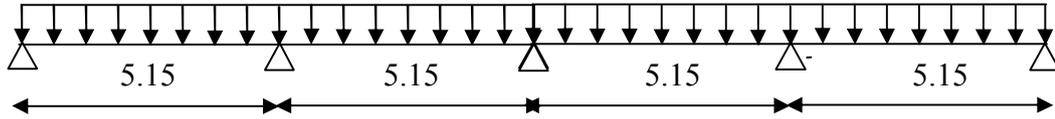
| Type de poutrelle | travée | L(m) | E L U    |                       |          |                     |        |
|-------------------|--------|------|----------|-----------------------|----------|---------------------|--------|
|                   |        |      | Mt(KN.m) | M <sub>w</sub> (KN.m) | Me(KN.m) | T <sub>w</sub> (KN) | Te(KN) |
| Type(01)          | AB     | 5.15 | 19.12    | 4.78                  | 11.95    | 17.17               | -19.95 |
|                   | BC     | 5.15 | 16.73    | 11.95                 | 9.56     | 19.02               | -18.09 |
|                   | CD     | 5.15 | 16.73    | 9.56                  | 11.95    | 18.09               | -19.02 |
|                   | DE     | 5.15 | 19.12    | 11.95                 | 4.78     | 19.95               | -17.17 |
| Type(02)          | AB     | 5.15 | 19.12    | 4.78                  | 11.95    | 17.17               | -19.95 |
|                   | BC     | 5.15 | 16.73    | 11.95                 | 9.56     | 19.02               | -18.09 |
|                   | CD     | 5.15 | 17.92    | 9.56                  | 9.56     | 18.56               | -18.56 |
|                   | DE     | 5.15 | 16.73    | 9.56                  | 11.95    | 18.09               | -19.02 |

|  |           |      |       |       |      |       |        |
|--|-----------|------|-------|-------|------|-------|--------|
|  | <b>EF</b> | 5.15 | 19.12 | 11.95 | 4.78 | 19.95 | -17.17 |
|--|-----------|------|-------|-------|------|-------|--------|

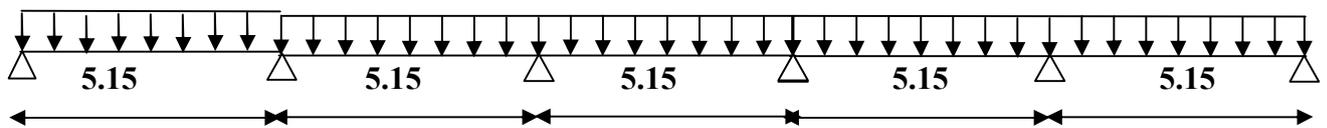
**III.1.5 Etude des poutrelles Plancher terrasse :**

On à deux (02) types de poutrelles

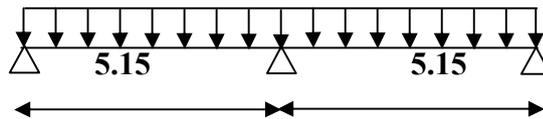
Type (01):



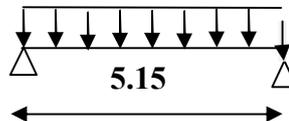
Type (02) :



Type (03) :



Type (04) :



**Figure III.9:** Schéma du cas particulier de la méthode de trois moments

**Exemple de calcul:**

Pour La plancher terrasse : **G = 6,13 KN/m<sup>2</sup>**

**Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**

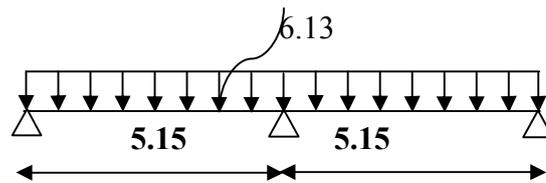
**Sollicitation à l'E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,88) + (1,5 \times 1,00)] \times 0,65 \dots \Rightarrow q_u = 6,13 \text{ KN/mL}$$

**Sollicitation à l'E.L.S :**

$$q = (G + Q) \times 0,65 = (5,88 + 1,00) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_s = 4,472 \text{ KN/mL}$$

Type (01) : poutrelles à 2travées



**Figure III.10** : Schéma du cas particulier de la méthode de trois moments

Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{(n-1)} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{(n+1)}) + M_{(n+1)} \cdot L_{(n+1)} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{(n+1)} \cdot b_{(n+1)}}{L_{(n+1)}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

**travée AB et BC:**

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 20,32 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,575 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 69,77 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 20,32 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,575 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 69,77 \text{ m}^2$$

$$(1) \Rightarrow 5,15M_A + 2(5,15+5,15) M_B + 5,15M_C = -6[(69,77 \times 2,575/5,15) + (69,77 \times 2,575/5,15)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_0^{AB} = -4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,2 \cdot M_0^{BC} = -4,06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{20,6 M_B} = -376,76 \dots\dots\dots(1)$$

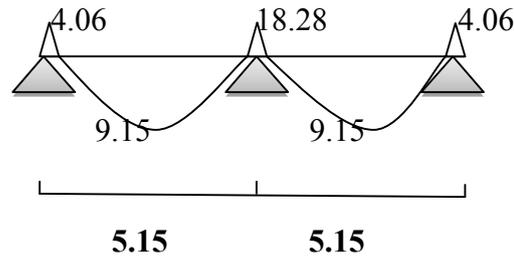
$$\Rightarrow \mathbf{M_B} = 18,28 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées :**

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = \mathbf{9,15 \text{ KN.m}}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = \mathbf{9,15 \text{ KN.m}}$$

**Diagramme de (M):**



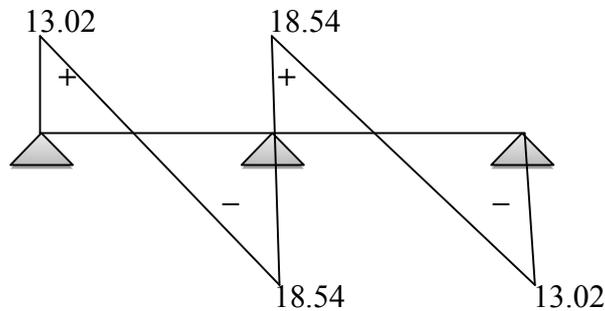
**Figure III.11** : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).

**Efforts tranchants :**

$$\text{Travée (A-B) : } \begin{cases} T_W = \frac{M_A - M_B}{L} + Q \frac{L}{2} = \frac{4,06 - 18,28}{5,15} + 6,13 \frac{5,15}{2} = 13,02 \text{ KN} \\ T_E = \frac{M_A - M_B}{L} - Q \frac{L}{2} = \frac{4,06 - 18,28}{5,15} - 6,13 \frac{5,15}{2} = -18,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C) : } \begin{cases} T_W = \frac{18,28 - 4,06}{5,15} + 6,13 \frac{5,15}{2} = 18,54 \text{ KN} \\ T_E = \frac{18,28 - 4,06}{5,15} - 6,13 \frac{5,15}{2} = -13,02 \text{ KN} \end{cases}$$

**Diagramme de (T) :**



**Figure III.12** : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).

**III.4. Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse:**

| Type de poutrelle | travée | L(m) | E L U    |          |          |        |        |
|-------------------|--------|------|----------|----------|----------|--------|--------|
|                   |        |      | Mt(KN.m) | Mw(KN.m) | Me(KN.m) | Tw(KN) | Te(KN) |
| Type (01)         | AB     | 5.15 | 9,5      | 4,06     | 18,28    | 13,02  | 18,54  |
| Type (02)         | AB     | 5.15 | 9,5      | 4,06     | 18,28    | 13,02  | 18,54  |
|                   | BC     | 5.15 | 9.15     | 18.28    | 4.06     | -18.54 | -13.02 |

|                  |           |      |       |       |       |       |        |
|------------------|-----------|------|-------|-------|-------|-------|--------|
| <b>Type (03)</b> | <b>AB</b> | 5.15 | 10.07 | 4.06  | 16.25 | 13.41 | -18.15 |
|                  | <b>BC</b> | 5.15 | 5.99  | 16.25 | 12.22 | 16.56 | -15    |
|                  | <b>CD</b> | 5.15 | 5.99  | 12.22 | 16.25 | 15    | -16.56 |
|                  | <b>DE</b> | 5.15 | 10.07 | 16.25 | 4.06  | 18.15 | 13.41  |
| <b>Type (04)</b> | <b>AB</b> | 5.15 | 10.07 | 4.06  | 16.4  | 13.41 | 18.5   |
|                  | <b>BC</b> | 5.15 | 6     | 16.4  | 12.3  | 16.56 | 15     |
|                  | <b>CD</b> | 5.15 | 5.99  | 12.3  | 12.3  | 15    | 15     |
|                  | <b>DE</b> | 5.15 | 6     | 12.3  | 16.4  | 15    | 16.56  |
|                  | <b>EF</b> | 5.15 | 10.07 | 16.4  | 4.06  | 18.5  | 13.41  |

### III.1.6. Calcul du ferrailage des poutrelles :à (l'ELU) :

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **Té** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R.

#### III.1.6.1. Poutrelles planchers étages:

Sollicitations de calcul:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée} = 19,12 \text{ KN.m} \\ M_{appui-rive} = 11,95 \text{ KN.m} \\ M_{appui-inter} = 14,23 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 19,95 \text{ KN} \end{cases}$$

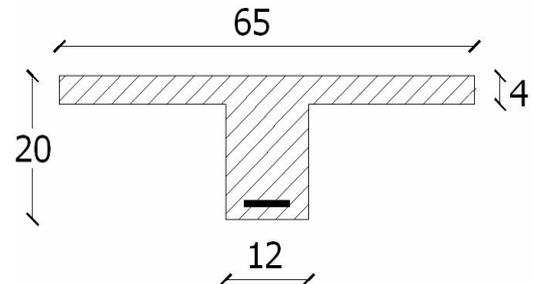


Fig III.13 Section de calcul

### Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

**En travée :**

Moment équilibré par la table «  $M_t$  »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 24 = 21,6 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (21,6 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{72,21 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t-max} = 19,12 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

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  $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{19.12.10^3}{14,17.(21.6)^2.65} = 0,044 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,978$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.12.10^3}{0,978.21,6.348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

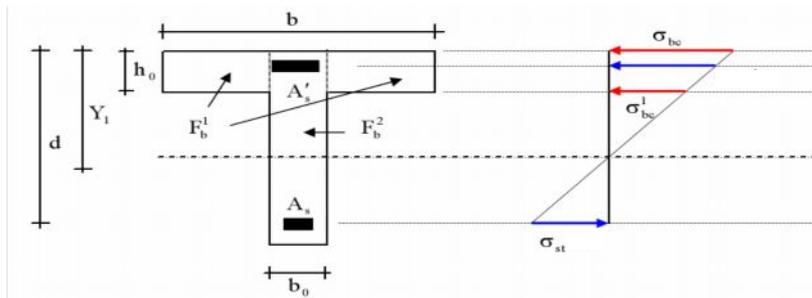
**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} s$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (24)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 24 + (65 - 12) \cdot 4]} = 7,76 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 24 - 7,76 \Rightarrow V' = 16,24 \text{ cm}$$



**Figure III.14:** Notations utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12 \cdot \frac{24^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12) \cdot 4] (7,76)^2 = 25257,86 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{25257,86}{0,81 \times 24 \times 16,24} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 2,6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,42 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **3T12 soit 3,39 cm<sup>2</sup>**

**En appuis:**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 14,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{14,23 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21.6)^2 \cdot 12} = 0,179 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,23 \cdot 10^3}{0,991 \times 21.6 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{25257,86}{0,81 \times 24 \times 7,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{scal}} = 1,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,87 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm<sup>2</sup>)**, 1T10 fil + 1T10 chapeau.

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

**En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 16,65 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 1098,36 = 0 \Rightarrow y = 5,08 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm} < y = 5,08 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la nervure(section T).

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (5,08)^3 + 15 \times 3,39 \cdot (21.6 - 5,08)^2 = 16717,91 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :****Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{16,65 \cdot 10^3}{16717,91} \cdot 5,08 = 5,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 19,95 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,95 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,76 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

**Armatures transversales  $A_t$  (armatures de l'âme):****Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(240/35; 120/10; 10) = 6,85 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 19,44 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10 \Phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 10 \text{ cm})$$

**Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$K = 1$  (fissuration peu préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$f_e = 235 \text{ Mpa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$

D'où :  $\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,76 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,0084 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

**At = 0,126cm<sup>2</sup>** En prend **2T6 = 0,56cm<sup>2</sup>**

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,79}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

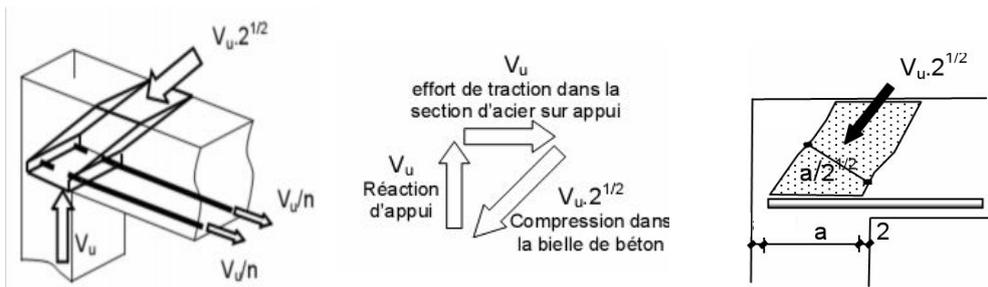
$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$  ,

Pour  $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$

On prend: **2φ6 = 0,56cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 15 cm**

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



**Figure III.15 : Schéma de la bielle d'about (1)**

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$T_u = 19,95 \text{ KN}$

$M_{appui} = 14,23 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{14,23}{0,9.21,6.10^{-2}} = 73,19 \text{ KN} > T_u = 19,95 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la biellette

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.14,23.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,017m = 1,7 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 21,6 = 19,44 \text{ cm} \geq 1,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Sections minimales d'armatures inférieures sur appuis :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 19,95.10 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,7 \text{ cm}^2 \geq 0,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Ancrage d'armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_{ser}$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s} \cdot \frac{A_s}{\phi}$$

$$\phi : \text{Diamètre d'une barre égale } 10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$$

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \varnothing = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

### Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{515} = 0,047 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{515} = 0,055 \geq \frac{15 \cdot 67}{15 \times 18,9} = 0,055 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{5,15}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{3,6}{12 \times 18} = 0,012 \leq \frac{5,15}{400} = 0,0128 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les trois conditions de la flèche sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

### II.1.6.3.Poutrelles du plancher terrasse:

Les sollicitations maximales sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 10,07 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 16,25 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 18,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (21,6 - 4/2) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 10,07 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x24) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,023 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,9885$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,07 \cdot 10^3}{0,9885 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

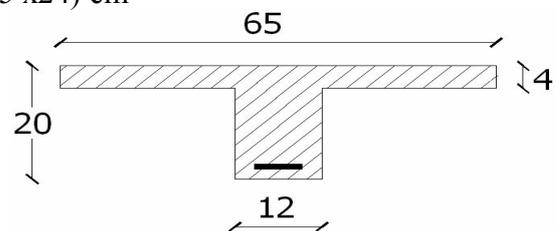


Fig III. 16 :Section de calcul(2).

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81.ht.V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Soit la section à prendre en compte  $A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: **3T10 soit 2,36 cm<sup>2</sup>** .

**En appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$  car le béton tendu est négligé dans le calcul.

$$M_a = 16,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = 0,204 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,885$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2,44 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **1T12 + 1T14 (As=2,70 cm<sup>2</sup>)**.

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81.ht.V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{adop}} = 2,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Vérification des contraintes à L'E.L.S :****En travées :****Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,92 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,92)^3 + 15 \times 2,36 \cdot (21,6 - 3,92)^2 = 12370,53 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :****Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{t-ser} = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{9,25 \cdot 10^3}{12370,53} \cdot 3,92 = 2,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour un plancher terrasse, La fissuration est préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier

La contrainte maximale dans les aciers tendus.

$$M_{t-ser} = 8,21 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{adop} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{6,31 \cdot (18 - 3,88) \cdot 10^3}{6838,86} = 195,42 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \text{ MPa} = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 195,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**En appuis:**

$$M_{ser} = 8,21 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 y^2 + 23,55 y - 423,90 = 0 \Rightarrow y = 3,27 \text{ cm}$$

$$y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{8,21 \cdot 10^3}{6838,86} \cdot 3,27 = 3,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$M_{t-ser} = 1,89 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{adop} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{1,89 \cdot (18 - 3,27) \cdot 10^3}{6838,83} = 61,06 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \text{ MPa} = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 61,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 18,15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,15 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,700 \text{ MPa}$$

pour une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

**Armatures transversales  $A_t$  (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

**Espacement :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 19,44 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale :  $St \leq \min (10 \Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,0 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm}$

$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante:  $(St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0))$

$\Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

**Section d'armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K = 1$  (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'où : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,81 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,24/2 = 0,12 \text{ m}$$

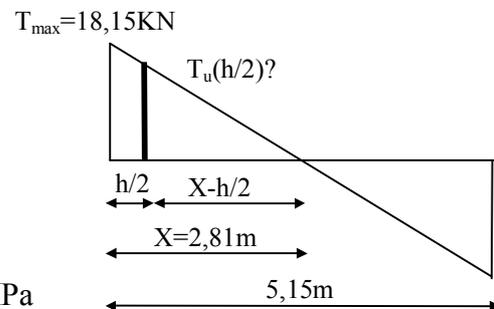
$$X - (h/2) = 2,81 - 0,12 = 2,69 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 18,15 \times 2,69 / 2,81 = 17,37 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 17,37 \text{ KN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (17,37 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,216) = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,67 \text{ MPa}$$



$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,67 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,0026 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,67}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

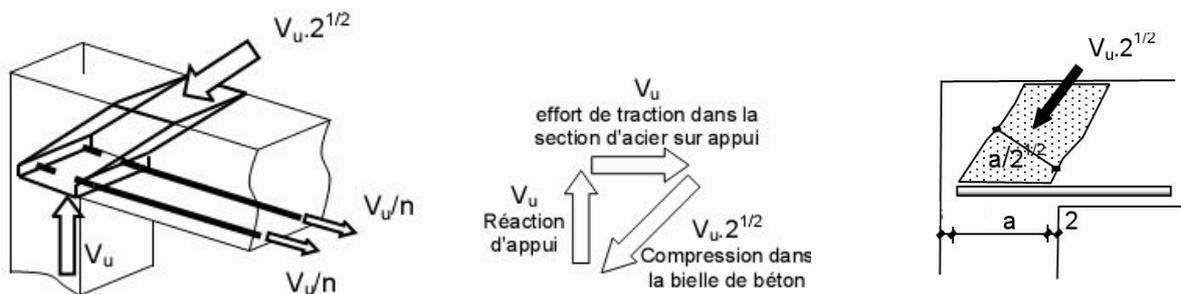
$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$ ,

Pour  $S_t=10 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend:  $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t=10 \text{ cm}$

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



**Figure III.17 : Schéma de la bielle d'about(2)**

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$T_u = 18,15 \text{ KN}$

$M_{\text{appui}} = 16,4 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{16,4}{0,9.21,6.10^{-2}} = 84,36 \text{ KN} > T_u = 18,15 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où  $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^0$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 18,15 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,022m = 2,2 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 19,44 \text{ cm} \geq 2,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Sections minimales d'armatures inférieures sur appuis :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 18,15 \cdot 10 = 0,521 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,521 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ<sub>ser</sub>.

La contrainte d'adhérence τ<sub>s</sub> est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s}$$

$$\text{Ø : Diamètre d'une barre égale } 10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$$

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

### Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{515} = 0,046 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{515} = 0,046 > \frac{8,12}{15 \times 11,85} = 0,0456 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,07}{12 \times 21,6} = 0,00871 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### II.1.7 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

30cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

20cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 20x20 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

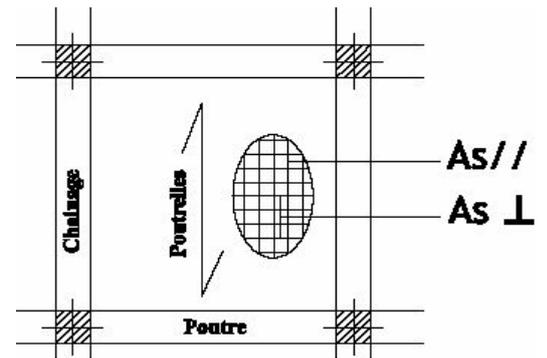
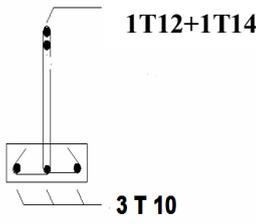
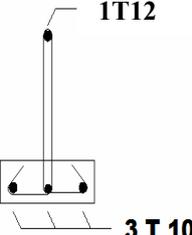
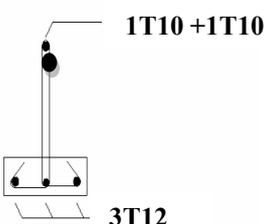
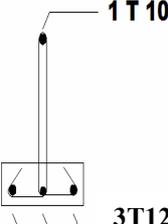
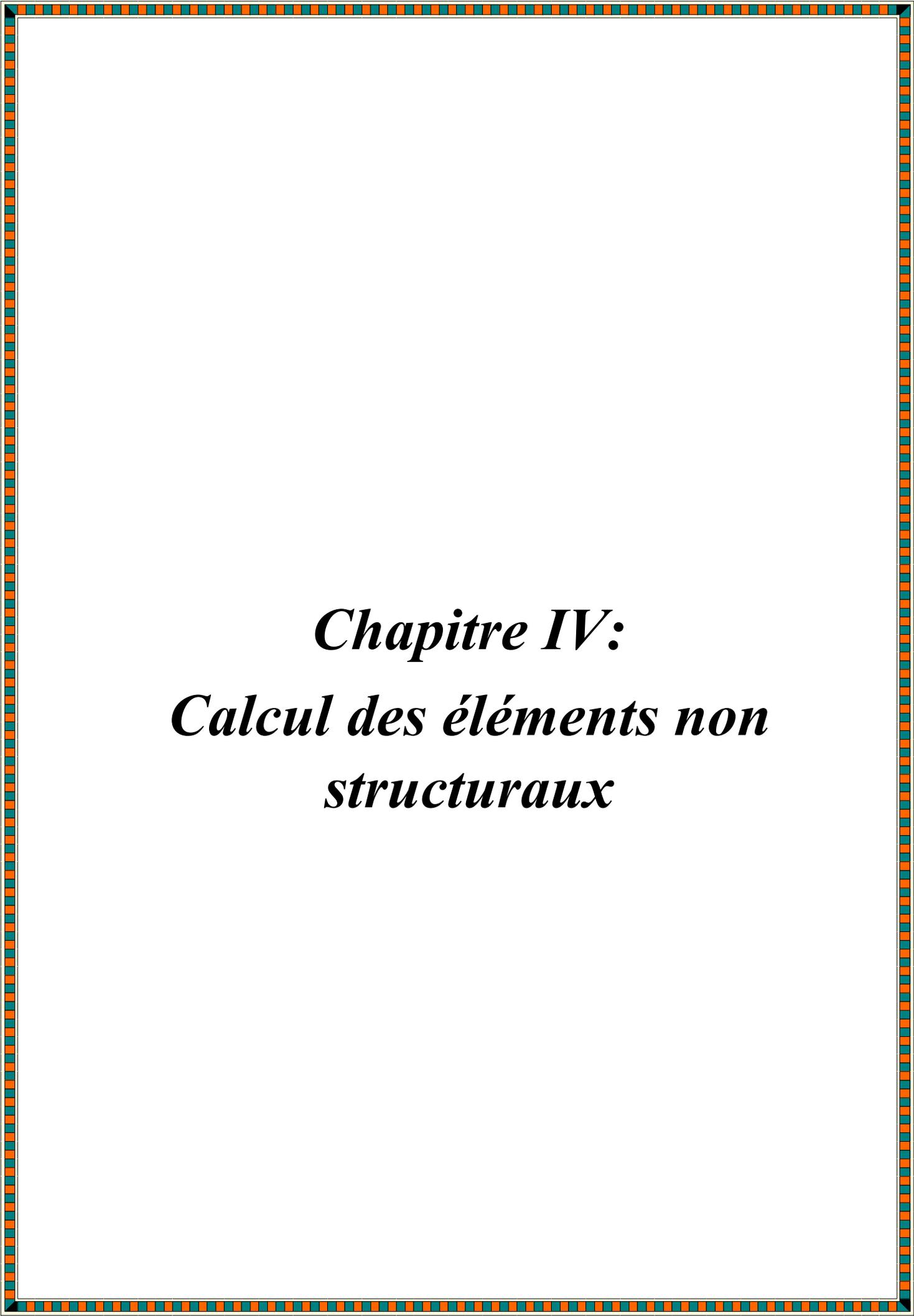


Figure III.18.Ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.5.récapitulatif de ferrailage des poutrelles :

|   |   |   |
|---|---|---|
| Plancher<br>Terrasse                                    |  |   |
|   | En appuis   | En travées  |
| Planchers<br>Etages<br>courants<br>et RDC +<br>Sous sol |  |  |
|   | En appuis   | En travées  |



***Chapitre IV:***  
***Calcul des éléments non***  
***structuraux***

### IV.1 Acrotère :

L'acrotère est un mur 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'au 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).

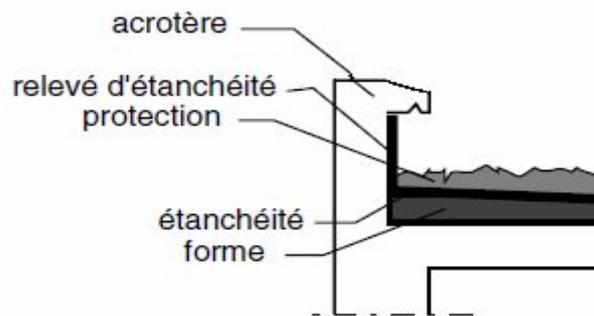


Figure. IV.1 : Acrotère en béton armé.

#### IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

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

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

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

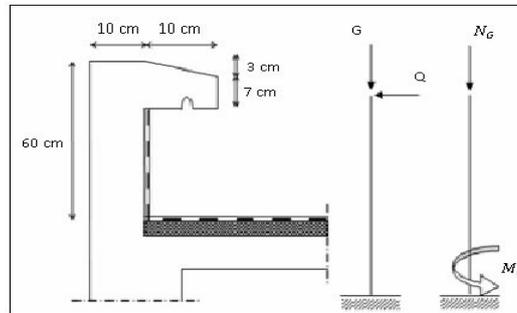


Figure .IV.2 : Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))F_{bc} \times B \times H \\ & = ((0,337 \times 0,1) - (0,8 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 \end{aligned}$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

IV.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

$A_{fs}$  : Section d'armatures en flexion simple ;

$A_{fc}$  : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopte 4Φ6 p.m. ; (soit = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml ; S<sub>t</sub> = 25 cm)

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : 4Φ6 p.m.

IV.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + H/2) = 1,71 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :

$$\text{Pour une fissuration préjudiciable } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,58} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

pour une fissuration préjudiciable  $\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le (R.P.A. 99/version 2003), Les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,08$

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,71 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  ; Condition vérifiée

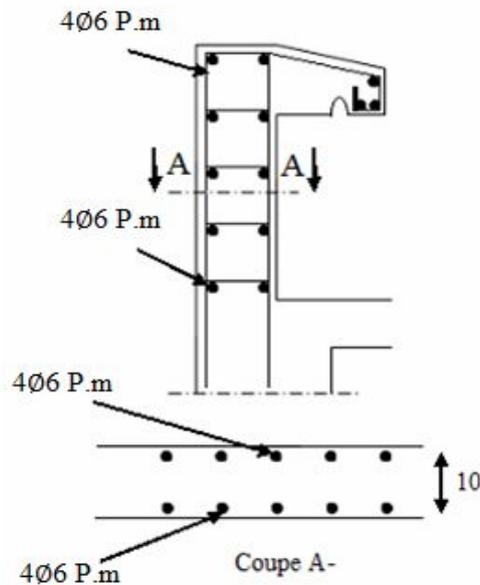


Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.

#### IV.2 Balcon :

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 :

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 :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{147}{20} = 7.35 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique :  $e \geq 1 \text{ cm}$  ;
- Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coup feu.

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

## IV.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

a) Décante des charges :

$$\text{Revêtement en carrelage (2 cm) : } 2 \times 0,20 \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose (2 cm) : } 2 \times 0,20 \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sable fin pour mortier (2 cm) : } 2 \times 0,17 \dots\dots\dots = 0,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en ciment (2 cm) : } 2 \times 0,18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Dalle pleine (12 cm) : } 12 \times 0,25 \dots\dots\dots = 3,00 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,5) + (1,5 \times 3,50) = 11,32 \text{ kN/m}^2.$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 11,32 \times 1 \text{ m} = 12,32 \text{ kN/ml}.$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,5 + 3,50 = 8 \text{ kN/m}^2.$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_{ser} = 8 \times 1 \text{ m} = 8 \text{ kN/ml}.$$

## IV.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques perforés de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \gamma_{mur} \times b \times h = 0,9 \times 0,1 \times 3,15 \times 1 \text{ m} = 0,284 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 0,284 = 0,3834 \text{ kN}$$

b) Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 2 \times 3,15 \times 1 \text{ m} = 1,13 \text{ kN}$$

D'où :

$$P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 1,13 = 1,5255 \text{ kN}$$

c) Charges totales :

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 0,3834 + 1,5255 = 1,9089 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 0,284 + 1,13 = 1,414 \text{ kN}$$

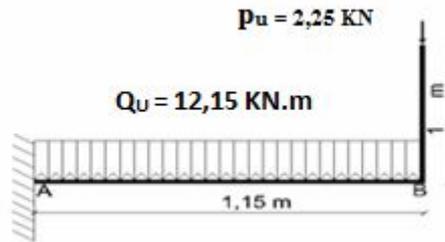


Figure IV.4 :\_Schéma statique du balcon.

d) Calcul du moment max. Et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{11,32 \times 1,47^2}{2}\right) - (2,45 \times 1,47) = -15,83 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (11,32 \times 1,47) + 2,45 = 19,09 \text{ kN} .$$

#### IV.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,83 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,95$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,83 \times 10^3}{0,95 \times 10,8 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T12 p.m soit =  $4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,43}{4} = 1,107 \text{ cm}^2$$

On prend 5T8, soit =  $2,51 \text{ cm}^2$  l'espace  $S_t = 27 \text{ cm}$

#### IV.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,09 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,176 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,09 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 18,08 \times 10^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8 \times 1,47^2}{2} - (1,81 \times 1,47) = -11,30 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 732,24 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 151044,84 \\ y_1 = -4,56 \rightarrow y_2 = 3,2 \text{ cm} \\ y_2 = 3,2 \end{cases}$$

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

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,2^3}{3} + ((15 \times 4,52)(10,8 - 3,2)^2) = 5008,39 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8 \times 10^3}{5008,39} \times 3,2 = 5,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,11 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8 \times 10^3}{5008,39} \times (10,8 - 3,2) = 182,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 12 \times 6) + (15 \times 4,52 \times 10,8)}{(100 \times 12) + (15 \times 4,52)} = 6,25 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6,25 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 5,75 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 6,25^3}{3} + \frac{100 \times 5,75^3}{3} + (15 \times 4,52) \times (10,8 - 6,25)^2 \\ &= 15878,62 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,47^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 15878,62} \times \left[ \frac{8 \times 1,47}{8} + \frac{2,45}{3} \right] = 0,142 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{147}{250} = 0,588 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,142 \text{ cm} < F_{adm} = 0,588 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.1.4 Schéma du ferrailage

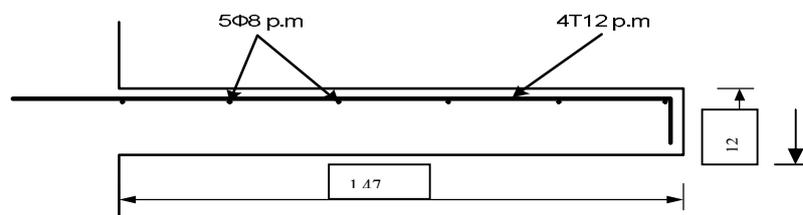
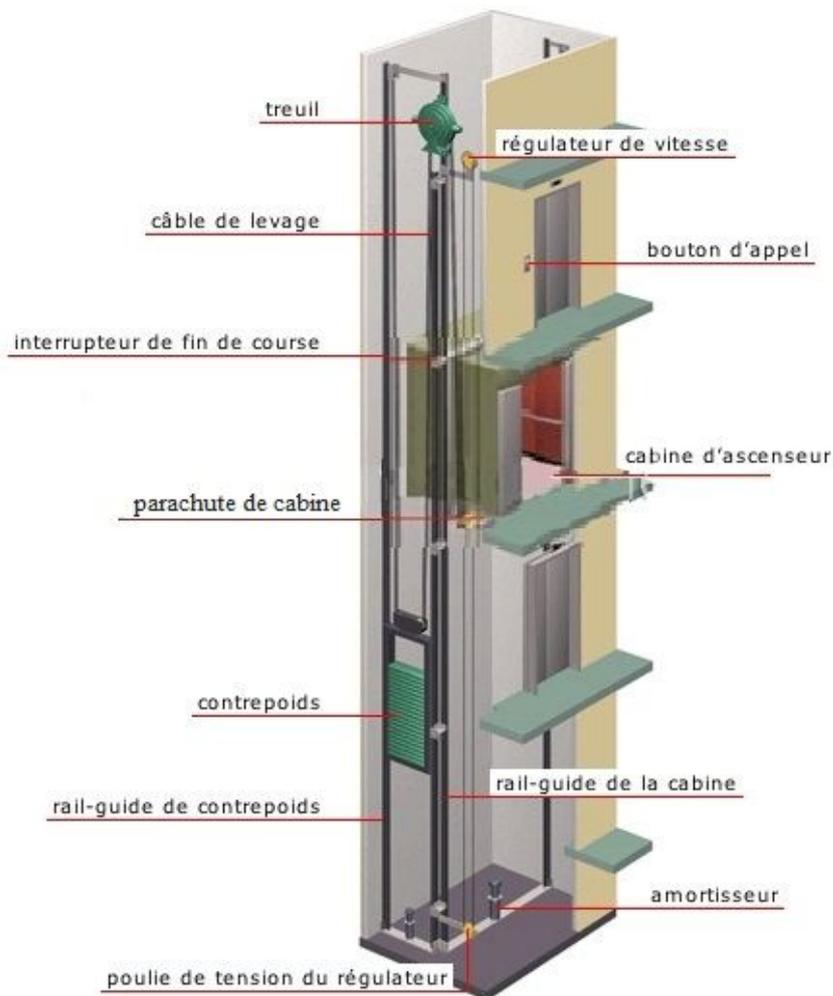


Figure IV.5: Ferrailage du balcon

### IV.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 cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant. 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 1:** Schéma d'un ascenseur

#### 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, accessoires, câbles;

$Q$ : La charge en cabine;

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de:  $1.50 \times 1.70 = 2.55\text{m}^2$ . Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.50m

- Longueur de la cabine: 1.70m

- Hauteur: 2.20m

- La largeur de passage libre: 0.8m

- La hauteur de passage libre: 2.00m

- La hauteur de la course: 40.74m

- La surface latérale:  $S = ((2 \times 1.50) + 1.70) \times 2.20 = 10.34\text{m}^2$

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

|  |  |
|--|--|
| Poids de la cabine: $S = 10.34\text{m}^2$                  | $P_1 = 11.5 \times 10.34 \times 1.50 = 178.36\text{kg}$  |
| Poids du plancher: $S = 1.50 \times 1.70 = 2.55\text{m}^2$ | $P_2 = P_0 \times S = 110 \times 2.55 = 280.50\text{kg}$ |
| Poids du toit:   | $P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 2.55 = 51\text{kg}$   |
| Poids de l'arcade:   | $P_4 = 60 + (80 \times 1.5) = 180\text{kg}$              |
| Poids de parachute:  | $P_5 = 40\text{kg}$                                      |
| Poids des accessoires:                                     | $P_6 = 80\text{kg}$                                      |
| Poids des poulies de mouflage:                             | $P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$                        |
| Poids de la porte de la cabine:                            | $P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$           |

**Tableau 1:** Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (178.36 + 280.50 + 51 + 180 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 987.36\text{kg}$$

◆ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 987.36 + \frac{675}{2} = 1324.86\text{kg}$$

## 2. Calcul de la charge total $q_u$

### 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  $D/d$  ( $D$ : diamètre de la poulie et  $d$ : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45$$

et

$$D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12.22\text{mm}$$

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.

$$\text{et: } P = Q + P_m + P_g$$

$P_g$ : Poids du câble.

$$P_m = 987.36\text{kg}$$

$$P_p = 1324.86\text{kg}$$

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

$$\text{Donc: } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 987.36) = 19948.32\text{kg}$$

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

$$C_r = \frac{19948.32}{0.85} = 23468.61\text{kg}$$

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

Avec:

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

$n$ : Nombre des câbles.

Pour un câble de  $d = 12.22\text{m}$  et  $m = 2$  on a:

$$C_{r(1\text{cable})} = 8152\text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable})} \times m} = \frac{23468.61}{8152 \times 2} = 1.44$$

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

**2.2. Calcul des poids des câbles**

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m: Masse linéaire du câble,  $m = 0.515\text{kg/m}$ ;

n: Nombre des câbles,  $n = 2$ ;

L: Longueur du câble,  $L = 40.74\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 40.74 = 41.96\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 987.36 + 41.96 = 1704.32\text{kg}$$

**2.3. Vérification de  $C_p$** 

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{1704.32} = 16.26 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

**2.4. Calcul de la charge permanente total  $G$** 

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

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 987.36 + 1324.86 + 1200 + 41.96 = 3554.18\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3554.18 + 1.5 \times 675 = 4798.14 + 1012.50 = 5810.64\text{kg}$$

**3. Vérification de la dalle au poinçonnement**

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer 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.

$$q_u = 5810.64\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5810.64}{4} = 1452.66\text{kg}$$

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

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec:

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

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

$u_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

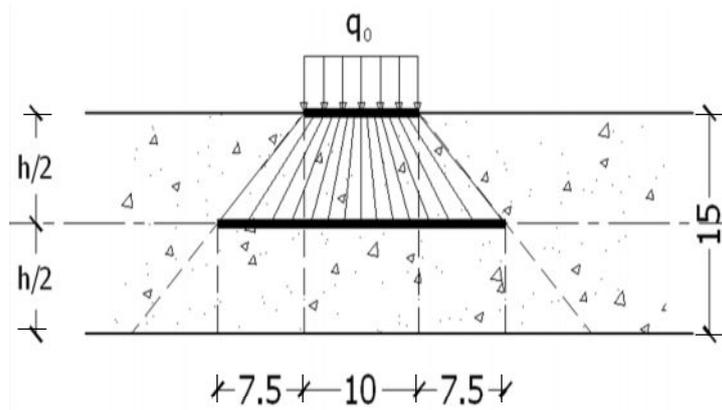


Figure 2: Répartition des charges

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

$$u_c = 2x(U + V)$$

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

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

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045) \cdot (u_c) \cdot (h_0) \cdot \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045) \cdot (100) \cdot (15) \cdot \left(\frac{25 \times 10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1452.66 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1452.66 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

#### 4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

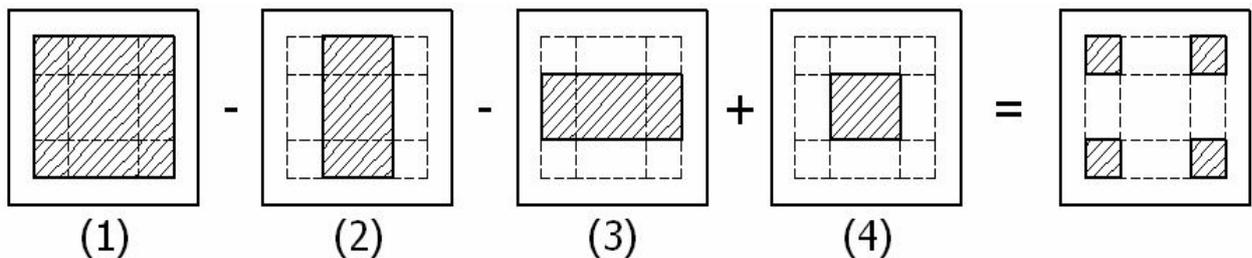
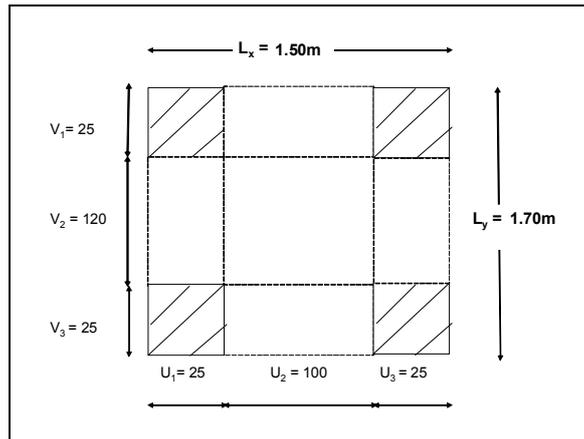


Figure 3: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles



| Rectangle (1)  | Rectangle (2)  | Rectangle (3)  | Rectangle (4)  |
|--|--|--|--|
| $\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 170 \text{ cm} \end{cases}$ | $\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 170 \text{ cm} \end{cases}$ | $\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 150 \text{ cm} \end{cases}$ | $\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$ |

**b. Calcul des moments suivant les deux directions**

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

v: le coefficient de Poisson.

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

$$M_x = M_1.P \text{ et } M_y = M_2.P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm<sup>2</sup> est:  $q_u = 5810.64 \text{ kg}$

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{5810.64}{0.25 \times 0.25} = 92970.24 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 1.50 \text{ m}$  et  $L_y = 1.70 \text{ m}$ , ( $\alpha = L_x/L_y = 1.50/1.70 = 0.88$ )

| 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) $\begin{cases} u = 150 \text{ cm} \\ v = 170 \text{ cm} \end{cases}$ | 1.00            | 1.00            | 0.042 | 0.032 | 2.55                      | 237074.11     | 9957.11      | 7586.37      |
| (2) $\begin{cases} u = 100 \text{ cm} \\ v = 170 \text{ cm} \end{cases}$ | 0.67            | 1.00            | 0.059 | 0.043 | 1.70                      | 158049.41     | 9324.92      | 6796.13      |
| (3) $\begin{cases} u = 120 \text{ cm} \\ v = 150 \text{ cm} \end{cases}$ | 0.80            | 0.88            | 0.054 | 0.043 | 1.80                      | 167346.43     | 9036.71      | 7195.89      |
| (4) $\begin{cases} u = 100 \text{ cm} \\ v = 120 \text{ cm} \end{cases}$ | 0.80            | 0.59            | 0.069 | 0.056 | 1.20                      | 111564.29     | 7697.94      | 6247.60      |

**Tableau 2:** Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).**c. Moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 9957.11 - 9324.92 - 9036.71 + 7697.94 = 706.58 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 7586.37 - 6796.13 - 7195.89 + 6247.60 = 158.05 \text{ kg.m}$$

**d. Moments dus aux charges réparties (poids propre)****1. Chargement**

$$L_x = 1.50\text{m et } L_y = 1.70\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

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

Charge ultime:

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

**2. Sollicitations**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.70} = 0.88 > 0.4$$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.70} = 0.88 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0456) \times (656.25) \times (1.50)^2 = 67.33 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (0.7834) \times (67.33) = 52.75 \text{ kg.m}$$

**d.3. Moments appliqués à la dalle**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 706.58 + 67.33 = 773.91 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 158.05 + 52.75 = 210.80 \text{ kg.m}$$

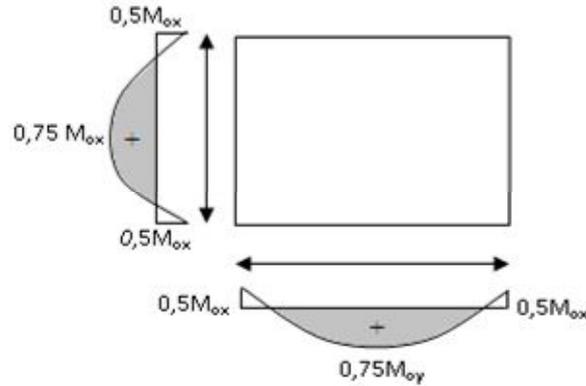


Figure 5: Moments de la dalle.

Les moments retenus sont:

**En travée:**

$$M_{tx} = 0.75xM_{0x} = 0.75x773.91 = 580.43kg.m$$

$$M_{ty} = 0.75xM_{0y} = 0.75x210.80 = 158.10kg.m$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax} = 0.50xM_{0x} = 0.50x773.91 = 386.96kg.m$$

$$M_{ay} = 0.50xM_{0y} = 0.50x210.80 = 105.40kg.m$$

### 5. Calcul du ferrailage de la dalle

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

On a:  $b = 100\text{cm}$ ;  $h = 15\text{cm}$ ;  $d = 13.5\text{cm}$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$ ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ;  $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ ; Fissuration peu préjudiciable.

**a. En travée:**

Sens  $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{tx} = 580.43kg.m = 5804.30N.m$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{5804.30}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0224 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.0224 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0224}) = 0.0283$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0283 = 0.988$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{5804.30}{0.988x(13.5)x348} = 1.25\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens  $L_y$ :

Le moment ultime:  $M_{ty} = 158.10kg.m = 1581N.m$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1581}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0061 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0061 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0061}) = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0076 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1581}{0.997x(13.5)x348} = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### b. Sur appuis:

Sens  $L_x$ :

$$\text{Le moment ultime: } M_{ax} = 386.96 \text{ kg.m} = 3869.60 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{3869.60}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0149 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0149 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0149}) = 0.0187$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0187 = 0.993$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{3869.60}{0.993x(13.5)x348} = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens  $L_y$ :

$$\text{Le moment ultime: } M_{ay} = 105.40 \text{ kg.m} = 1054 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1054}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0041 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0041 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0041}) = 0.0051$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0051 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1054}{0.998x(13.5)x348} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### c. Section minimale des armatures

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0.72$ , on peut appliquer la formule suivante:

Sens  $L_y$ :

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8x0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens  $L_x$ :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2x \left( \frac{3-0.88}{2} \right) = 1.27cm^2 / ml$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.25cm^2 / ml < A_{x\min} = 1.27cm^2 / ml \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1.27cm^2 / ml \\ A_{ax} = 0.83cm^2 / ml < A_{x\min} = 1.27cm^2 / ml \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.27cm^2 / ml \end{cases}$$

#### d. Choix des aciers:

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15mm \Rightarrow \phi \leq 15mm$$

En travée:

Sens  $L_x$ :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.27cm^2 / ml \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33cm) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / ml = 3.93cm^2 / ml \\ S_{tx} = 20cm \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33cm \end{cases}$$

Sens  $L_y$ :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.20cm^2 / ml \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45cm) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / ml = 3.93cm^2 / ml \\ S_{ty} = 20cm \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45cm \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = 1.27cm^2 / ml \\ A_{ay} = 1.2cm^2 / ml \\ S_t \leq 33cm \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / ml = 3.93cm^2 / ml \\ S_t = 20cm \end{cases} \end{cases}$$

#### e. Armatures transversal

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

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

$$2. \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} x \min(0.13x f_{c28}; 5MPa)$$

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_y; \text{ sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u; \text{ sens } L_y$$

$V_x$  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  $V_y$ :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25x \frac{1.50}{2} x \frac{1}{1 + \frac{0.88}{2}} = 656.25x0.75x \frac{1}{1.44} = 341.79 \text{ N} \cong 0.3418 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25x \frac{1.50}{3} = 656.25x0.50 = 328.13 \text{ N} = 0.32813 \text{ kN}$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$ :

$$q_u = 5810.64 \text{ kg} = 5810.64x10 = 58106.40 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{58106.40}{2x0.25+0.25} = 77474.80 \text{ N} \cong 77.475 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{58106.40}{3x0.25} = 7747.80 \text{ N} \cong 77.475 \text{ kN}$$

$V_v = V_u$  parce que  $u = v$

Donc:

Sens  $L_x$ :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 0.3418 + 77.475 \cong 77.82 \text{ kN}$$

Sens  $L_y$ :

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 0.32813 + 77.475 \cong 77.80 \text{ kN}$$

et

$$V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}; V_{\text{tot}y}) = 77.82 \text{ kN}$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{bxd} = \frac{77.82x10^3}{1000x135} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm};$$

On vérifié que:

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13x f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = \frac{10x0.15}{3} \cdot \min(0.13x25; 5 \text{ MPa}) = 0.5x(3.25; 5 \text{ MPa}) =$$

$$0.5x3.25 = 1.625 \text{ MPa} \cong 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.63 \text{ MPa} . \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

## 6. Vérification à l'E.L.S

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

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v.M_2)xP'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v.M_1)xP'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser}.x.S' = \frac{P_{aser}}{uxv} .x.S'$$

$$G = 3554.18\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4}x(G + Q) = \frac{1}{4}x(3554.18 + 675) = 1057.29\text{kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u)x(v)} = \frac{1057.29}{0.25x0.25} = 16916.64\text{kg} / \text{m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser}.x.S' = 16916.64xS'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 1.50\text{m}$  et  $L_y = 1.70\text{m}$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v.M_2)xP'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v.M_1)xP'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2(E.L.S)$$

| Rectangle  | $\frac{u}{L_x}$ | $\frac{v}{L_y}$ | $M_1$ | $M_2$ | Surface<br>[m <sup>2</sup> ] | $P'_{ser}$ [kg] | $M_{0x}$<br>[kg.m] | $M_{0y}$<br>[kg.m] |
|--|-----------------|-----------------|-------|-------|------------------------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| (1) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 170\text{cm} \end{cases}$ | 1.00            | 1.00            | 0.042 | 0.032 | 2.55                         | 43134.43        | 2087.71            | 1742.63            |
| (2) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 170\text{cm} \end{cases}$ | 0.67            | 1.00            | 0.059 | 0.043 | 1.70                         | 28758.29        | 1944.06            | 1575.95            |
| (3) $\begin{cases} u = 120\text{cm} \\ v = 150\text{cm} \end{cases}$ | 0.80            | 0.88            | 0.054 | 0.043 | 1.80                         | 30449.95        | 1906.17            | 1638.21            |
| (4) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$ | 0.80            | 0.59            | 0.069 | 0.056 | 1.20                         | 20299.97        | 1628.06            | 1416.94            |

**Tableau 3:** Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

### b. Moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 2087.71 - 1944.06 - 1906.17 + 1628.06 = 134.46\text{kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 1742.63 - 1575.95 - 1638.21 + 1416.94 = 54.59\text{kg.m}$$

**c. Moments dus aux charges réparties (poids propre)****◆ Chargement**

$$L_x = 1.50\text{m et } L_y = 1.70\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = 0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}$$

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

$$\text{Charge ultime: } q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475\text{kg/m}$$

Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.70} = 0.88 \\ v = 0.2(E.L.S) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0528) \times (475) \times (1.50)^2 = 56.43\text{kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (0.8502) \times (56.43) = 47.97\text{kg.m}$$

Moments appliqués au centre d'impact du rectangle:

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 134.46 + 56.43 = 190.89\text{kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 54.59 + 47.97 = 102.56\text{kg.m}$$

Les moments retenus sont:

**En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 190.89 = 143.17\text{kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 102.56 = 76.92\text{kg.m}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 190.89 = 95.45\text{kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 102.56 = 51.28\text{kg.m}$$

**7. Vérification des contraintes dans le béton**

Suivant  $L_x$ :

**a. En travée**

$$M_{tx} = 143.17\text{kg.m} = 1431.70\text{N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1431.70}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0055 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0055 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0055}) = 0.0069$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0069 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1431.70}{0.997x(13.5)x348} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### a.1. Position de l'axe neutre

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{1431.70}{7322.87} x(3.44) = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

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

### b. Sur appuis

$$M_{ax} = 95.45 \text{ kg.m} = 954.50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{954.50}{100x(13.5)^2 x 14.20} = 0.0037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0037 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0037}) = 0.0046$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0046 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{954.50}{0.998x(13.5)x348} = 0.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### b.1. Position de l'axe neutre

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{serx}}{I} . y = \frac{954.50}{7322.87} x(3.44) = 0.45MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.45MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

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

Suivant  $L_y$ :

**a. En travée:**

$$M_{ty} = 76.92kg.m = 769.20N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{769.20}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0029 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0029}) = 0.0036$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0036 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta dx \sigma_s} = \frac{769.20}{0.998x(13.5)x348} = 0.16cm^2 / ml$$

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

$$A_{tx} = 3.93cm^2 / ml ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100cm ; d = 13.5cm$$

$$\frac{b}{2} . y^2 + \eta . A'_s . (y - d) - \eta . A_s . (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} . y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50.y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44cm$$

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

$$I = \frac{b}{3} . y^3 + \eta . A_s . (d - y)^2 = \frac{100}{3} . (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{serx}}{I} . y = \frac{769.20}{7322.87} x(3.44) = 0.36MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.36MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

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

**b. Sur appuis**

$$M_{ay} = 51.28kg.m = 512.80N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{512.80}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0020 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0020}) = 0.0025$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0025 = 0.999$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{512.80}{0.999 x (13.5) x 348} = 0.11 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

### a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{512.80}{7322.87} x (3.44) = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

## 8. Disposition du ferrailage

### a. Arrêt des barres

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

On a:

$$f_e = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

### 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

$$M_{ax} = 95.45 \text{ kg.m} = 954.50 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = 190.89 \text{ kg.m} = 1908.90 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left( L_s; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max \left( 40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{954.50}{1908.90} \right) 150 \right) = \max(40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

### 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:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$$

#### e. Armatures finales

Suivant  $L_x$ :

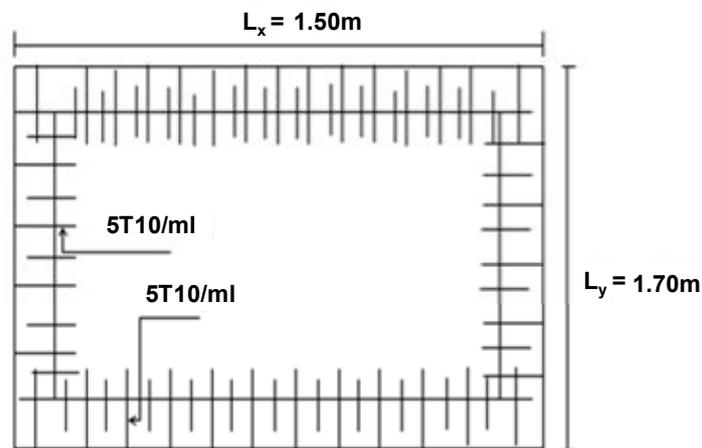
$$A_{tx} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ax} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

Suivant  $L_y$ :

$$A_{ty} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ay} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$



**Figure 6:** Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

#### 9. Voile de la cage d'ascenseur

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

On adopte une épaisseur  $e = 15cm$

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

$$A_{min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1.5cm^2 / ml$$

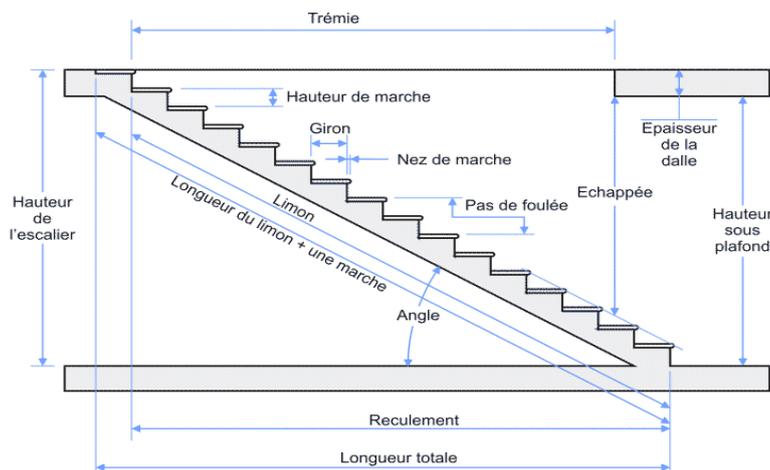
Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10/ml soit:  $A_{adop} = 3.93cm/ml$  ; avec:  $S_t = 20cm$

#### IV.4 .Les escaliers :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un plan 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 :(formule de Blondel)

**$2h + g = p$  ; avec  $p$  : l'amplitude du pas.**



**Figure IV.13 :** Coupe descriptive d'un escalier

##### IV.4.1 Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez des marches successifs et « h » la hauteur de la marche, 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 :  **$2h + g = 64\text{ cm}$**

On a aussi les 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 supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

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

pour notre construction il existe deux types d'escaliers:

a) Dimensionnement des marches et des contre marches (l'escalier droit) :

soul-sol :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

Et puis :

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = \frac{He}{2} = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm et } L = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient : } 64n^2 - 742n + 408 = 0$$

La solution de l'équation est :  $n = 11$  (*nombre de contre marches*)

Donc :  $n - 1 = 10$  (*nombre de marche*)

$$h = \frac{204}{16} = 18 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tan \alpha = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 31^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,85$$

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\left( \frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \right) \rightarrow \left( \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \right) \rightarrow \left( \frac{270}{30 \times 0,85} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,85} \right) \rightarrow$$

$$(10,58 \leq e_v \leq 15,88)$$

on adopte:  $e_v = 14 \text{ cm}$

c) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{14}{0,85} = 16,47 \text{ cm}$$

on adopte :  $e_p = 17 \text{ cm}$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_u = 14,63 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 10,56 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

**IV.4.3 Evaluation des charges et des surcharges à l' E.L.U et à l'E.L.S :**

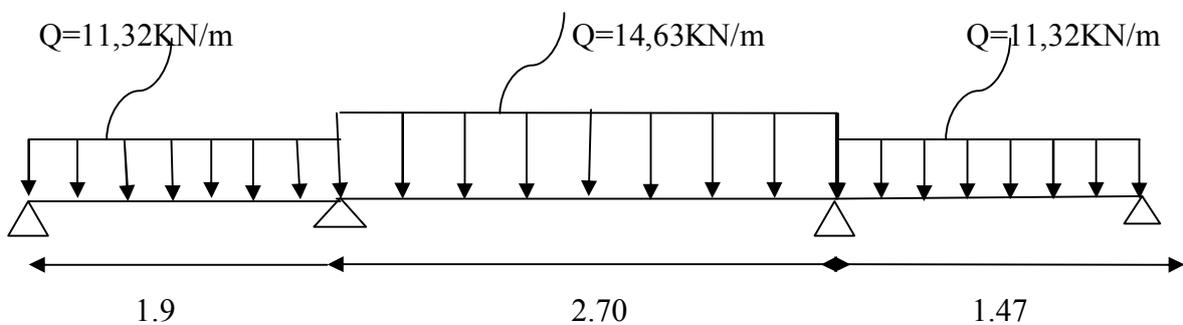
a) Volée :

|  |  |
|--|--|
| Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : .....  | $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$                      |
| Mortier de ciment horizontal (2 cm) : .....  | $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$                      |
| Lit de sable (2 cm) : .....  | $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$                      |
| Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) : ..... | $2 \times 0,20 \times \frac{18}{30} = 0,24 \text{ KN/m}^2$ |
| Mortier de ciment vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) : .....       | $2 \times 0,20 \times \frac{18}{30} = 0,24 \text{ KN/m}^2$ |
| Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{25}{\cos \alpha}$ ) : .....             | 4,11 $\text{KN/m}^2$                                       |
| Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h}{2}$ ) : .....                           | 1,87 $\text{KN/m}^2$                                       |
| Garde-corps : .....  | 0,10 $\text{KN/m}^2$                                       |
| Enduit en plâtre (2 cm) : .....  | $(2 \times 0,10)/0,86 = 0,23 \text{ KN/m}^2$               |
|  | $G = 7,95 \text{ kN/m}^2$                                  |
|  | $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$                                  |

b) Palier :

|   |  |
|---|--|
| Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : .....       | $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$        |
| Mortier de ciment horizontal (2 cm) : .....             | $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$        |
| Lit de sable (2 cm) : .....                             | $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$        |
| Poids propre de la palier ( $e_p \times 0,25$ ) : ..... | 4,25 $\text{KN/m}^2$                         |
| Enduit en plâtre (2 cm) : .....                         | $(2 \times 0,10)/0,86 = 0,23 \text{ KN/m}^2$ |
|   | $G = 5,61 \text{ kN/m}^2$                    |
|   | $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$                    |

**IV.4.4 Calcul du moment fléchissant et de l' effort tranchant max à l'E.L.U :**



**Figure IV.15 :** Schéma statique de l'escalier.

**-Résultats obtenus :**

ELU :

$$R_a = 38.29 \text{ KN}$$

$$R_b = 37.80 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 38.29 \text{ KN}$$

$$M_{0\max} = 42.85 \text{ KN.m}$$

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a :

$$M_{\max} = 42,82 \text{ kN.m}$$

$$M_T = 0,85 M_{\max} = 36,40 \text{ kN}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 12,18 \text{ kN.m}$$

**IV.4.5 Ferrailage de l'escalier :**

a) En travée :

Le moment ultime:

$$M_t = 36,4 \text{ kN.m} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{36,40 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,0792 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9595$ 

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,40 \times 10^3}{0,9595 \times 18 \times 348} = 6,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**On adopte 6T12 p.m** : soit  $6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 16 \text{ cm}$ 

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**On adopte 4Φ10 p.m**soit  $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$ 

b) Sur appuis :

Le moment ultime:

$$M_a = 17,12 \text{ kN.m} ; h = 24 \text{ cm} ; d = 0,9h = 21,6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,12 \times 10^3}{100 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,0258 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,990$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,12 \times 10^3}{0,990 \times 21,6 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte 4T12 p.m

soit  $4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_x = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte 4Φ10 p.m

soit  $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_x = 25 \text{ cm}$

#### IV.4.6 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition vérifiée.

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{38,07 \times 10}{100 \times 21,6} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (38,07 \times 10^{-3}) + \frac{17,12 \times 10^{-3}}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} \right) = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

#### IV.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{t \max} = 31,03 \text{ kN.m} ;$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 26,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 12,41 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 4,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 64,95y - 1169,1 = 0 \rightarrow y = 5,52 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 5,5^3}{3} + (15 \times 6,05)(18 - 5,5)^2 = 15722,5 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{26,73 \times 10^3}{15722,5} \times 5,5 = 9,25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,25 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Sur appuis :

$$A_s = 1,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 24,9y - 537,84 = 0 \rightarrow y = 3,53 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,53^3}{3} + (15 \times 1,66)(21,6 - 3,53)^2 = 9596,7 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,41 \times 10^3}{9596,7} \times 3,53 = 4,56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

#### IV.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{18}{450} = 0,04 > 0,033$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_s} \Rightarrow \frac{6,8}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,005 = 0,005$$

Condition vérifiée.

#### 4.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

Rez-de-chaussée :

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

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 :  $m = 64 \text{ cm}, H = 153 \text{ cm}$  et  $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 408 = 0$

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

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

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

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 : 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

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

b) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

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

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

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

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : .....  $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : .....  $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lit de sable (2 cm) : .....  $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) ..... =  $0,23 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) : ..... =  $0,23 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$ ) : ..... =  $3,45 \text{ kN/m}^2$

Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h}{2}$ ) : ..... =  $1,87 \text{ kN/m}^2$

Garde-corps : ..... =  $0,10 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... =  $(2 \times 0,10)/0,87 = 0,23 \text{ kN/m}^2$

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_{uz} = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

**b) Palier :**

Revêtement en carrelage (2 cm) : .....  $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : .....  $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lit de sable (2 cm) : .....  $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : .....  $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Poids propre du palier ( $ep \times 0,25$ ) : .....  $= 3,5 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/m}^2$$

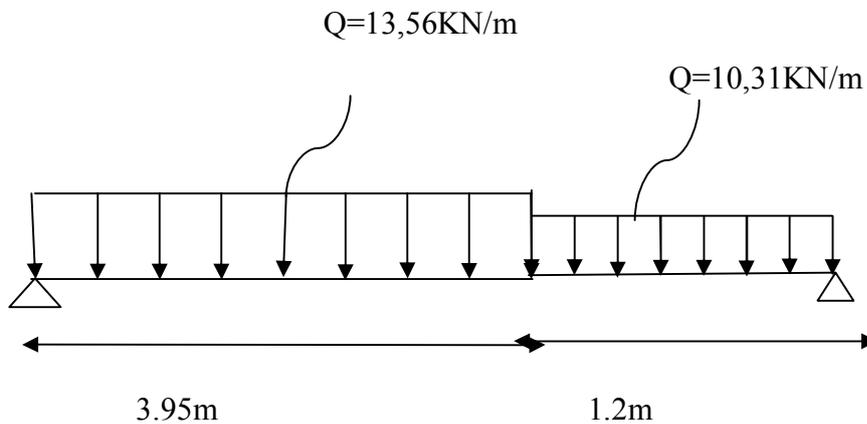
**4.4. Calculer du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'ELU et L'ELS :**

Figure IV.12 : Schéma statique d'un escalier

**-Résultats obtenus :****ELS :**

$$R_a = 16,76 \text{ kN}$$

$$R_b = 14,93 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 16,76 \text{ kN}$$

$$M_{o\max} = 12,07 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_o = 10,26 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_o = 4,83 \text{ kN.m}$$

**ELU :**

$$R_a = 23,29 \text{ kN}$$

$$R_b = 20,80 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 23,29 \text{ kN}$$

$$M_{o\max} = 16,85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_o = 14,32 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4M_o = 6.74 \text{ kN.m}$$

### 1. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{max} = 16.85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 14.32 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 6.74 \text{ kN.m}$$

### 4.5 Ferrailage de l'escalier :

#### a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 14.32 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.32 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,955$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.32 \times 10^3}{0,955 \times 10.8 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec :  $A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 6.74 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12.6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.74 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,985$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.74 \times 10^3}{0,985 \times 12.6 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 4.6 .Le vérifications :

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,71 \text{ cm}^2 - ml > A_{min} = 1,52 \frac{\text{cm}^2}{ml}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{23,29 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (23,29 \times 10^{-3}) + \frac{6,74 \times 10^{-3}}{0,9 \times 12,6 \times 10^{-2}} \right) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,38 \text{ cm}^2; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 4.6.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{tmax} = 12,07 \text{ kN.m}; \text{Ontenue par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{tmax} = 10,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 4,83 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / ml$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 4,86 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,86^3}{3} + (15 \times 5,65)(10,8 - 4,86)^2 = 6816,66 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,26 \times 10^3}{6816,66} \times 4,86 = 7,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / ml$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 593,46 = 0 \rightarrow y = 3,98 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,98^3}{3} + (15 \times 3,14)(12,6 - 3,98)^2 = 5601,23 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.83 \times 10^3}{5601.23} \times 3.98 = 3.43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3.43 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### Vérification de la flèche :

doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0,058 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12,6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0044 < 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.5. Type (03) :

Etage courant :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

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

$$h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm } L = 270 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée ( $E_v$ ) :

$$e_v = 14 \text{ cm}$$

#### Section de calcul:

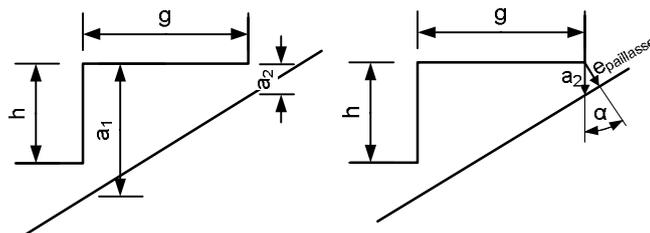


Figure IV.17 : Escalier console

$$heq = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} + \frac{h}{2} + a2 = \frac{epaillage}{\cos\alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87}$$

$$= 13,5\text{cm}$$

$$heq = 13,5 \text{ cm}$$

#### IV.5.1 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Marche :

Tableau IV.4 descente de charges de la marche

| N <sup>0</sup> | Désignation   | g<br>(m)       | Ep<br>(m) | densité<br>KN/m <sup>3</sup> | Poids<br>KN/m |
|----------------|---|----------------|-----------|------------------------------|---------------|
| 1              | Revêtement en carrelage horizontal                            | 0,3            | 0,02      | 20,00                        | 0,12          |
| 2              | Mortier de ciment horizontal                                  | 0,3            | 0,02      | 20,00                        | 0,12          |
| 3              | Lit de sable  | 0,3            | 0,02      | 18,00                        | 0,108         |
| 4              | Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g                  | 0,3            | 0,02      | 20,00                        | 0,072         |
| 5              | Mortier de ciment vertical ep x20x h/g                        | 0,3            | 0,02      | 20,00                        | 0,072         |
| 7              | Poids propre des marches h <sub>eq</sub> x γ <sub>b</sub> x g | 0,3            | 0,136     | 25,00                        | 1,02          |
| 8              | Garde- corps  | 0,3            | /         | 0,10                         | 0,03          |
| 9              | Enduit en plâtre  | (0,3<br>x0,86) | 0,02      | 10,00                        | 0,07          |

Charge permanente : G=1,54KN/ marche

Surcharge d'exploitation Q=150 kgf =1,5KN/marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) = 4,33\text{KN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G+Q) = 3,04\text{KN/marche}$$

$$\begin{cases} q_u = 4,33 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 3,04 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

## IV.5.2 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

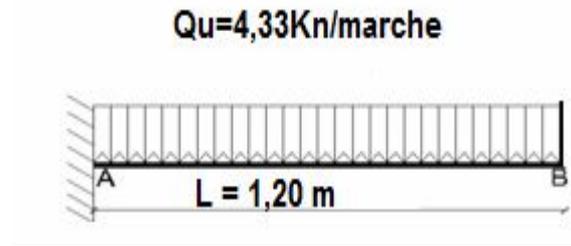
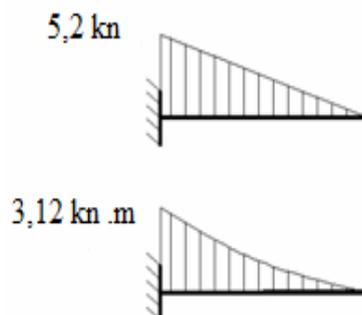


Figure IV.18 : Schéma statique d'une marche console.

## b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} + \frac{4,33 \cdot 1,2^2}{2} = -3,12 \text{ KN.m}$$

## b).1.1. Effort tranchant



$$T_{\max} = q_u \times l = 4,33 \times 1,2 = 5,2 \text{ KN}$$

## IV.5.3 Ferrailage de la marche :

**Le moment ultime :**

$$M_{\max} = -3,12 \text{ KN.m} ; h_{\text{eq}} = 13,65 \text{ cm} ; d = 12,3 \text{ cm}$$

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

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,12 \times 10^3}{30 \times 12,3^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,975$$

La section d'acier :

**On adopte 2T12 avec :**

$$\text{soit } 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

On adopte  $2\Phi 8$  avec :

soit  $1,01 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 12,3 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

## IV.6. Etude de la poutre palière :

### IV.6.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### IV.6..2. Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_m = 2,62 \times 1,53 = 4,01 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier :  $R_{bg} = 23,73 \text{ KN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,62 + 4,01)) + 23,73 + (1,5 \times 2,5) = 36,43 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 4,01 + 2,5 + 23,73 = 32,86 \text{ KN/m}$$

### IV.6.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{36,43 \times 3,95^2}{8} = 71,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 60,40 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 28,42 \text{ KN.m}$$

### IV.6.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 60,40 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{60,40 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,144 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,923$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60,40 \times 10^3}{0,923 \times 31,5 \times 348} = 5,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+2T14 avec :  $A_{adm} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 28,42 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{28,42 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,966$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,42 \times 10^3}{0,966 \times 31,5 \times 348} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec :  $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### IV.7 Le vérifications : La marche

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 12,3 \times 2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{5,20 \times 10}{30 \times 12,3} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.7.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{sermax} = -2,2 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 34y - 417 = 0 \rightarrow y = 4,25\text{cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,25^3}{3} + (15 \times 2,26)(12,3 - 4,25)^2 = 2971 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,2 \times 10^3}{2971} \times 4,25 = 3,14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

#### IV.7. 2Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{13,65}{120} = 0,113 > 0,033 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{30 \times 12,3} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,006 > 0,005 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{10,52 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( (10,52 \times 10^{-3}) + \frac{2,4 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) \\ = 1,27 \times 10^{-1} \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,27 \times 10^{-1} \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.8. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser \max} = 4,37 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{ser \max} = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,ser} = 0,4 \times M_{ser,max} = 1,75 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

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

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2 = 7064,4 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,71 \times 10^3}{7064,4} \times 3,65 = 2 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14)(13,5 - 3,12)^2 = 6087,13 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,75 \times 10^3}{6087,13} \times 3,12 = 1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

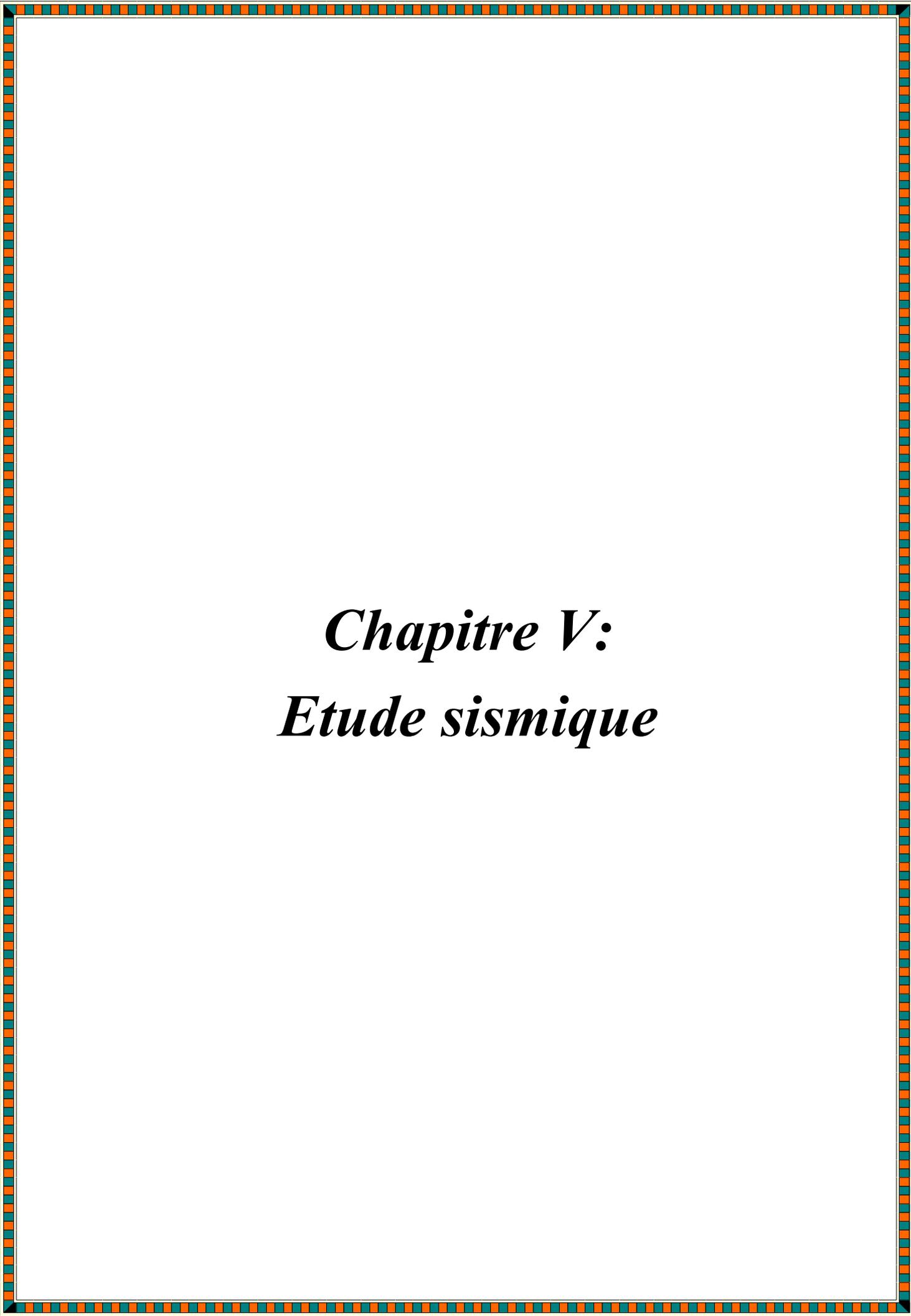
Condition vérifiée

#### IV.8.1. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{230} = 0,065 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,66}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,005 = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$



*Chapitre V:*  
*Etude sismique*

## V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

### V.1.1.Résultats du pre-dimensionnement :

D'après le chapitre pré dimensionnement, on a regroupé les résultats des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, et voiles) afin d'entamer l'étude dynamique.

#### 1. Poteaux :

**Tableau.II.1. Sections des poteaux**

| Etages   | Sections (a x b) cm <sup>2</sup> |
|----------|----------------------------------|
| 11       | 40x40                            |
| 10       | 40x40                            |
| 9        | 45x45                            |
| 8        | 45x45                            |
| 7        | 45x45                            |
| 6        | 50x50                            |
| 5        | 50x50                            |
| 4        | 50x50                            |
| 3        | 55x55                            |
| 2        | 55x55                            |
| 1        | 55x55                            |
| RDC      | 60x60                            |
| Sous Sol | 60x60                            |

#### 2. Poutres :

Poutres supportant planchers à corps creux

| Etages              | Sections (a x b) cm <sup>2</sup> |
|---------------------|----------------------------------|
| Poutres porteuses   | 35x50                            |
| Poutres secondaires | 35x40                            |

### 3. Voiles :

Voiles périphériques et voiles de contreventement

| Type de voiles            | Epaisseur (e) cm |
|---------------------------|------------------|
| Voiles périphériques      | 20               |
| Voiles de contreventement | 20               |

#### V.2. Étude dynamique :

##### V.2.1. Introduction :

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

##### V.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

##### V.2.3. Caractéristique dynamiques :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il est nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par:

$$[M]\left\{\ddot{x}(t)\right\} + [K]\{x\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec:

[M]: Matrice de masse de la structure.

[K]: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{\ddot{x}\right\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$ : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \quad (2)$$

Avec:

$\{A\}$ : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibrations libres non amorties sont données par:

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient:

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, soit alors:

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équations est un système à (n) inconnues " $A_i$ ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  s'annule c'est à dire:

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le  $i^{er}$  mode vibratoire correspond à  $\omega_i$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ )  
 A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale.

### V.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul **ETABS version 9.6**

#### V.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure ont été modélisés par un élément barre à deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations);
  - \* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i);
  - \* Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1);
- Chaque voile est modélisée par un élément panneau à quatre nœuds (rectangulaire);
- Les planchers ne sont pas modélisés. Cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme. Ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable);
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### V.3.2. Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons chargé chaque poutre avec une charge répartie (la surcharge d'exploitation). La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.

#### V.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec:

$M_i$ : La masse de l'élément "  $i$  " du niveau considéré.

$X_i, Y_i$ : Coordonnées du centre de gravité de l'élément "  $i$  " par rapport au repère global.

#### V.3.4. Poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ;$$

$W_i$  étant donné par:

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec:

$W_i$ : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "  $i$  ";

$W_{Gi}$ : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "  $i$  ";

$W_{Qi}$ : Surcharges d'exploitation au niveau "  $i$  ";

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

#### V.4.2. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul et la vérification de la structure, on va utiliser le règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à **7 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### V.4.3. Spectre de réponse:

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur

A: Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas:

- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d' **Relizane (Oued Rhiou)** (zone IIb).

Donc: A = 0.20

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi = 10\%$ ).

R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2:  $T_1 = 0.15s$  et  $T_2 = 0.4s$ ).

Q: Facteur de qualité ( $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.30$ ).

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

### V.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le "RPA99 modifié en 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ $V_t$ ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente “ $V$ ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit: } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W$  = poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

$D$  : Facteur d’amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale  $T$  de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le “**RPA99 modifié en 2003**”, nous choisirons la formule qui donne les plus petites valeurs

$$\text{soit: } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

$$: T = C_T (h_N)^{3/4}$$

Où:

$h_N$ : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N

$L$ : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a:  $h_N = 41.48\text{m}$

Pour un contreventement par noyau en voiles en béton armé: **CT = 0.05**

$$\text{Selon x-x: } \begin{cases} L_x = 23,57\text{m} \Rightarrow T_N = 0,775\text{s} \\ L_x = 23,57\text{m} \Rightarrow T = 0,81724\text{s} \end{cases} \Rightarrow T_{X \text{ RPA}} = 0.775\text{s}$$

$$\text{Selon y-y: } \begin{cases} L_y = 26,35\text{m} \Rightarrow T_N = 0,727\text{s} \\ L_y = 26,35\text{m} \Rightarrow T = 0,81724\text{s} \end{cases} \Rightarrow T_{Y \text{ RPA}} = 0.727\text{s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site2}) \\ T_2 = 0,40\text{s} & (\text{site2}) \end{cases} \rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,764) \left( \frac{0,4}{0,775} \right)^{2/3} = 1,23 \\ D_y = 2,5(0,764) \left( \frac{0,4}{0,727} \right)^{2/3} = 1,28 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V^x = \frac{0,20(1,23)(1,30)}{5} . W \Rightarrow V^x = 0,06397.W \\ V^y = \frac{0,20(1,28)(1,30)}{5} . W \Rightarrow V^y = 0,0665.W \end{cases}$$

#### V.4.5. Verification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée:  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec:  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Où:  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec:

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

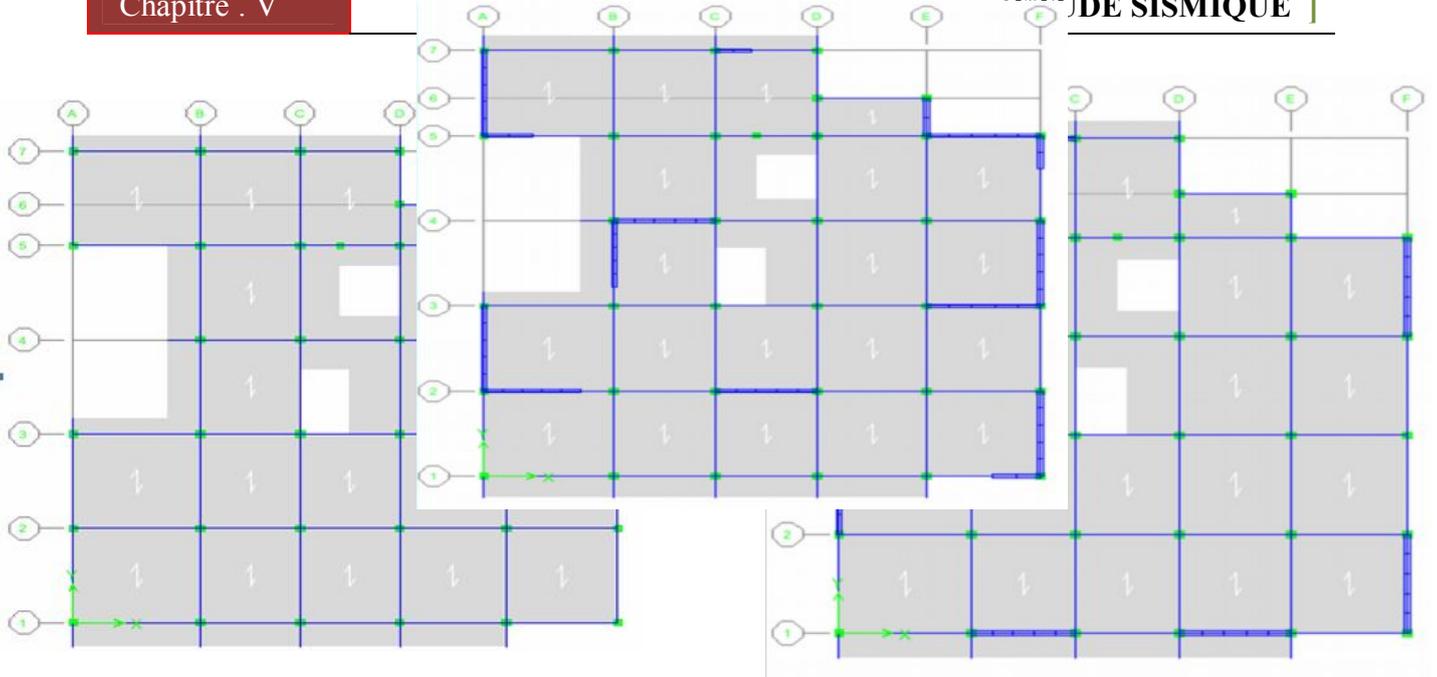
$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

#### Différentes dispositions des voiles: les variantes étudiées

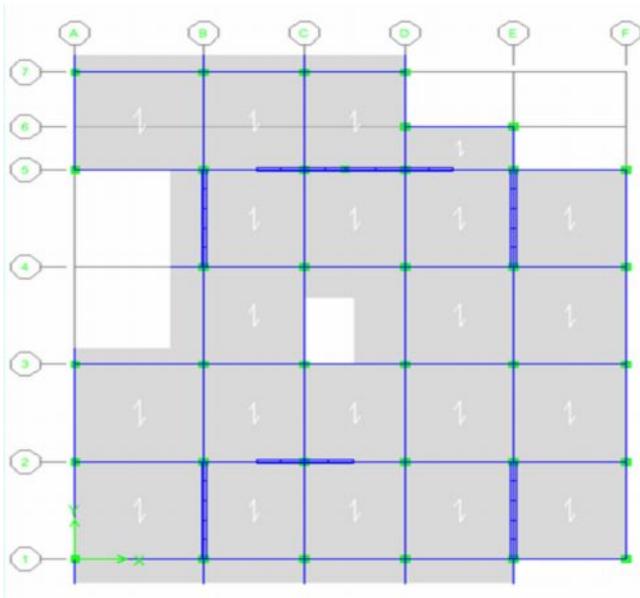
Variante -01-

Variante -02-



Variante -03-

Variante -04-



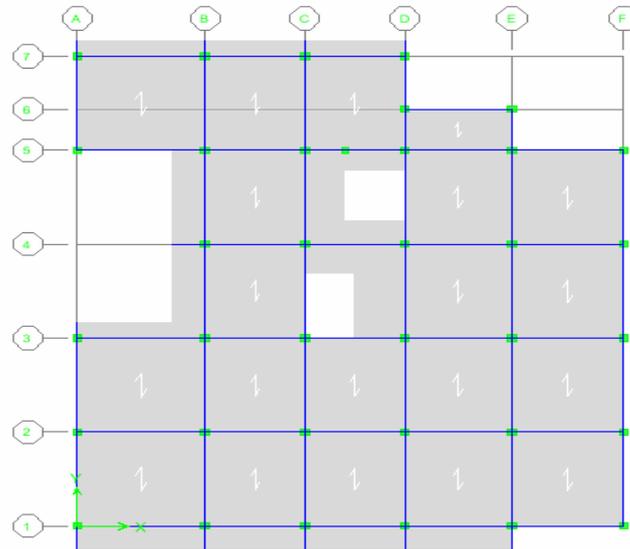
Variante -05-

Figure IV.2 : Vue en plan d'une différente disposition des voiles.

### V.5. Résultats de l'analyse dynamique du modèle initial:

#### a) Etude de la première variante (variante 1):

Avec  $R = 4$



#### Résultats de l'analyse dynamique par ETABS:

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque modèle de la variante 01.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) |         |        |            |            |            |
|-------|------------|---------------------------------------|---------|--------|------------|------------|------------|
|       |            | $U_x$                                 | $U_y$   | $U_z$  | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ | $\sum U_z$ |
| 1     | 2.142822   | 0.3661                                | 72.1477 | 0.0000 | 0.3661     | 72.1477    | 0.0000     |
| 2     | 1.884786   | 34.0850                               | 4.5902  | 0.0000 | 34.4510    | 76.7379    | 0.0000     |
| 3     | 1.726088   | 43.3307                               | 1.2581  | 0.0000 | 77.7817    | 77.9961    | 0.0000     |
| 4     | 0.749927   | 0.1223                                | 9.9515  | 0.0000 | 77.9040    | 87.9476    | 0.0000     |
| 5     | 0.677435   | 5.9125                                | 0.7771  | 0.0000 | 83.8165    | 88.7247    | 0.0000     |
| 6     | 0.616882   | 5.3236                                | 0.1840  | 0.0000 | 89.1401    | 88.9087    | 0.0000     |
| 7     | 0.468831   | 0.0144                                | 2.8972  | 0.0000 | 89.1545    | 91.8059    | 0.0000     |
| 8     | 0.423509   | 2.5177                                | 0.0024  | 0.0000 | 91.6722    | 91.8083    | 0.0000     |

**Tableau.V.1** : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

**Mode 01** : translation suivant Y.

**Mode 02** : translation suivant X.

**Mode 03** : torsion suivant Z.

#### b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale:  $T = 2.142822s$ ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

- $T_x$  (RPA) = 0,775 s  $\rightarrow$  1,3.TX (RPA) = 1,0075 s < T1 = 2.142822s
- $T_y$  (RPA) = 0,727 s  $\rightarrow$  1,3.TY (RPA) = 0,9451 s < T2 = 1.884786s

### c. Résultantes des forces sismiques

$$W = 78909,695 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 2570.684 \text{ kN} \\ V^y = 2479.136 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2056.547 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1983.309 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{dyn}^x = 5047.853 \text{ kN} \\ V_{dyn}^y = 5247.494 \text{ kN} \end{cases}$$

### d. Vérification des déplacements inter étage :

| Z(m)  | $\delta_{eK}^x$ (mm) | $\delta_{eK}^y$ (mm) | $\delta_K^x$ (mm) | $\delta_K^y$ (mm) | $\Delta_K^x$ (mm) | $\Delta_K^y$ (mm) | $\bar{\Delta}$ (mm) | Obs         |
|-------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------|
| 41,48 | 4,41                 | 5,93                 | 22,06             | 29,66             | 0,92              | 1,17              | 34                  | Vérifie     |
| 38,08 | 4,23                 | 5,70                 | 21,14             | 28,49             | 1,46              | 1,77              | 34                  | Vérifie     |
| 34,68 | 3,94                 | 5,34                 | 19,68             | 26,72             | 1,46              | 1,92              | 34                  | Vérifie     |
| 31,28 | 3,64                 | 4,96                 | 18,22             | 24,81             | 1,78              | 2,31              | 34                  | Vérifie     |
| 27,88 | 3,29                 | 4,50                 | 16,44             | 22,49             | 2,06              | 2,67              | 34                  | Vérifie     |
| 24,48 | 2,88                 | 3,96                 | 14,38             | 19,82             | 1,92              | 2,66              | 34                  | Vérifie     |
| 21,08 | 2,49                 | 3,43                 | 12,45             | 17,16             | 2,13              | 2,87              | 34                  | Vérifie     |
| 17,68 | 2,06                 | 2,86                 | 10,32             | 14,29             | 2,23              | 3,12              | 34                  | Vérifie     |
| 14,28 | 1,62                 | 2,23                 | 8,10              | 11,17             | 2,13              | 3,06              | 34                  | Non vérifie |
| 10,88 | 1,19                 | 1,62                 | 5,97              | 8,11              | 2,18              | 3,12              | 34                  | Non vérifie |
| 7,48  | 0,76                 | 1,00                 | 3,79              | 4,99              | 2,12              | 2,92              | 34                  | Non vérifie |
| 4,08  | 0,33                 | 0,41                 | 1,67              | 2,07              | 1,67              | 2,07              | 40,8                | Vérifie     |

**Tableau V.2 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Les effets du 2eme ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = P_K \cdot \Delta_K / V_K \cdot h_K < 0.10$$

Avec :

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

$h_K$  : hauteur d'étage 'K'

| Niveau | PK       | $\Delta_K^x$ | $\Delta_K^y$ | VKx     | VKy     | hK  | $\theta$ |      | $\theta < 0.10$ | NS(%) |
|--------|----------|--------------|--------------|---------|---------|-----|----------|------|-----------------|-------|
| 12     | 5955,40  | 0,92         | 1,17         | 533,09  | 514,19  | 340 | 0,03     | 0,04 | 69,77           | 60    |
| 11     | 12704,12 | 1,46         | 1,77         | 886,10  | 851,57  | 340 | 0,06     | 0,08 | 38,43           | 22    |
| 10     | 19527,88 | 1,46         | 1,92         | 1167,26 | 1126,55 | 340 | 0,07     | 0,10 | 28,16           | 2     |
| 9      | 26408,51 | 1,78         | 2,31         | 1409,53 | 1361,26 | 340 | 0,10     | 0,13 | 1,91            | -32   |
| 8      | 33289,15 | 2,06         | 2,67         | 1626,14 | 1569,32 | 340 | 0,12     | 0,17 | -24,03          | -67   |
| 7      | 40222,02 | 1,92         | 2,66         | 1820,56 | 1757,52 | 340 | 0,12     | 0,18 | -24,76          | -79   |
| 6      | 47219,36 | 2,13         | 2,87         | 1996,50 | 1927,91 | 340 | 0,15     | 0,21 | -48,17          | -107  |
| 5      | 54216,71 | 2,23         | 3,12         | 2150,98 | 2078,00 | 340 | 0,17     | 0,24 | -65,32          | -139  |
| 4      | 61242,42 | 2,13         | 3,06         | 2290,37 | 2214,22 | 340 | 0,17     | 0,25 | -67,51          | -149  |
| 3      | 68308,68 | 2,18         | 3,12         | 2417,96 | 2337,62 | 340 | 0,18     | 0,27 | -81,14          | -168  |
| 2      | 75437,90 | 2,12         | 2,92         | 2518,53 | 2432,51 | 340 | 0,19     | 0,27 | -86,77          | -166  |
| 1      | 82929,97 | 1,67         | 2,07         | 2570,68 | 2479,14 | 408 | 0,13     | 0,17 | -32,04          | -70   |

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

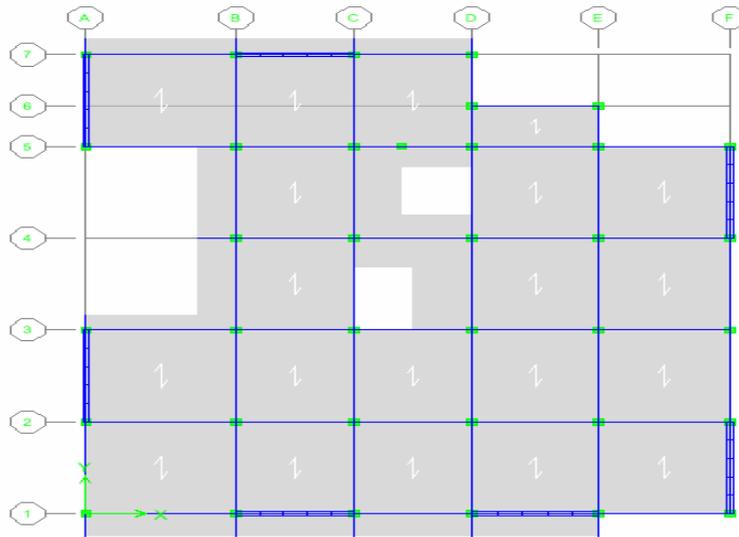
- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 8 mètres en zone IIb.

Ci qui d'après le "RPA99 modifié en 2003" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

**b) Etude de la 2eme variante (variante 2):**  
Avec  $R = 4$



**Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :**

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque modèle de la variante 02.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) |         |       |              |              |              |
|-------|------------|---------------------------------------|---------|-------|--------------|--------------|--------------|
|       |            | $U_x$                                 | $U_y$   | $U_z$ | $\Sigma U_x$ | $\Sigma U_y$ | $\Sigma U_z$ |
| 1     | 1,282343   | 3,4945                                | 61,9616 | 0     | 3,4945       | 61,9616      | 0            |
| 2     | 1,264938   | 64,2066                               | 3,7843  | 0     | 67,701       | 65,7459      | 0            |
| 3     | 0,89394    | 2,1522                                | 0,3829  | 0     | 69,8532      | 66,1288      | 0            |
| 4     | 0,421847   | 0                                     | 2,7631  | 0     | 69,8532      | 68,8919      | 0            |
| 5     | 0,414658   | 6,1799                                | 0       | 0     | 76,0331      | 68,8919      | 0            |
| 6     | 0,387938   | 0,0008                                | 0,0009  | 0     | 76,0339      | 68,8928      | 0            |
| 7     | 0,322686   | 9,9246                                | 0,0029  | 0     | 85,9585      | 68,8957      | 0            |
| 8     | 0,2826     | 0,0055                                | 16,8453 | 0     | 85,964       | 85,741       | 0            |
| 9     | 0,214737   | 0,3963                                | 0,0495  | 0     | 86,3603      | 85,7906      | 0            |
| 10    | 0,15918    | 6,3254                                | 0,0002  | 0     | 92,6857      | 85,7907      | 0            |
| 11    | 0,123153   | 0,0011                                | 7,1404  | 0     | 92,6868      | 92,9312      | 0            |

**Tableau V.3 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 02

**b. Constatations:**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à:

- Une période fondamentale:  $T = 1,282343s$ ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- $T_x$  (RPA) = 0,775 s  $\rightarrow$  1,3.TX (RPA) = 1,0075 s < T1 = 1,282343s
- $T_y$  (RPA) = 0,727 s  $\rightarrow$  1,3.TY (RPA) = 0,9451 s < T2 = 1,264938s

**b. Calcul des forces sismiques :**

$$W=86013,13 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 3345.81 \text{ kN} \\ V^y = 3717.92 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2676.65 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 2974.33 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{dyn}^x = 5502.26 \text{ kN} \\ V_{dyn}^y = 5719.87 \text{ kN} \end{cases}$$

**c. Vérification du déplacement inter étage:**

| Z(m)  | $\delta_{eK}^x$ (mm) | $\delta_{eK}^y$ (mm) | $\delta_K^x$ (mm) | $\delta_K^y$ (mm) | $\Delta_K^x$ (mm) | $\Delta_K^y$ (mm) | $\bar{\Delta}$ (mm) | Obs         |
|-------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------|
| 41,48 | 2,91                 | 3,36                 | 14,57             | 16,81             | 1,20              | 1,75              | 34                  | Vérifie     |
| 38,08 | 2,67                 | 3,01                 | 13,37             | 15,06             | 1,30              | 1,75              | 34                  | Vérifie     |
| 34,68 | 2,41                 | 2,66                 | 12,06             | 13,31             | 1,30              | 1,80              | 34                  | Vérifie     |
| 31,28 | 2,15                 | 2,30                 | 10,76             | 11,51             | 1,40              | 1,75              | 34                  | Vérifie     |
| 27,88 | 1,87                 | 1,95                 | 9,36              | 9,76              | 1,50              | 1,75              | 34                  | Vérifie     |
| 24,48 | 1,57                 | 1,60                 | 7,86              | 8,01              | 1,45              | 1,65              | 34                  | Vérifie     |
| 21,08 | 1,28                 | 1,27                 | 6,40              | 6,36              | 1,45              | 1,55              | 34                  | Vérifie     |
| 17,68 | 0,99                 | 0,96                 | 4,95              | 4,81              | 1,35              | 1,45              | 34                  | Vérifie     |
| 14,28 | 0,72                 | 0,67                 | 3,60              | 3,35              | 1,25              | 1,25              | 34                  | Non vérifie |
| 10,88 | 0,47                 | 0,42                 | 2,35              | 2,10              | 1,05              | 1,00              | 34                  | Non vérifie |
| 7,48  | 0,26                 | 0,22                 | 1,30              | 1,10              | 0,85              | 0,70              | 34                  | Non vérifie |
| 4,08  | 0,09                 | 0,08                 | 0,45              | 0,40              | 0,45              | 0,40              | 40,8                | Vérifie     |

**Tableau V.4 :** Vérification des déplacements inter étages MODEL 02

Les effets du 2eme ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = PK \cdot \Delta_k / VK \cdot h_K < 0.10$$

Avec :

PK: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

VK: effort tranchant d'étage au niveau K

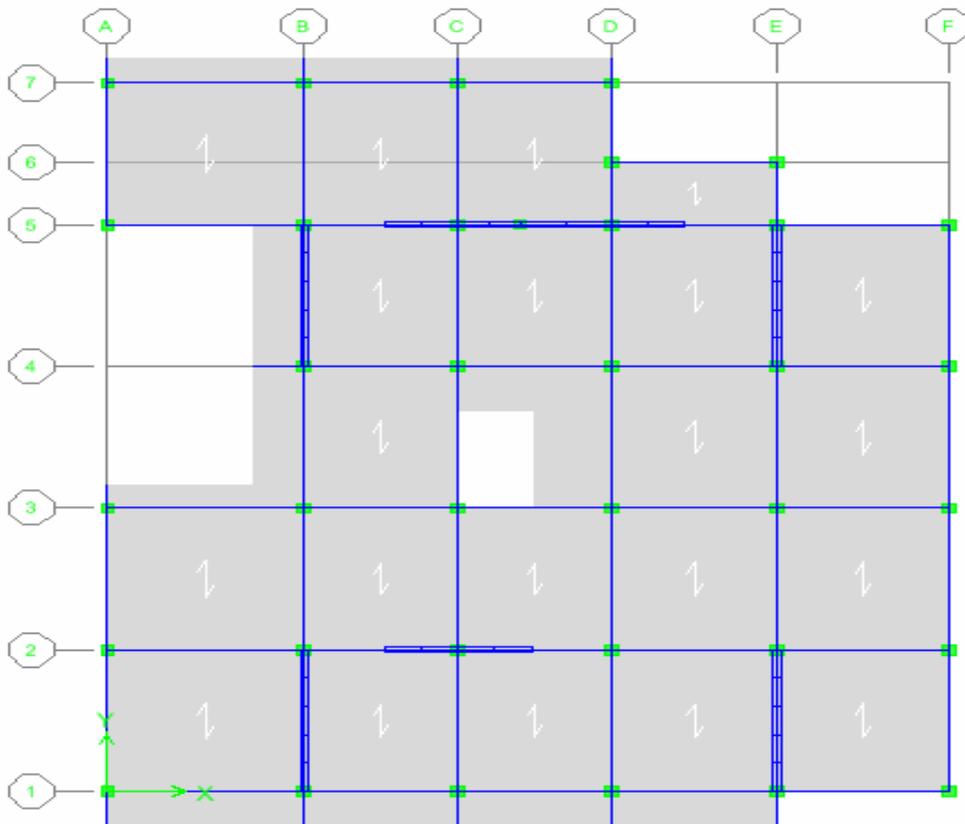
$\Delta K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

hK : hauteur d'étage 'K'

| Niveau | PK       | $\Delta_x^k$ | $\Delta_y^k$ | VKx      | VKy      | hK  | $\theta$ |      | $\theta < 0.10$ | NS(%) |
|--------|----------|--------------|--------------|----------|----------|-----|----------|------|-----------------|-------|
| 12     | 5955,40  | 16,81        | 1,2          | 749,228  | 837,834  | 340 | 0,39     | 0,03 | -292,99         | 74,91 |
| 11     | 12704,12 | 15,06        | 1,3          | 1227,259 | 1431,541 | 340 | 0,46     | 0,03 | -358,52         | 66,07 |
| 10     | 19527,88 | 13,31        | 1,3          | 1590,940 | 1820,157 | 340 | 0,48     | 0,04 | -380,51         | 58,98 |
| 9      | 26408,51 | 11,51        | 1,4          | 1912,531 | 2100,660 | 340 | 0,47     | 0,05 | -367,45         | 48,23 |
| 8      | 33289,15 | 9,76         | 1,5          | 2187,953 | 2351,652 | 340 | 0,44     | 0,06 | -336,75         | 37,55 |
| 7      | 40222,02 | 8,01         | 1,45         | 2417,529 | 2593,489 | 340 | 0,39     | 0,07 | -291,96         | 33,86 |
| 6      | 47219,36 | 6,36         | 1,45         | 2630,482 | 2816,142 | 340 | 0,34     | 0,07 | -235,79         | 28,49 |
| 5      | 54216,71 | 4,81         | 1,35         | 2827,985 | 3025,762 | 340 | 0,27     | 0,07 | -171,22         | 28,85 |
| 4      | 61242,42 | 3,35         | 1,25         | 2995,118 | 3242,760 | 340 | 0,20     | 0,07 | -101,47         | 30,57 |
| 3      | 68308,68 | 2,1          | 1,05         | 3140,513 | 3458,400 | 340 | 0,13     | 0,06 | -34,34          | 39,00 |
| 2      | 75437,90 | 1,1          | 0,85         | 3267,305 | 3628,890 | 340 | 0,07     | 0,05 | 25,30           | 48,03 |
| 1      | 82929,97 | 0,4          | 0,45         | 3345,814 | 3717,921 | 408 | 0,02     | 0,02 | 75,70           | 75,40 |

**c. Etude de la 3eme variante (variante 3):**

Avec R=4



### Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque modèle de la variante 03.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) |                |                |                 |                 |                 |
|-------|------------|---------------------------------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|       |            | U <sub>x</sub>                        | U <sub>y</sub> | U <sub>z</sub> | ΣU <sub>x</sub> | ΣU <sub>y</sub> | ΣU <sub>z</sub> |
| 1     | 1,418415   | 37,6472                               | 3,6323         | 0              | 37,6472         | 3,6323          | 0               |
| 2     | 1,151056   | 2,9155                                | 63,3299        | 0              | 40,5627         | 66,9621         | 0               |
| 3     | 0,905538   | 30,9059                               | 0,0834         | 0              | 71,4686         | 67,0456         | 0               |
| 4     | 0,437845   | 7,7807                                | 0,3458         | 0              | 79,2493         | 67,3914         | 0               |
| 5     | 0,419219   | 0,2239                                | 2,159          | 0              | 79,4732         | 69,5505         | 0               |
| 6     | 0,388339   | 0,2081                                | 0,0003         | 0              | 79,6813         | 69,5508         | 0               |
| 7     | 0,367773   | 0,9513                                | 0,0918         | 0              | 80,6326         | 69,6425         | 0               |
| 8     | 0,270482   | 0,4189                                | 16,1798        | 0              | 81,0516         | 85,8223         | 0               |
| 9     | 0,244854   | 7,3595                                | 0,2992         | 0              | 88,4111         | 86,1215         | 0               |
| 10    | 0,196377   | 2,6829                                | 0,0642         | 0              | 91,094          | 86,1856         | 0               |
| 11    | 0,122053   | 1,9577                                | 3,9724         | 0              | 93,0517         | 90,158          | 0               |

**Tableau V.5 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 03

#### b. Constatations:

L'analyse dynamique de la structure à conduit à:

- Une période fondamentale:  $T = 1,418415s$ ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- $T_x$  (RPA) = 0,775 s  $\rightarrow$  1,3.TX (RPA) = 1,0075 s < T1 = 1,418415s
- $T_y$  (RPA) = 0,727 s  $\rightarrow$  1,3.TY (RPA) = 0,9451 s < T2 = 1,151056s

#### b. Calcul des forces sismiques:

$$W=85946,97031kN \quad \rightarrow \begin{cases} V^x = 4327.654kN \\ V^y = 5524.344N \end{cases} \quad \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3462.123kN \\ 0,8V^y = 4419.475kN \end{cases} \quad \rightarrow$$

$$\begin{cases} V_{dyn}^x = 5498.027kN \\ V_{dyn}^y = 5715..473kN \end{cases}$$

## a. Vérification du déplacement inter étage:

| Z(m)  | $\delta_{eK}^x(mm)$ | $\delta_{eK}^y(mm)$ | $\delta_K^x(mm)$ | $\delta_K^y(mm)$ | $\Delta_K^x(mm)$ | $\Delta_K^y(mm)$ | $\bar{\Delta}(mm)$ | Obs         |
|-------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|-------------|
| 41,48 | 3,43                | 4,15                | 11,99            | 14,51            | 1,04             | 1,43             | 34                 | Vérifie     |
| 38,08 | 3,13                | 3,74                | 10,95            | 13,07            | 1,02             | 1,42             | 34                 | Vérifie     |
| 34,68 | 2,84                | 3,33                | 9,93             | 11,65            | 1,06             | 1,47             | 34                 | Vérifie     |
| 31,28 | 2,53                | 2,91                | 8,87             | 10,18            | 1,10             | 1,50             | 34                 | Vérifie     |
| 27,88 | 2,22                | 2,48                | 7,77             | 8,68             | 1,16             | 1,48             | 34                 | Vérifie     |
| 24,48 | 1,89                | 2,06                | 6,61             | 7,21             | 1,15             | 1,41             | 34                 | Vérifie     |
| 21,08 | 1,56                | 1,66                | 5,46             | 5,80             | 1,15             | 1,38             | 34                 | Vérifie     |
| 17,68 | 1,23                | 1,26                | 4,31             | 4,42             | 1,15             | 1,27             | 34                 | Vérifie     |
| 14,28 | 0,90                | 0,90                | 3,16             | 3,14             | 1,03             | 1,13             | 34                 | Non vérifie |
| 10,88 | 0,61                | 0,58                | 2,13             | 2,02             | 0,91             | 0,93             | 34                 | Non vérifie |
| 7,48  | 0,35                | 0,31                | 1,22             | 1,09             | 0,76             | 0,71             | 34                 | Non vérifie |
| 4,08  | 0,13                | 0,11                | 0,47             | 0,38             | 0,47             | 0,38             | 40,8               | Vérifie     |

Tableau V.6: Vérification des déplacements inter étages MODELE 03

Les effets du 2eme ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = PK \cdot \Delta_k / VK \cdot hK < 0.10$$

Avec :

PK: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

VK :effort tranchant d'étage au niveau K

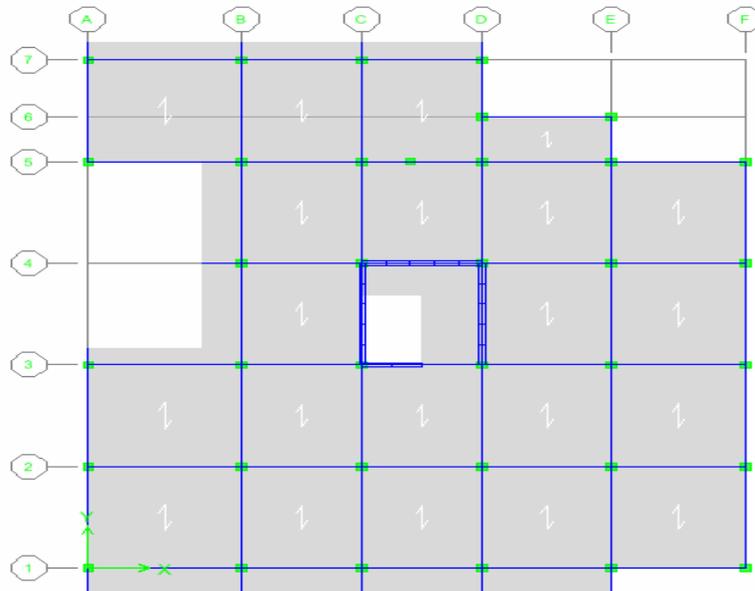
$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

hK : hauteur d'étage '

| Niveau | PK       | $\Delta_K^x$ | $\Delta_K^y$ | VKx     | VKy     | hK  | $\theta$ |      | $\theta < 0.10$ | NS(%) |
|--------|----------|--------------|--------------|---------|---------|-----|----------|------|-----------------|-------|
| 12     | 5955,40  | 1,04         | 1,43         | 928,86  | 1202,86 | 340 | 0,02     | 0,02 | 80,39           | 79,18 |
| 11     | 12704,12 | 1,02         | 1,42         | 1534,70 | 2087,58 | 340 | 0,02     | 0,03 | 75,17           | 74,58 |
| 10     | 19527,88 | 1,06         | 1,47         | 2021,26 | 2709,97 | 340 | 0,03     | 0,03 | 69,88           | 68,84 |
| 9      | 26408,51 | 1,1          | 1,5          | 2419,64 | 3169,61 | 340 | 0,04     | 0,04 | 64,69           | 63,24 |
| 8      | 33289,15 | 1,16         | 1,48         | 2746,05 | 3556,26 | 340 | 0,04     | 0,04 | 58,64           | 59,25 |
| 7      | 40222,02 | 1,15         | 1,41         | 3034,19 | 3914,41 | 340 | 0,04     | 0,04 | 55,16           | 57,39 |
| 6      | 47219,36 | 1,15         | 1,38         | 3316,90 | 4254,52 | 340 | 0,05     | 0,05 | 51,85           | 54,95 |
| 5      | 54216,71 | 1,15         | 1,27         | 3587,18 | 4582,80 | 340 | 0,05     | 0,04 | 48,88           | 55,81 |
| 4      | 61242,42 | 1,03         | 1,13         | 3829,12 | 4904,76 | 340 | 0,05     | 0,04 | 51,55           | 58,50 |
| 3      | 68308,68 | 0,91         | 0,93         | 4047,24 | 5200,18 | 340 | 0,05     | 0,04 | 54,83           | 64,07 |
| 2      | 75437,90 | 0,76         | 0,71         | 4225,70 | 5416,24 | 340 | 0,04     | 0,03 | 60,10           | 70,91 |
| 1      | 82929,97 | 0,47         | 0,38         | 4327,65 | 5524,35 | 408 | 0,02     | 0,01 | 77,93           | 86,02 |

#### d) Etude de la 4ème variante (variante 4):

Avec  $R=4$



#### Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque modèle de la variante 04.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) |         |       |            |            |            |
|-------|------------|---------------------------------------|---------|-------|------------|------------|------------|
|       |            | $U_x$                                 | $U_y$   | $U_z$ | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ | $\sum U_z$ |
| 1     | 1,676223   | 23,1741                               | 0,3913  | 0     | 23,1741    | 0,3913     | 0          |
| 2     | 1,251196   | 0,9883                                | 64,6033 | 0     | 24,1624    | 64,9946    | 0          |
| 3     | 1,223581   | 46,2394                               | 2,8198  | 0     | 70,4018    | 67,8144    | 0          |
| 4     | 0,571388   | 4,0436                                | 0,019   | 0     | 74,4454    | 67,8334    | 0          |
| 5     | 0,411135   | 0,0549                                | 5,5855  | 0     | 74,5003    | 73,4189    | 0          |
| 6     | 0,40918    | 4,9538                                | 0,047   | 0     | 79,4541    | 73,4659    | 0          |
| 7     | 0,376552   | 0,2262                                | 0,0001  | 0     | 79,6803    | 73,466     | 0          |
| 8     | 0,317841   | 0,0958                                | 0       | 0     | 79,7761    | 73,466     | 0          |
| 9     | 0,312074   | 9,7505                                | 0,0386  | 0     | 89,5265    | 73,5046    | 0          |
| 10    | 0,290717   | 0,0167                                | 14,0436 | 0     | 89,5432    | 87,5482    | 0          |
| 11    | 0,218569   | 0,1896                                | 0       | 0     | 89,7328    | 87,5482    | 0          |
| 12    | 0,166254   | 4,7601                                | 0,0173  | 0     | 94,4929    | 91,5655    | 0          |

Tableau V.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 04

#### b. Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,676223s$ ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- $T_x \text{ (RPA)} = 0,775 \text{ s} \rightarrow 1,3.TX \text{ (RPA)} = 1,0075 \text{ s} < T1 = 1,676223\text{s}$
- $T_y \text{ (RPA)} = 0,727 \text{ s} \rightarrow 1,3.TY \text{ (RPA)} = 0,9451 \text{ s} < T2 = 1,251196\text{s}$

**b. Calcul des forces sismiques :**

$$W=82520,85\text{k} \rightarrow \begin{cases} V^x = 4026.56\text{kN} \\ V^y = 5016.41\text{kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3221..248\text{kN} \\ 0,8V^y = 4013.128\text{kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{dyn}^x = 5278.858\text{kN} \\ V_{dyn}^y = 5487.6365\text{kN} \end{cases}$$

**c. Vérification du déplacement inter étage:**

| Z(m)  | $\delta_{eK}^x(mm)$ | $\delta_{eK}^y(mm)$ | $\delta_K^x(mm)$ | $\delta_K^y(mm)$ | $\Delta_K^x(mm)$ | $\Delta_K^y(mm)$ | $\bar{\Delta}(mm)$ | Obs         |
|-------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|-------------|
| 41,48 | 3,87                | 4,59                | 13,55            | 16,08            | 1,16             | 1,58             | 34                 | Vérifie     |
| 38,08 | 3,54                | 4,14                | 12,39            | 14,50            | 1,20             | 1,58             | 34                 | Vérifie     |
| 34,68 | 3,20                | 3,69                | 11,19            | 12,93            | 1,23             | 1,61             | 34                 | Vérifie     |
| 31,28 | 2,84                | 3,23                | 9,96             | 11,31            | 1,30             | 1,61             | 34                 | Vérifie     |
| 27,88 | 2,47                | 2,77                | 8,65             | 9,70             | 1,30             | 1,61             | 34                 | Vérifie     |
| 24,48 | 2,10                | 2,31                | 7,35             | 8,09             | 1,30             | 1,58             | 34                 | Vérifie     |
| 21,08 | 1,73                | 1,86                | 6,05             | 6,51             | 1,27             | 1,51             | 34                 | Vérifie     |
| 17,68 | 1,37                | 1,43                | 4,78             | 5,00             | 1,23             | 1,40             | 34                 | Vérifie     |
| 14,28 | 1,01                | 1,03                | 3,55             | 3,59             | 1,12             | 1,23             | 34                 | Non vérifie |
| 10,88 | 0,69                | 0,67                | 2,42             | 2,36             | 1,02             | 1,09             | 34                 | Non vérifie |
| 7,48  | 0,40                | 0,36                | 1,41             | 1,27             | 0,85             | 0,78             | 34                 | Non vérifie |
| 4,08  | 0,16                | 0,14                | 0,56             | 0,49             | 0,56             | 0,49             | 40,8               | Vérifie     |

**Tableau V.6:** Vérification des déplacements inter étages MODELE 04

Les effets du 2eme ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = PK \cdot \Delta_k / VK \cdot h_K < 0.10$$

Avec :

PK: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

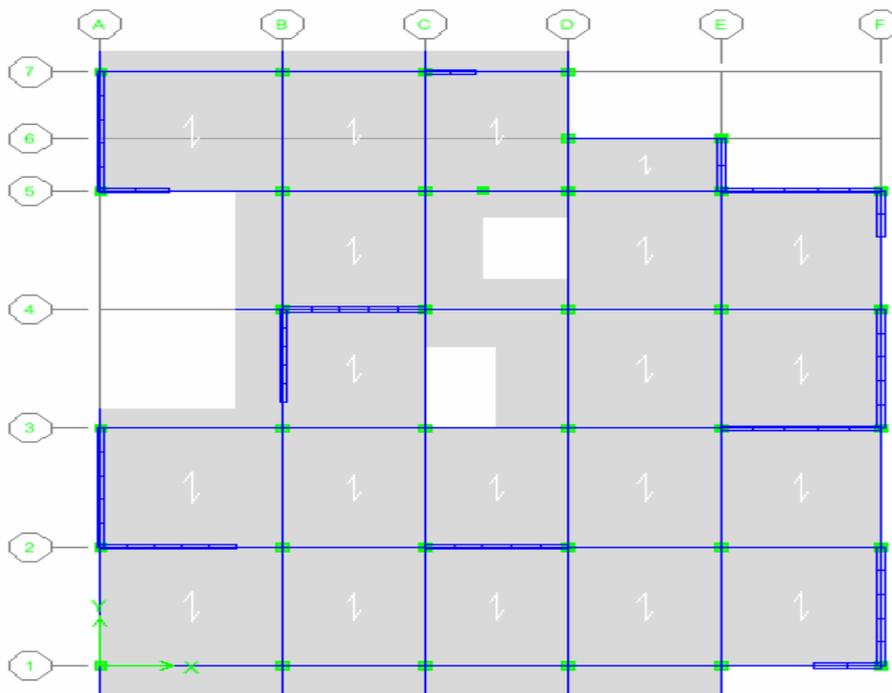
VK: effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

$h_K$  : hauteur d'étage '

| Niveau | PK       | $\Delta^x_k$ | $\Delta^y_k$ | VKx     | VKy     | hK  | $\theta$ |      | $\theta < 0.10$ | NS(%) |
|--------|----------|--------------|--------------|---------|---------|-----|----------|------|-----------------|-------|
|        |          |              |              |         |         |     |          |      |                 |       |
| 12     | 5955,40  | 1,16         | 1,58         | 871,38  | 1068,43 | 340 | 0,02     | 0,03 | 76,68           | 74,10 |
| 11     | 12704,12 | 1,2          | 1,58         | 1437,21 | 1844,50 | 340 | 0,03     | 0,03 | 68,80           | 67,99 |
| 10     | 19527,88 | 1,23         | 1,61         | 1894,48 | 2463,05 | 340 | 0,04     | 0,04 | 62,71           | 62,46 |
| 9      | 26408,51 | 1,3          | 1,61         | 2265,63 | 2927,72 | 340 | 0,04     | 0,04 | 55,43           | 57,29 |
| 8      | 33289,15 | 1,3          | 1,61         | 2580,02 | 3282,74 | 340 | 0,05     | 0,05 | 50,67           | 51,98 |
| 7      | 40222,02 | 1,3          | 1,58         | 2853,48 | 3591,44 | 340 | 0,05     | 0,05 | 46,10           | 47,96 |
| 6      | 47219,36 | 1,27         | 1,51         | 3089,76 | 3900,18 | 340 | 0,06     | 0,05 | 42,92           | 46,23 |
| 5      | 54216,71 | 1,23         | 1,4          | 3299,28 | 4216,36 | 340 | 0,06     | 0,05 | 40,55           | 47,05 |
| 4      | 61242,42 | 1,12         | 1,23         | 3510,38 | 4517,95 | 340 | 0,06     | 0,05 | 42,53           | 50,96 |
| 3      | 68308,68 | 1,02         | 1,09         | 3732,57 | 4770,23 | 340 | 0,05     | 0,05 | 45,10           | 54,09 |
| 2      | 75437,90 | 0,85         | 0,78         | 3920,94 | 4937,62 | 340 | 0,05     | 0,04 | 51,90           | 64,95 |
| 1      | 82929,97 | 0,56         | 0,49         | 4026,56 | 5016,41 | 408 | 0,03     | 0,02 | 71,73           | 80,15 |

e)Etude de la 5eme variante :  
Avec R=4



### Résultats de l'analyse dynamique par ETABS:

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque modèle de la variante 05.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) |                |                |                 |                 |                 |
|-------|------------|---------------------------------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|       |            | U <sub>x</sub>                        | U <sub>y</sub> | U <sub>z</sub> | ΣU <sub>x</sub> | ΣU <sub>y</sub> | ΣU <sub>z</sub> |
| 1     | 1,001637   | 2,252                                 | 61,5265        | 0,0000         | 2,252           | 61,5265         | 0,0000          |
| 2     | 0,937344   | 65,7211                               | 2,0316         | 0,0000         | 67,9731         | 63,558          | 0,0000          |
| 3     | 0,762234   | 0,0117                                | 2,9665         | 0,0000         | 67,9848         | 66,5245         | 0,0000          |
| 4     | 0,413619   | 0,0263                                | 2,1761         | 0,0000         | 68,0111         | 68,7006         | 0,0000          |
| 5     | 0,388137   | 1,0372                                | 0,0005         | 0,0000         | 69,0483         | 68,7012         | 0,0000          |
| 6     | 0,38319    | 1,0782                                | 0,0093         | 0,0000         | 70,1265         | 68,7105         | 0,0000          |
| 7     | 0,23728    | 16,7507                               | 0,1238         | 0,0000         | 86,8772         | 68,8343         | 0,0000          |
| 8     | 0,226853   | 0,0934                                | 17,5335        | 0,0000         | 86,9706         | 86,3678         | 0,0000          |
| 9     | 0,185498   | 0,0484                                | 0,4914         | 0,0000         | 87,019          | 86,8592         | 0,0000          |
| 10    | 0,108953   | 6,5083                                | 0,0006         | 0,0000         | 93,5273         | 86,8598         | 0,0000          |
| 11    | 0,101171   | 0,0033                                | 6,668          | 0,0000         | 93,5306         | 93,5278         | 0,0000          |

**Tableau V.7 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 05

#### c. Calcul des forces sismiques :

$$W = 90885,24 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 6560.225kN \\ V^y = 5023.837kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 5248.1803kN \\ 0,8V^y = 4019.070kN \end{cases} \rightarrow$$

$$\begin{cases} V_{dyn}^x = 5813.928kN \\ V_{dyn}^y = 6043.868kN \end{cases}$$

#### d. Vérification du déplacement inter étage:

| Z(m)  | $\delta_{eK}^x (mm)$ | $\delta_{eK}^y (mm)$ | $\delta_K^x (mm)$ | $\delta_K^y (mm)$ | $\Delta_K^x (mm)$ | $\Delta_K^y (mm)$ | $\bar{\Delta} (mm)$ | Obs         |
|-------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------|
| 41,48 | 3,28                 | 3,37                 | 11,48             | 11,79             | 1,06              | 1,20              | 34                  | Vérifie     |
| 38,08 | 2,98                 | 3,03                 | 10,42             | 10,59             | 1,12              | 1,23              | 34                  | Vérifie     |
| 34,68 | 2,65                 | 2,67                 | 9,29              | 9,36              | 1,13              | 1,20              | 34                  | Vérifie     |
| 31,28 | 2,33                 | 2,33                 | 8,16              | 8,16              | 1,16              | 1,23              | 34                  | Vérifie     |
| 27,88 | 2,00                 | 1,98                 | 7,00              | 6,93              | 1,16              | 1,20              | 34                  | Vérifie     |
| 24,48 | 1,67                 | 1,64                 | 5,84              | 5,74              | 1,16              | 1,16              | 34                  | Vérifie     |
| 21,08 | 1,34                 | 1,31                 | 4,68              | 4,58              | 1,09              | 1,12              | 34                  | Vérifie     |
| 17,68 | 1,02                 | 0,99                 | 3,59              | 3,45              | 1,02              | 0,99              | 34                  | Vérifie     |
| 14,28 | 0,73                 | 0,70                 | 2,57              | 2,46              | 0,88              | 0,91              | 34                  | Non vérifie |
| 10,88 | 0,48                 | 0,44                 | 1,69              | 1,55              | 0,78              | 0,70              | 34                  | Non vérifie |
| 7,48  | 0,26                 | 0,24                 | 0,91              | 0,85              | 0,56              | 0,53              | 34                  | Non vérifie |
| 4,08  | 0,10                 | 0,09                 | 0,35              | 0,32              | 0,35              | 0,32              | 40,8                | Vérifie     |

**Tableau V.8 :** Vérification des déplacements inter étages MODELE 05

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = PK \cdot \Delta_k / VK \cdot h_K < 0.10$$

Avec :

PK: poids de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau K

VK: effort tranchant d’étage au niveau K

ΔK : déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’

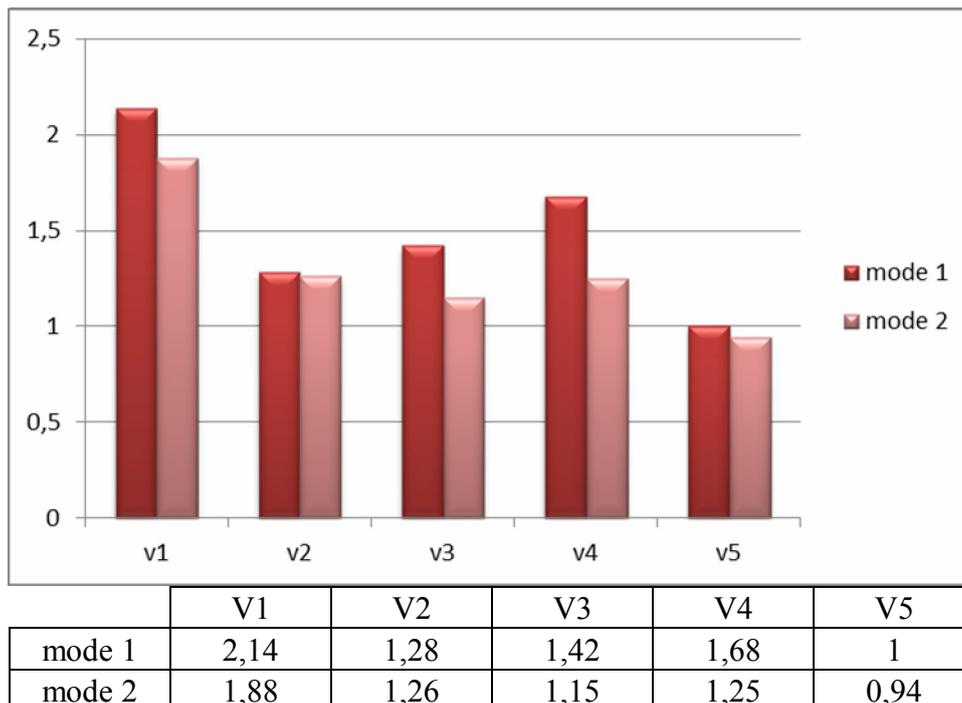
hK : hauteur d’étage ‘

| Niveau | PK       | $\Delta_K^x$ | $\Delta_K^y$ | VKx     | VKy     | hK  | $\theta$ |       | $\theta < 0.10$ | NS(%) |
|--------|----------|--------------|--------------|---------|---------|-----|----------|-------|-----------------|-------|
|        |          |              |              |         |         |     |          |       |                 |       |
| 12     | 5955,40  | 1,06         | 1,2          | 1361,97 | 1086,93 | 340 | 0,01     | 0,02  | 86,37           | 81    |
| 11     | 12704,12 | 1,12         | 1,23         | 2409,33 | 1890,69 | 340 | 0,02     | 0,02  | 82,63           | 76    |
| 10     | 19527,88 | 1,13         | 1,2          | 3175,43 | 2445,04 | 340 | 0,02     | 0,03  | 79,56           | 72    |
| 9      | 26408,51 | 1,16         | 1,23         | 3763,09 | 2855,84 | 340 | 0,02     | 0,03  | 76,06           | 67    |
| 8      | 33289,15 | 1,16         | 1,2          | 4265,76 | 3216,14 | 340 | 0,03     | 0,04  | 73,38           | 63    |
| 7      | 40222,02 | 1,16         | 1,16         | 4724,27 | 3556,69 | 340 | 0,03     | 0,04  | 70,95           | 61    |
| 6      | 47219,36 | 1,09         | 1,12         | 5138,47 | 3866,28 | 340 | 0,03     | 0,04  | 70,54           | 60    |
| 5      | 54216,71 | 1,02         | 0,99         | 5511,50 | 4146,37 | 340 | 0,03     | 0,04  | 70,49           | 62    |
| 4      | 61242,42 | 0,88         | 0,91         | 5863,96 | 4422,19 | 340 | 0,03     | 0,04  | 72,97           | 63    |
| 3      | 68308,68 | 0,78         | 0,7          | 6188,29 | 4692,21 | 340 | 0,03     | 0,03  | 74,68           | 70    |
| 2      | 75437,90 | 0,56         | 0,53         | 6433,29 | 4907,34 | 340 | 0,02     | 0,02  | 80,69           | 76    |
| 1      | 82929,97 | 0,35         | 0,32         | 6560,23 | 5023,84 | 408 | 0,013    | 0,012 | 89,16           | 87    |

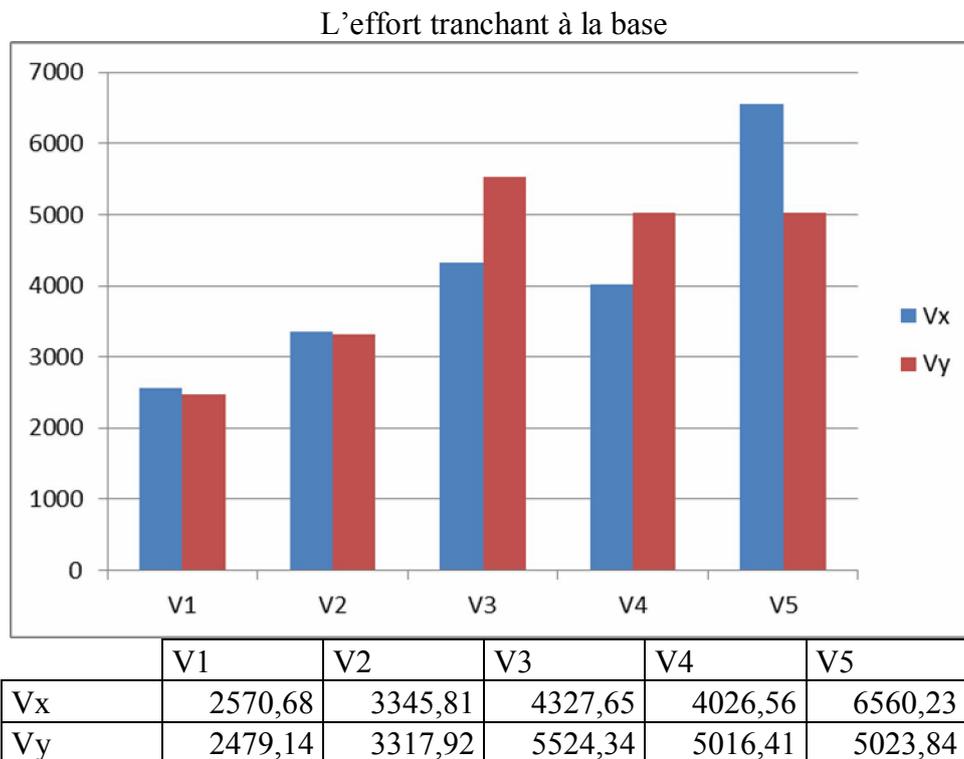
-Après notre analyse nous avons résumé les résultats dans les graphes :

**1-Période**

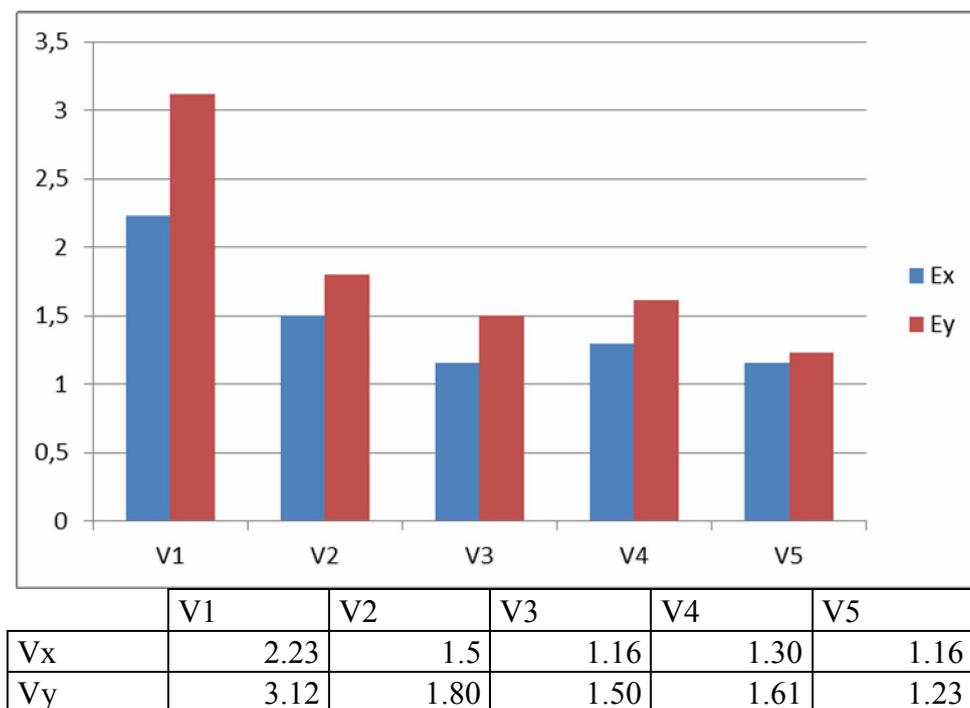
Périodes des deux modes



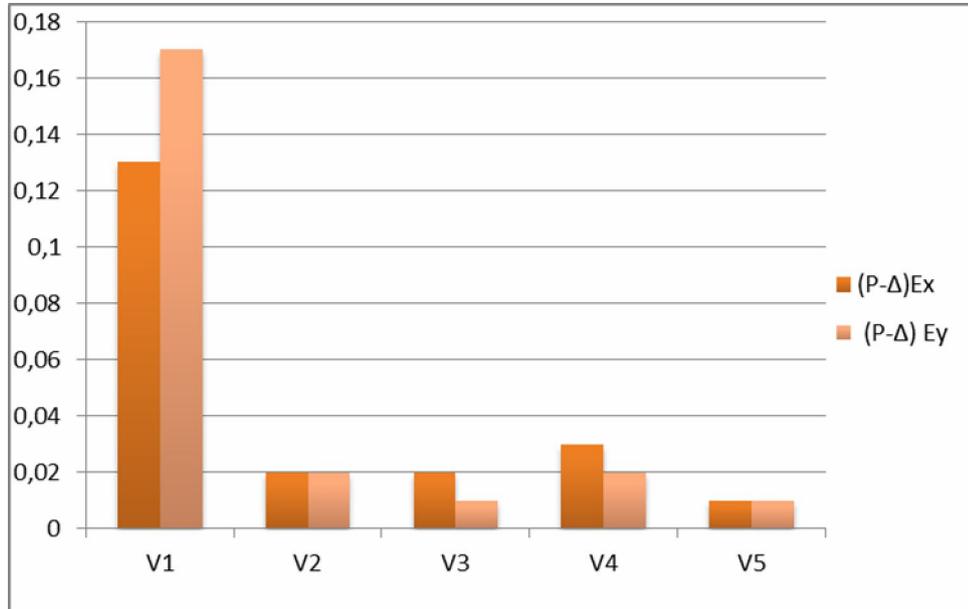
**2-L'effort tranchant sismique à la basse :**



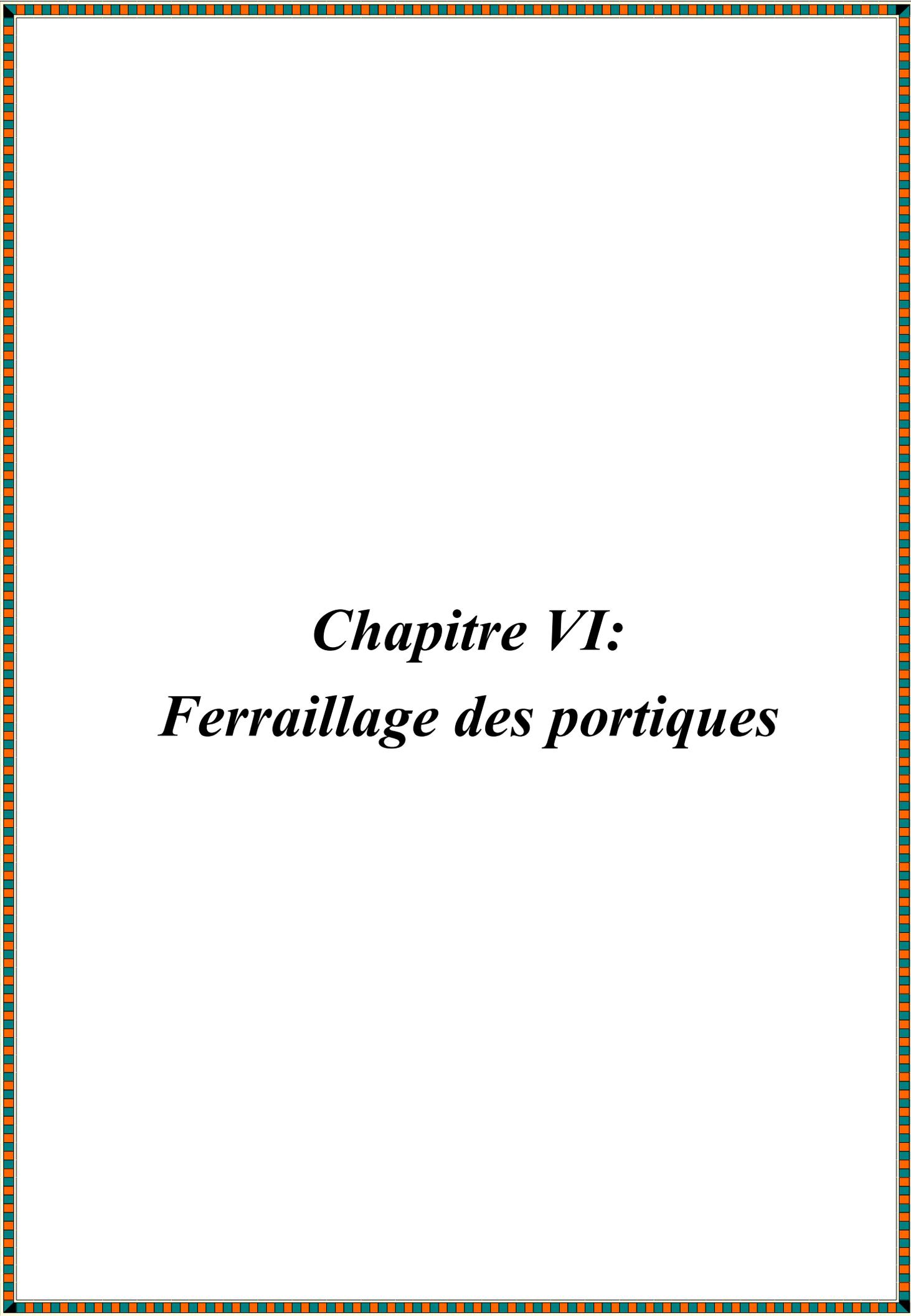
**3-Les déplacements dans chaque étage :**



4- EFFET (P-Δ) :



|         | V1   | V2   | V3   | V4   | V5    |
|---------|------|------|------|------|-------|
| (P-Δ)Vx | 0,13 | 0,02 | 0,02 | 0,03 | 0,013 |
| (P-Δ)Vy | 0,17 | 0,02 | 0,01 | 0,02 | 0,012 |



***Chapitre VI:***  
***Ferraillage des portiques***

## VII. Ferrailage des portiques:

### VII.1. Ferrailage des poutres :

#### a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation courant :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,5 & \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s=1 & \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,15 & \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

#### b- Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armatures minimales :  $A_{min}=0,5\%$  (bxh)

- Section d'armatures maximales:  $A_{max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$  (bxh) (Zone de recouvrement)

#### VII.1.1.Exemple de calcul (Poutre du plancher RDC) :

#### VII.1.2. Poutre principale de rive (35x50) cm<sup>2</sup> :

##### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{8,75 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{70 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{105 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

➤ **En travée :**❖ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 48,94 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 46.87 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,95 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 35\text{cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t = 50\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9 \times h_t = 45 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
  
- $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{48,94 \cdot 10^3}{30 \cdot (45)^2 \cdot 18,48} = 0,0435 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9785$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48,94 \cdot 10^3}{0,9785 \cdot 45 \cdot 400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 127.6 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 117,58 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,92 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{127,6 \cdot 10^3}{30 \cdot (45)^2 \cdot 18,48} = 0,113 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9395$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{127,6 \cdot 10^3}{0,9395 \cdot 45 \cdot 400} = 7,54 \text{ cm}^2$$

### VII.1.1.3. poutre principale intermédiaire (35x50) cm<sup>2</sup> :

#### Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{8,75 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{70 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 35 \times 50 / 100 = \mathbf{105 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

#### ❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 53,04 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 48,09 \text{ KN}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,90 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t = 50 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \cdot h_t = 45 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
  
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
  
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{53,04 \cdot 10^3}{30 \cdot (45)^2 \cdot 14,17} = 0,061 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9685$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,04 \cdot 10^3}{0,9685 \cdot 45 \cdot 348} = 3,49 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(\text{Sp}_1) \Rightarrow \text{Ma}_{\text{sp1}} = 136,25 \text{ KN.m}$$

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow \text{Ma}_{\text{sp2}} = 118,91 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\text{Ma}_{\text{sp2}}}{\text{Ma}_{\text{sp1}}} = 0,87 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (\text{Sp}_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{136,25 \cdot 10^3}{30 \cdot (45)^2 \cdot 18,48} = 0,121 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9355$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{136,25 \cdot 10^3}{0,9355 \cdot 45 \cdot 400} = 8,09 \text{ cm}^2.$$

### VII.2.1. 1Poutre secondaire de rive (35x40) cm<sup>2</sup> :

#### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\text{min}} = 0,5\%(\text{bxh}) = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{7 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\text{max1}} = 4\%(\text{bxh}) = 4 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{56 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\text{max2}} = 6\%(\text{bxh}) = 6 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{84 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

➤ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow \text{Mt}_{\text{sp2}} = 49,81 \text{ KN.m}$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable

- $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{49,81 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,069 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,9645$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,81 \cdot 10^3}{0,9645 \cdot 36 \cdot 400} = 3,58 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow M_{a_{\text{sp}2}} = 121,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{121,77 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,169 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,9065$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{121,77 \cdot 10^3}{0,9065 \cdot 36 \cdot 400} = 9,32 \text{ cm}^2$$

### VII.2.2. poutre secondaire intermédiaire (35x40) cm<sup>2</sup> :

#### Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = 7 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 35 \times 40 / 100 = 56 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 35 \times 40 / 100 = 84 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

❖ En travée :

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow M_{t_{\text{sp}2}} = 47,93 \text{ KN.m}$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable

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

- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47,93 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,066 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,966$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,93 \cdot 10^3}{0,966 \cdot 36 \cdot 400} = 3,44 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 118,88 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{118,88 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,165 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9095$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{118,88 \cdot 10^3}{0,9095 \cdot 36 \cdot 400} = 9,07 \text{ cm}^2.$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

**Tableau VII.1:** Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

| Niveau   | section | Moment<br>(t.m) | A min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--|---------|-----------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| <b>RDC au<br/>5<sup>ème</sup></b>              | Appuis  | 141,97          | 8,75                        | 9,18                            | 5T16 = 10,05                   |
|  | Travée  | 56,29           | 8,75                        | 3,34                            | 6T14 = 9,24                    |
| <b>6<sup>ème</sup> au<br/>11<sup>ème</sup></b> | Appuis  | 136,25          | 8,75                        | 8,09                            | 5T16 = 10,05                   |
|  | Travée  | 53,04           | 8,75                        | 3,49                            | 6T14 = 9,24                    |
| <b>Terrasse</b>                                | Appuis  | 127,6           | 8,75                        | 7,54                            | 6T14 = 9,24                    |

|  |        |       |      |      |            |
|--|--------|-------|------|------|------------|
|  | Travée | 48,94 | 8,75 | 2,77 | 6T14= 9,24 |
|--|--------|-------|------|------|------------|

Tableau :VII.2. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

| Niveau                                   | section | Moment<br>(t.m) | A min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | A adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|--|---------|-----------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| RDC au<br>5 <sup>ème</sup>               | Appuis  | 136,25          | 8,75                        | 8,89                            | 5T16=10,05                  |
|  | Travée  | 54,75           | 8,75                        | 3,27                            | 6T14= 9,24                  |
| 6 <sup>ème</sup> au<br>11 <sup>ème</sup> | Appuis  | 132,54          | 8,75                        | 8,00                            | 6T16=12,06                  |
|  | Travée  | 49,64           | 8,75                        | 3,34                            | 6T14= 9,24                  |
| Terrasse                                 | Appuis  | 127,59          | 8,75                        | 7,50                            | 2T20+T16= 34,32             |
|  | Travée  | 48,40           | 8,75                        | 2,70                            | 3T20+6T16=9,11              |

Tableau VII.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

| Niveau                                   | section | Moment<br>(t.m) | A min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--|---------|-----------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| RDC au<br>5 <sup>ème</sup>               | Appuis  | 124,45          | 7                           | 9,35                            | 5T16=10,05                     |
|  | Travée  | 50,21           | 7                           | 4,02                            | 6T14= 9,24                     |
| 6 <sup>ème</sup> au<br>11 <sup>ème</sup> | Appuis  | 118,91          | 7                           | 9,08                            | 6T14= 9,24                     |
|  | Travée  | 48,09           | 7                           | 3,46                            | 6T14= 9,24                     |
| Terrasse                                 | Appuis  | 117,58          | 7                           | 9,02                            | 6T14= 9,24                     |
|  | Travée  | 46,87           | 7                           | 3,50                            | 6T14= 9,24                     |

Tableau VII.4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

| Niveau                                   | section | Moment<br>de calcul | A min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--|---------|---------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| RDC au<br>5 <sup>ème</sup>               | Appuis  | 121,77              | 7                           | 9,32                            | 5T16=10,05                     |
|  | Travée  | 49,81               | 7                           | 3,58                            | 5T16=10,05                     |
| 6 <sup>ème</sup> au<br>11 <sup>ème</sup> | Appuis  | 118,88              | 7                           | 9,07                            | 6T14=9,24                      |
|  | Travée  | 47,93               | 7                           | 3,44                            | 5T16=10,05                     |
| Terrasse                                 | Appuis  | 117,6               | 7                           | 9,03                            | 6T14= 9,24                     |
|  | Travée  | 47,01               | 7                           | 3,51                            | 5T16=10,05                     |

**VII.1.2.Vérifications:****VII.2.1.Poutres principale (35x50) cm<sup>2</sup> :****Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bx dx f_{t28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 45 \times 2,1/400 = 1,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes à l'état limite de service**

**Béton :** La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K_{\dots} y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{40,9 \times 10^3}{200118,08} \times 12 = 2,4 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.2.2Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 112,53 \times 10 / (35 \times 45) = 0,71 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**VII.2.3.Calcul les armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (1,43 ; 35 ; 14)$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (31,5,35 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (12,5 ; 14,4 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

**Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,71 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1,15} = 0,013 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,335; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,059 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,885 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**VII.2.4. Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75\text{cm}$$

### VII.3.Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 40,9 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62\text{cm}^2$$

#### Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 50,1y - 2024 = 0 \Rightarrow y = 11,9 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 200118,08\text{cm}^4$$

#### Vérification de la flèche :

$$M_{\text{tsmax}} = 103,6\text{KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 4,1 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 10,5\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,094 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,094 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0095 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### VII.2.5.Poutres secondaires (35x40) cm<sup>2</sup> :

#### Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23bxdf_{t28}/f_c = 0,23 \times 35 \times 36 \times 2,1/400 = 1,52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 107 \times 10 / (35 \times 36) = 0,84 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,84 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### VII.2.6.Calcul les armatures transversales :

#### Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (1,143 ; 35 ; 12)$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \end{array} \right.$$

$$St \leq \min(32,4 ; 40\text{cm}) = St \leq 35\text{cm}$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min(10 ; 16,8 ; 30\text{cm}) ; St = 10\text{ cm zone nodale}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 15\text{cm zone courante}$$

### Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,0333 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

### Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times S_t} \geq \max(0,42; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,42 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,42 \times b}{fe} = \frac{0,42 \times 35}{235} = 0,062 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2) : } \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,062 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{D'où } At \geq 0,93\text{cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

### VII.2.7. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot fe / 4 \cdot \tau_s$$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38\text{cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**Calcul des crochets :**

Crotchets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75\text{cm}$$

**VII.2.8. Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 41 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62\text{cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 50,1y - 2024 = 0 \Rightarrow y = 11,9 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 2200118,08 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K_1 \cdot y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{45,31 \times 10^3}{140083,22} \times 23,60 = 7,63 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 2,21 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$M_{\text{tsmax}} = 103,6 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 4,1 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,094 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,094 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**VII.3. Ferrailage des poteaux :****a- Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et 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

Combinaisons suivantes :

- 1<sup>ère</sup> Genre : 1,35G+1,5Q.....

- 2<sup>ème</sup> Genre :  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{\max}; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\ G+Q \pm E \dots\dots\dots (N_{\min}; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \end{array} \right.$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on  $(M_{\max}; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3$

$(\gamma_s, \gamma_b)$  Pour situation courante :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

$(\gamma_s, \gamma_b)$  Pour situation accidentelle :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

### b. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,9%** (zone III)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø** (zone III) La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone III.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales

**Tableau VII.5:** Armatures minimales pour les poteaux

| poteaux                 | $A_{\min}=0,9 \% \times S$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\max1}=4\% \times S$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\max2}=6\% \times S$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|--|--|--|
| (60x60) cm <sup>2</sup> | 32,4   | 144  | 216  |
| (55x55) cm <sup>2</sup> | 27,22  | 121  | 181,5  |
| (50x50) cm <sup>2</sup> | 22,5   | 100  | 150  |
| (45x45) cm <sup>2</sup> | 18,22  | 81   | 121,5  |
| (40x40) cm <sup>2</sup> | 14,4   | 64   | 96   |

### VII.3. 1.Exemple de calcul :

**Poteaux Sous-sol (55x55) cm<sup>2</sup>:**

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$$1) N_{\max}=342.44 \text{ t} ; M_{\text{cor}} = 2.816 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0082 \text{ m} = 0,82 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 342,44(0,495 - 0,55/2 + 0,0082) = 78.14 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 342,44 \text{ t} < 347.2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 78.14 \text{ t.m} < 640,83 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1=0$ ).

$$2) N_{\min} = 78,19 \text{ t} ; M_{\text{cor}} = 0,794 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,010 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 78.19(0,495 - 0,55/2 + 0,010) = 17,98 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 78,19 \text{ t} < 347.2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 17,98 \text{ t.m} < 39,31 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

$$3) M_{\max} = 7.543 \text{ t} ; N_{\text{cor}} = 109.21 \text{ T.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,06 .$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 109,21(0,495 - 0,55/2 + 0,06) = 30,57 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 109.21 \text{ KN} < 347.2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 30.57 \text{ t.m} < 77,25 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=0$ ).

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$$4) N_{\max} = 420,46 \text{ t} ; M_{\text{cor}} = 13,344 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,031 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 105,53 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 420,46 \text{ t} < 452,06 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 105,53 \text{ t.m} < 438,5 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4=0$ ) .

$$5) N_{\min} = 237,12 \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 4,264 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,017 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 56,19 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 237,12 \text{ t} < 452,06 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 56,19 \text{ t.m} < 250,5 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5=0$ ) .

$$6) M_{\max} = 23,519 \text{ t.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 73,76 \text{ t}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,31 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 39,09 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 73,76 \text{ t} < 452 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 39,09 \text{ t.m} < 43,98 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_6=0$ ) .

**Donc :**

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(\text{RPA})}, A_{\min(\text{BAEL})} )$$

Pour une section de béton (55x55) cm<sup>2</sup>

$$A_{\min(\text{R.P.A})} = 27,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(\text{RPA})}, A_{\min(\text{BAEL})}) = \max$$

$$(0,00; 0,00 ; 0,00 ; 0,00; 0,00; 0,00; 27,22; 3,3 \dots) = 27,22 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T20 et 8T16 = 28,64 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 217,83 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x \cdot d) = 217,83 \times 10^3 / (550 \times 495) = 0,80 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,80 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Calcul des armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 25 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute

- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

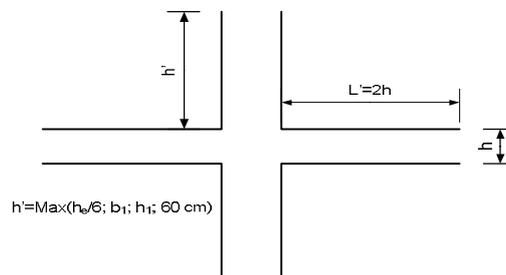
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**Espacement :**

D'après le R.P.A 99 / (version 2003), on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .



**Figure VI.1.** zone nodal

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \Phi_L = 30 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 2,8 / 0,5 = 3,92$$

$$\lambda_g = 3,92 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 3,5 \times 217,83 \times 10}{50 \cdot 235} = 5,8 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,05 > 5 : \Rightarrow 0,3 \% .$$

On adopte pour poteaux du sous-sol :  $\Phi_{trans} = 8\Phi 8$  soit  $S = 10 \text{ cm}$

**Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{6,28 \times 400}{55 \times 15} = 3,04 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{6,28 \times 400}{55 \times 10} = 4,56 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.2. Disposition constructive des armatures des nœuds :**

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

**02 U superposés**



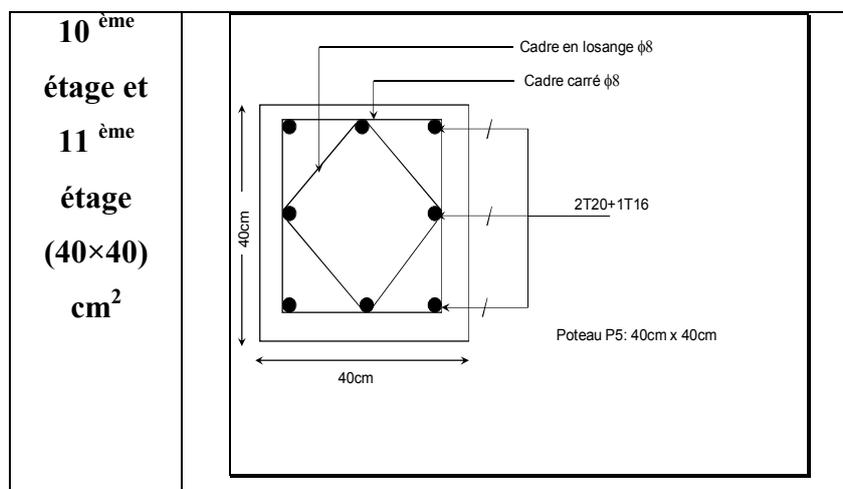
Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

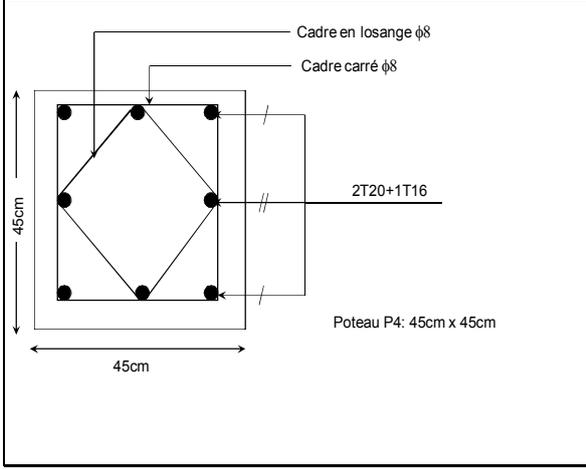
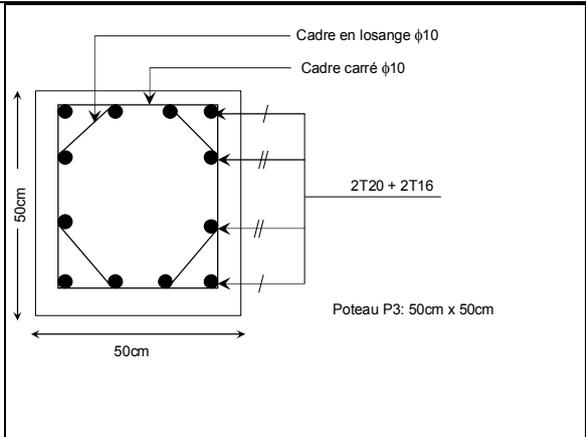
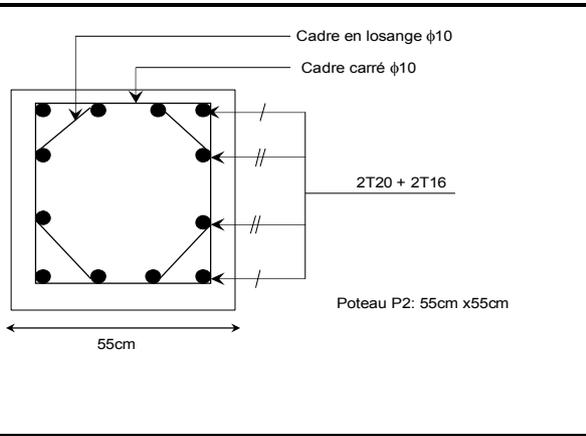
**Tableau :VII.6.** les sollicitations max et les armatures correspondants

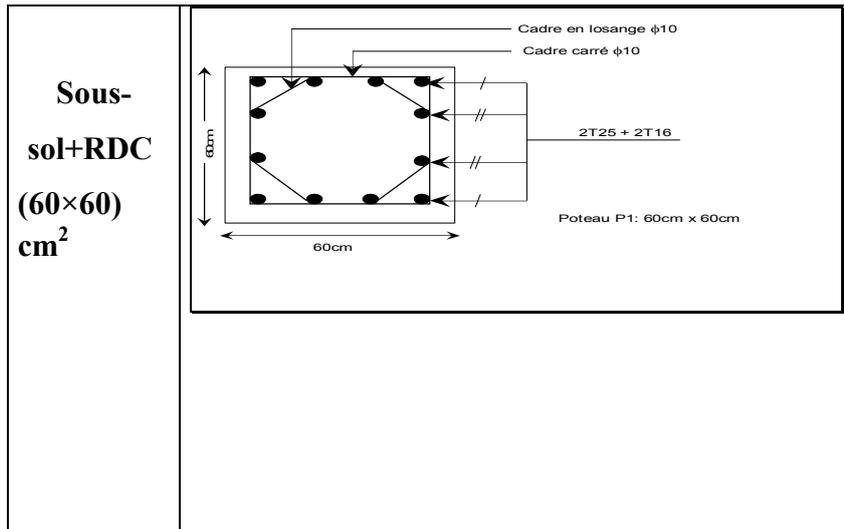
| Niveaux | Com bi. | 1 <sup>er</sup> genre |                         |   | 2 <sup>ème</sup> genre  |                           |                                       |  | A <sub>adoptée</sub> [cm <sup>2</sup> ] |
|---------|---------|-----------------------|-------------------------|---|-------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--|---|
|         |         | N <sub>u</sub> [t]    | M <sub>u</sub><br>[t.m] | A <sub>cal</sub> [<br>cm <sup>2</sup> ] | N <sub>ACC</sub><br>[t] | M <sub>ACC</sub><br>[t.m] | A <sub>sl</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] | A <sub>min</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] |   |
| Type 1  | A       | 467.15                | 0.517                   | 0                                       | 452.26                  | 4.453                     | 0                                     | 32.40                                  | 4T25+8T16                               |

|                                     |   |        |       |      |        |       |      |       |                      |
|-------------------------------------|---|--------|-------|------|--------|-------|------|-------|----------------------|
| (60 x 60)                           | B | 12.85  | 10.85 | 2.48 | 149.58 | 7.503 | 0    |       | = 35,72              |
|                                     | C | 12.85  | 10.85 | 2.48 | 135.42 | 39.42 | 0    |       |                      |
| Type 2<br>(55 x 55) cm <sup>2</sup> | A | 342.44 | 2,816 | 0    | 420.46 | 13.34 | 0    | 27,23 | 4T20+8T16<br>= 28,64 |
|                                     | B | 78.19  | 0.794 | 0    | 237.12 | 4.264 | 0    |       |                      |
|                                     | C | 109.21 | 7.543 | 0    | 73.76  | 23.51 | 0    |       |                      |
| Type 3<br>(50 x50) cm <sup>2</sup>  | A | 266.58 | 2.76  | 0    | 213.4  | 6.477 | 0    | 22,5  | 4T20+8T16<br>= 28,64 |
|                                     | B | 58.27  | 1.055 | 0    | 50.98  | 13.94 | 0.65 |       |                      |
|                                     | C | 107.75 | 5.86  | 0    | 28.75  | 19.35 | 6.14 |       |                      |
| Type 3<br>(45 x 45) cm <sup>2</sup> | A | 197.58 | 4.52  | 0    | 159.76 | 5.79  | 0    | 18,23 | 4T20+4T16<br>= 18,72 |
|                                     | B | 0.95   | 0.24  | 0    | 57.34  | 1.85  | 0    |       |                      |
|                                     | C | 77.4   | 11.55 | 0    | 33.65  | 15.52 | 5.87 |       |                      |
| Type 5<br>(40x40)cm <sup>2</sup>    | A | 104.34 | 4.22  | 0    | 83.25  | 4.17  | 0    | 14,4  | 4T20+4T16<br>= 18,72 |
|                                     | B | 1.521  | 0.613 | 0.31 | 29.99  | 2.84  | 0    |       |                      |
|                                     | C | 37.02  | 10.57 | 7,13 | 29.99  | 13.15 | 8.62 |       |                      |

Tableau VII.7: Ferrailages des poteaux



|   |   |
|---|---|
| <p><b>09<sup>ème</sup></b><br/><b>étage</b><br/><b>au</b><br/><b>7<sup>ème</sup> étage</b><br/><b>(45×45)</b><br/><b>cm<sup>2</sup></b></p> |  <p>Cadre en losange <math>\phi 8</math><br/>Cadre carré <math>\phi 8</math><br/>2T20+1T16<br/>Poteau P4: 45cm x 45cm</p>       |
| <p><b>06<sup>ème</sup></b><br/><b>étage</b><br/><b>au</b><br/><b>4<sup>ème</sup> étage</b><br/><b>(50×50)</b><br/><b>cm<sup>2</sup></b></p> |  <p>Cadre en losange <math>\phi 10</math><br/>Cadre carré <math>\phi 10</math><br/>2T20 + 2T16<br/>Poteau P3: 50cm x 50cm</p>  |
| <p><b>1<sup>ème</sup></b><br/><b>étage</b><br/><b>au</b><br/><b>3<sup>ème</sup> étage</b><br/><b>(55×55)</b><br/><b>cm<sup>2</sup></b></p>  |  <p>Cadre en losange <math>\phi 10</math><br/>Cadre carré <math>\phi 10</math><br/>2T20 + 2T16<br/>Poteau P2: 55cm x 55cm</p> |





***Chapitre VII:***  
***Ferraillage des voiles de  
contreventement***

## 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.

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.

## 2. 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 déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

### a. 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).

### b. 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.

### c. 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;
- $0.8G \pm E$  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.

### 3. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MxV}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{MPa}$$

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 (03) cas:

#### 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:  $A_{\min} = 0.15xexL$

#### Deuxième cas:

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcul 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:  $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$ , on ferraille avec la section minimale;

-Si:  $A_v > A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$ , on ferraille avec  $A_v$ .

### 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.

#### a. 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.

#### b. 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%.

#### c. 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 12mm. 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 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20mm et de 8mm dans le cas contraire.

#### d. Armatures de couture

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.

#### 4. Ferrailage des voiles

##### 4.1. Exemple de calcul

###### a. Epaisseur de calcul

$$e = h_e / 25 = 4.08 / 25 = 16.32 \text{ cm}$$

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

$$A = (e \times 4.55) + (0.60)^2 \times 2 = (0.20 \times 4.55) + (0.60)^2 \times 2 = 0.91 + 0.72 = 1.63 \text{ m}^2$$

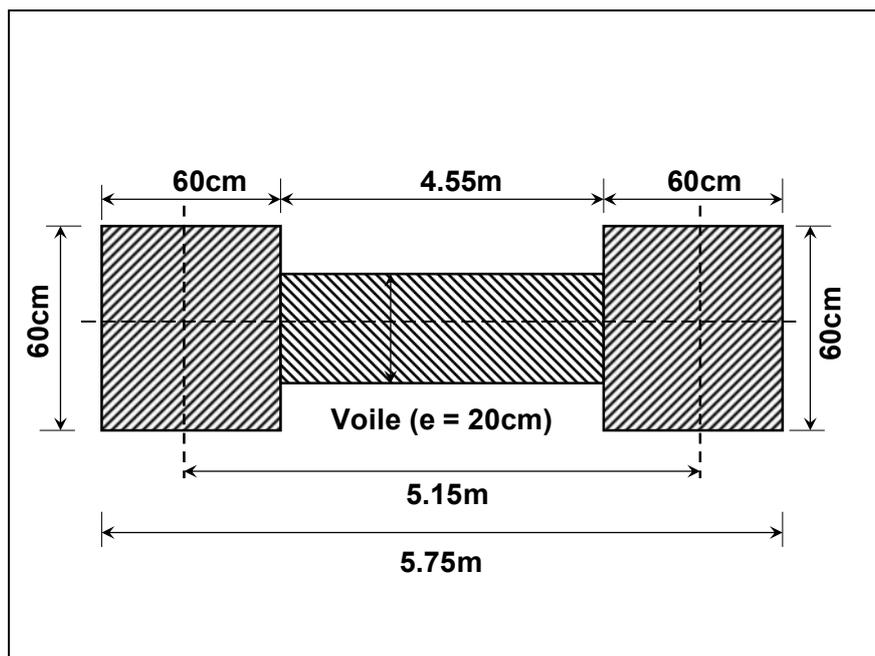


Figure 1: Dimensions du voile

$$I = e.L^3 / 12 = 0.2 \times (4.55)^3 / 12 = 1.57 \text{ cm}^4$$

$$V = 0.60 + 4.55 / 2 = 2.87 \text{ m}$$

$$A = 1.63 \text{ m}^2$$

$$I = 1.57 \text{ m}^4$$

$$V = 2.87 \text{ m}$$

$$N = 17.5 \text{ t}$$

$$M = 0.35t.m$$

$$V_u = 0.040t$$

### b. Détermination des contraintes

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MxV}{I} = \frac{17.5 \times 10}{1.63} + \frac{0.35 \times 10 \times 2.87}{1.57} = 107.36 + 6.40 = 113.76 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MxV}{I} = \frac{17.5 \times 10}{1.63} - \frac{0.35 \times 10 \times 2.87}{1.57} = 107.36 - 6.40 = 100.96 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

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)

### c. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1m$ )

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times 1m = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### d. Diamètre des armatures

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte:  $\phi = 20 \text{ mm}$

### e. Espacement des armatures

Selon le BAEL 91, on a:

$$S_t \leq \min \{2e, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \min \{1.5e; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc:  $S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$  On adopte un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12**  $\Rightarrow A_s = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$ .

#### f. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12**;  $A_s = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm.

#### g. Calcul des armatures transversales

D'après le C.B.A.93 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins; on prend donc **4T10 par m<sup>2</sup>**.

#### h. Vérification des contraintes de cisaillement

**Selon le BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{0.40 \times 10}{100 \times 0.9 \times 20} = 0.0022 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.25 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0022 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

**Selon le RPA 99/2003:**

$$\tau_b = \frac{T}{bxd} = \frac{1.4 \times 0.40 \times 10}{100 \times 0.9 \times 20} = 0.0031 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.0031 \text{MPa} < \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

### 5. Disposition des armatures

#### 5.1. Armatures verticales

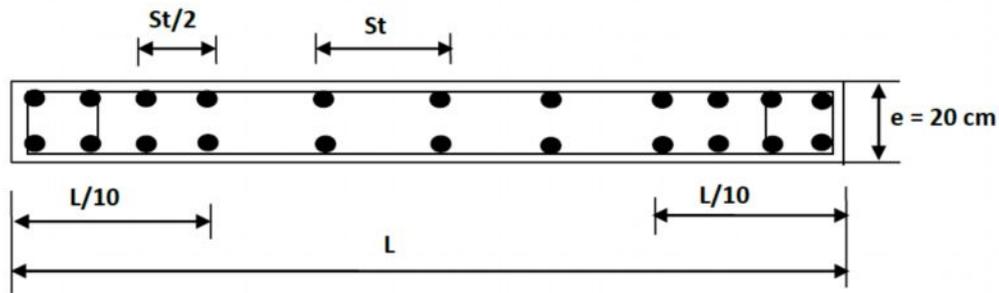
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur nu 30cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a  $St = 20\text{cm} \rightarrow St/2 = 10\text{cm} < 20\text{cm}$ .....Condition vérifiée.

$$L = 455\text{cm} \Rightarrow L/10 = 45.5\text{cm}$$



**Figure 2:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### 5.2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

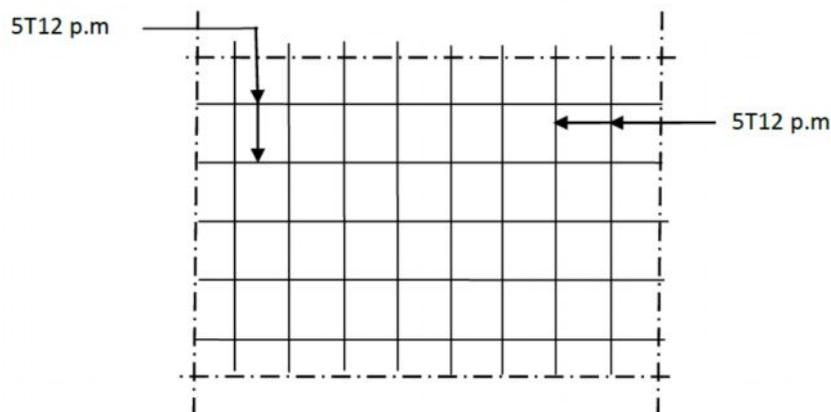
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$ .

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### 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.



**Figure 3:** Disposition du ferrailage du voile



***Chapitre VIII:***  
***Etude de l'infrastructure***

**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.

**IX2. 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  $\geq 15\text{cm}$ ;
- 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  $e = 20\text{cm}$ , la hauteur du voile périphérique  $h = 3.00\text{m}$  et on fait le calcul pour une bande de 1m de largeur:

- Q: Surcharge d'exploitation  $Q = 4\text{kN/m}^2$ ;
- $\gamma$ : Poids volumique de la terre  $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi$ : Angle de frottement interne du sol  $\phi = 30$  et  $c = 0.02\text{kN/m}^2$
- $K_a$ : Coefficient de poussée des terres:
- $$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2.c.\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

On a:  $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$\cos(\beta - \lambda) = \cos(0^\circ) = 1$$

$$K'_a = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = \tan 2(45^\circ - 15^\circ) - 2 \times 0.2 \tan(45^\circ - 15^\circ) = 0.102$$

**IX.2.1. 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 :**

$$p_1 = K_a \gamma x h = 0.102 \times 1.8 \times 3 = 0.55 \text{ t/ml}$$

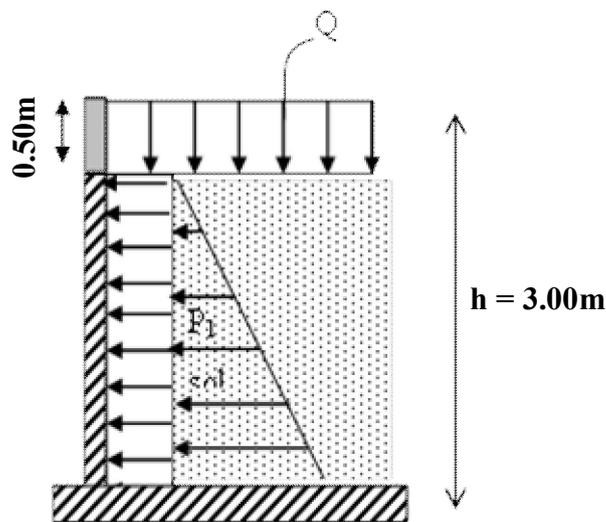
**b. Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$p_2 = K'_a x q x h = 0.102 \times 0.40 \times 3 = 0.12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $k'_a \cdot \phi$  et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

**c. Charge pondérée :**

$$Q_u = 1.35 p_1 + 1.5 p_2 = 1.35(0.55) + 1.5(0.12) = 0.92 \text{ t/ml}$$



**Figure 1:** Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

**IX.2.2. Calcul des sollicitations :**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3 - 0.50 = 2.50 \text{ m} \\ L_y = 4.55 - 0.60 = 3.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.50}{3.95} = 0.63 > 0.4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0.61 \\ \nu = 0(ELU) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.435 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x x q x L_x^2 = 0.0849 \times 0.92 \times (2.50)^2 = 0.49 \text{ t.m} \\ M_{0y} = \mu_y x M_{0x} = 0.435 \times 0.49 = 0.21 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 0.49 = 0.42 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 0.21 = 0.18 \text{ t.m} \end{cases}$$

Vérification:

$$M_{ty} = 0.18 \text{ t.m} > \frac{M_{tx}}{4} = \frac{0.42}{4} = 0.11 \text{ t.m}$$

### IX.2.3. Calcul du ferrailage :

- Sens x:

$M_{tx} = 0.42 \text{ t.m}$ ;  $b = 1.00 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times x(d)^2 \times b} = \frac{0.42 \times 10^4}{14.20 \times (18)^2 \times 100} = 0.0091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A' s = 0 \\ \beta = 0.995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.42 \times 10^4}{0.995 \times (18) \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens-y:

$M_{ty} = 0.18 \text{ t.m}$ ;  $b = 1.00 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times x(d)^2 \times b} = \frac{0.18 \times 10^4}{14.20 \times (18)^2 \times 100} = 0.0039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A' s = 0 \\ \beta = 0.998 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.18 \times 10^4}{0.998 \times (18) \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

- Sens  $L_y$ :

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{y\min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{y\min} = 8 \times h = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{ical}}; A_{\text{min RPA}}; A_{\text{min BAEL}}) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 / \text{ml} \Rightarrow A_y = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_x$ :

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{x\min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{x\min} = A_{y\min} \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 2x \left( \frac{3-0.61}{2} \right) = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min RPA}}; A_{\text{min BAEL}}) = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 / \text{ml} \Rightarrow A_{ix} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### IX.2.4. Vérifications :

a. Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0.61 > 0.4$  donc:

$$\begin{cases} V_x = Q_u x \frac{L_x}{2 \left( 1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 0.92x \frac{2.5}{2 \left( 1 + \frac{0.61}{2} \right)} = 0.88t \\ V_y = Q_u x \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 0.92x \frac{2.5}{3} = 0.77t < V_x = 0.88t \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 0.88t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{d \times b_0} = \frac{0.88 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0.049 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = \frac{0.2x f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} < \tau_{\text{ultime}} = 3.33 \text{ MPa}$  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 :

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0.61 \\ \nu = 0.2(ELS) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

$$Q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 0.55 + 0.12 = 0.67 \text{ t / ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x x q x L_x^2 = 0.0870 \times 0.67 \times (2.50)^2 = 0.36 t.m \\ M_{0y} = \mu_y x M_{0x} = 0.4672 \times 0.36 = 0.17 t.m \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont:  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 x M_{0x} = 0.85 \times 0.36 = 0.31 t.m \\ M_{ty} = 0.85 x M_{0y} = 0.85 \times 0.17 = 0.14 t.m \end{cases}$

• **Sens x:**

a. Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 x A_s x (d - y) &= 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 x 5.65 (18 - y) = 0 \\ 50 y^2 - 84.75 y + 1525.5 &= 0 \Rightarrow y = 6.09 cm \end{aligned}$$

b. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x y^3 + 15 x A_s x (d - y)^2 = \frac{100}{3} (6.09)^3 + 15 x 5.65 x (18 - 6.09)^2 = 15786.07 cm^4$$

c. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.31 \times 10^4}{15786.07} \times 6.09 = 1.19 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.19 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right); \text{ fissuration préjudiciable}$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration pour HA,  $\phi \geq 6$  mm;  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 21} \right) = \min (266.67; 201.63) = 201.63 MPa$$

$$\sigma_{st} = n x \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 x \frac{0.31 \times 10^4}{15786.07} \times (18 - 6.09) = 35.08 MPa$$

$$\sigma_{st} = 35.08 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 MPa ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

**Sens-y:**

a. Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 x A_s x (d - y) &= 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 x 5.65 (18 - y) = 0 \\ 50 y^2 - 84.75 y + 1525.5 &= 0 \Rightarrow y = 6.09 cm \end{aligned}$$

b) Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}xy^3 + 15xA_sx(d-y)^2 = \frac{100}{3}(6.09)^3 + 15 \times 5.65 \times (18-6.09)^2 = 15786.07 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.14 \times 10^4}{15786.07} \times 6.09 = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = nx \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \times \frac{0.14 \times 10^4}{15786.07} \times (18-6.09) = 15.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrillé en deux nappes avec **5T12/ml** ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ) chacune est avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20cm**.

### IX.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.

Notre terrain a une contrainte admissible de 1,5bars et un ancrage de 4 m.

- 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. Ferrillage 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 facilité de réalisation.

**IX.3.1 Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Radier général.

**IX.3.2 Définition du radier :**

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à 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 du 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 du sol  $\cong$  poids total de la structure).

**IX.3.3 Pré dimensionnement du radier :**

a) Calcul du débordement :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = N_{\text{ser}} = 5299,02\text{t}$$

$$S \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 5299,02/15 = 353,26 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 439,02\text{m}^2$ .

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement:

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,36 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 21,44 \text{ cm} \leq d \leq 26,8 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 24,12 \text{ cm} \\ h = d + c = 24,12 + 5 = 29,12 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Rightarrow V_u = \frac{16,49 \times 5,36}{2} = 44,21 \text{ t} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{7242,21}{439,02} = 16,49 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \\ q_u = 17,05 \times 1\text{m} = 17,05\text{t.m} \\ d \geq \frac{44,21 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,29 \text{ m} \\ \tau_u = \frac{44,21}{100 \times 24} = 0,018 < 0,06f_{c28} = 1,5 \quad \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm,  $h_r = 50 \text{ cm}$ .

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 59,55 \leq h \leq 89,33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm}; d = 72 \text{ cm}; b = 45 \text{ cm} \\ L : \text{ la poutre maximale d'une poutre de libage, } L = 3,69 \text{ m} \end{array} \right.$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

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 :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ = 2,5[(0,45 \times 439,02) + (0,8 \times 0,45 \times 37,52)] = 527,66 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 5299,02 + 527,66 = 5826,68 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 13,27 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 :  $I = bh^3/12 = 0,003645 \text{ m}^4$  ;

**K** : Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,00128}{500 \times 0,35}} = 5,75 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,67 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,027 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$L_{max}$  : portée maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5299,02}{439,02} = 12,07 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 11,07 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en «  $m^2$  » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 11,07 \text{ t/m}^2$$

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 = 4,08 m ;

$f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 439,02 \times 4,08 = 2686,80 \text{ t}$$

$$\rightarrow N_u = 7242,21 \text{ t} \geq 2686,80 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

### IX.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.

#### IX.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) (cours béton armé BAEL 91).

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 :  $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

**IX.3.4.2 Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{7242,21}{439,02} = 16,49 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5299,02}{439,02} = 12,07 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

**IX.3.4.3 Calcul du ferrailage :**

a) Détermination des efforts :

**Tableau IX.1 :** Les moments fléchissant suivant les 2 sens. Les efforts à l'ELU  $\nu = 0$

| L <sub>x</sub><br>(m) | L <sub>y</sub><br>(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) |
| 4,55                  | 4,76                  | 0,95     | 0,0410  | 9,39        | 7,98        | 3,28        | 0,8875  | 8,33        | 7,08        | 2,91        |

Les efforts à l'ELS  $\nu = 0,2$

| L <sub>x</sub><br>(m) | L <sub>y</sub><br>(m) | $\alpha$ | Sens x  |                |                |                | Sens-y  |                |                |                |
|-----------------------|-----------------------|----------|---------|----------------|----------------|----------------|---------|----------------|----------------|----------------|
|                       |                       |          | $\mu_x$ | $M_0$<br>(t.m) | $M_t$<br>(t.m) | $M_a$<br>(t.m) | $\mu_y$ | $M_0$<br>(t.m) | $M_t$<br>(t.m) | $M_a$<br>(t.m) |
| 4,55                  | 4,76                  | 0,95     | 0,0483  | 11,06          | 9,40           | 3,87           | 0,9236  | 10,21          | 8,68           | 3,57           |

b) Calcul des armatures :

- Suivant  $L_x$  :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,98 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,98 \times 10^4}{0,983 \times 40,5 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T14 p.m = 7,70 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,28 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,28 \times 10^4}{0,993 \times 40,5 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T12 p.m = 4,52 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.

• Suivant  $L_y$ :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,08 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,08 \times 10^4}{0,985 \times 40,5 \times 348} = 5,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12 p.m = 5,65 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,91 \times 10^4}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,91 \times 10^4}{0,994 \times 40,5 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T12p.m = 4,52 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

• Sens-y :

$$A_y = 5,09 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 4 \text{ cm} ; \text{ Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

• Sens-x :

$$A_x = 5,75 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4,1 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :  $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$  *Condition vérifiée*

#### IV.3.4.4 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  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$L_s = 49,3\phi = 49,3 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

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 :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(49,3 \text{ cm} ; 73 \text{ cm}) = 73 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(49,3 \text{ cm} ; 36,5 \text{ cm}) = 49,3 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

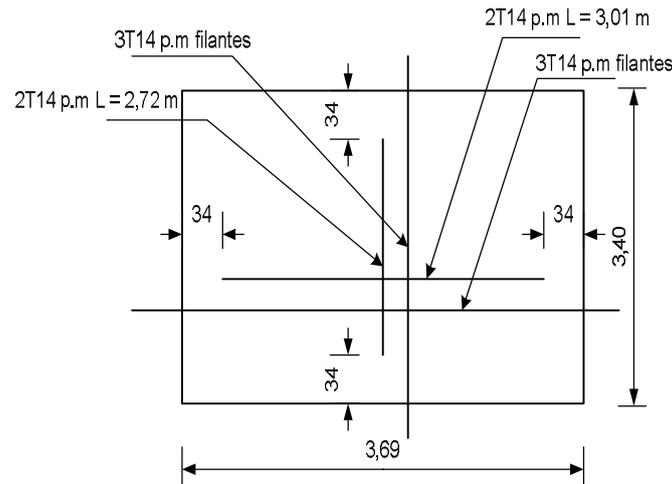


Figure IX.2.armatures inferieur (en travée)

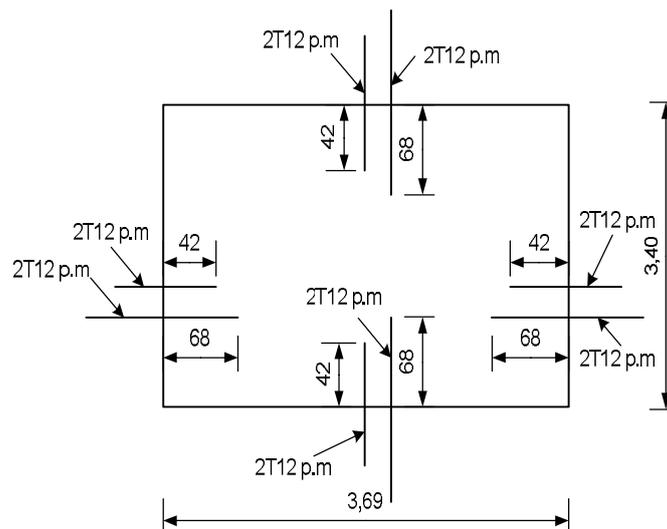


Figure IX.3 armatures supérieures (sur appuis )

#### IX.3.4.5 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise 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 longitudinale :

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 :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \frac{11,07}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,55^2}{3 \times 4,76^2} \right) 4,55 + \left( 1 - \frac{4,55^2}{3 \times 4,76^2} \right) 4,55 \right] \\ &= 35,02 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{35,02 \times 4,76^2}{8} = 99,18 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 84,30 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{84,30 \times 10^4}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,255 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9875 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{84,30 \times 10^4}{0,9875 \times 72 \times 348} = \frac{34,07 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \end{aligned} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{i\text{er}} \text{ lit : 3T25} \\ 2^{i\text{em}} \text{ lit : 3T25} \rightarrow A = 45,54 \text{ cm}^2 \\ 3^{i\text{em}} \text{ lit : 3T16} \end{cases}$$

- Sur appui :

**Tableau IX.2** : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

|                                     | Intermédiaire              | Rive                       |
|-------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| $M_a \text{ (t.m)}$                 | $= 0,5 \times M_0 = 49,59$ | $= 0,3 \times M_0 = 29,75$ |
| $\mu \rightarrow \beta$             | 0,15 $\rightarrow$ 0,9925  | 0,090 $\rightarrow$ 0,953  |
| $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$         | 19,94                      | 12,45                      |
| $A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$ | 3T25 + 3T20 = 24,15        | 3T14 + 3T20 = 14,04        |

b) Sens transversal:

b.1) Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 11,07 \times 4,55 = 33,57 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{33,57 \times 4,55^2}{8} = 86,87 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 73,84 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73,84 \times 10^4}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,989 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{73,84 \times 10^4}{0,989 \times 72 \times 348} = 29,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 3T25 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 3T20 \rightarrow A = 33,57 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 3T16 \end{cases}$

- Sur appuis :

**Tableau IX. 3** : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

|                                     | Intermédiaire              | Rive                        |
|-------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| $M_a \text{ (t.m)}$                 | $= 0,5 \times M_0 = 36,92$ | $= 0,35 \times M_0 = 25,84$ |
| $\mu \rightarrow \beta$             | 0,111 $\rightarrow$ 0,9945 | 0,078 $\rightarrow$ 0,959   |
| $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$         | 14,81                      | 10,75                       |
| $A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$ | 3T20 + 3T16 = 20,60        | 3T16 + 3T16 = 18,71         |

### IX.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_c) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas  $h_a = 80 \text{ cm}$  (vérifiée), et par conséquent les armatures de peau ne sont nécessaires .

- a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{33,37 \times 4,55}{2} = 75,91 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{75,91 \times 10}{45 \times 72} = 0,23 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{22,8; 16; 30\} = 16 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

- c) Espacement :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right\} = \min\{20; 19,2\} = 19,2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, **4T10** soit 3,14 cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Rightarrow 1,64 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

# *Conclusion générale*

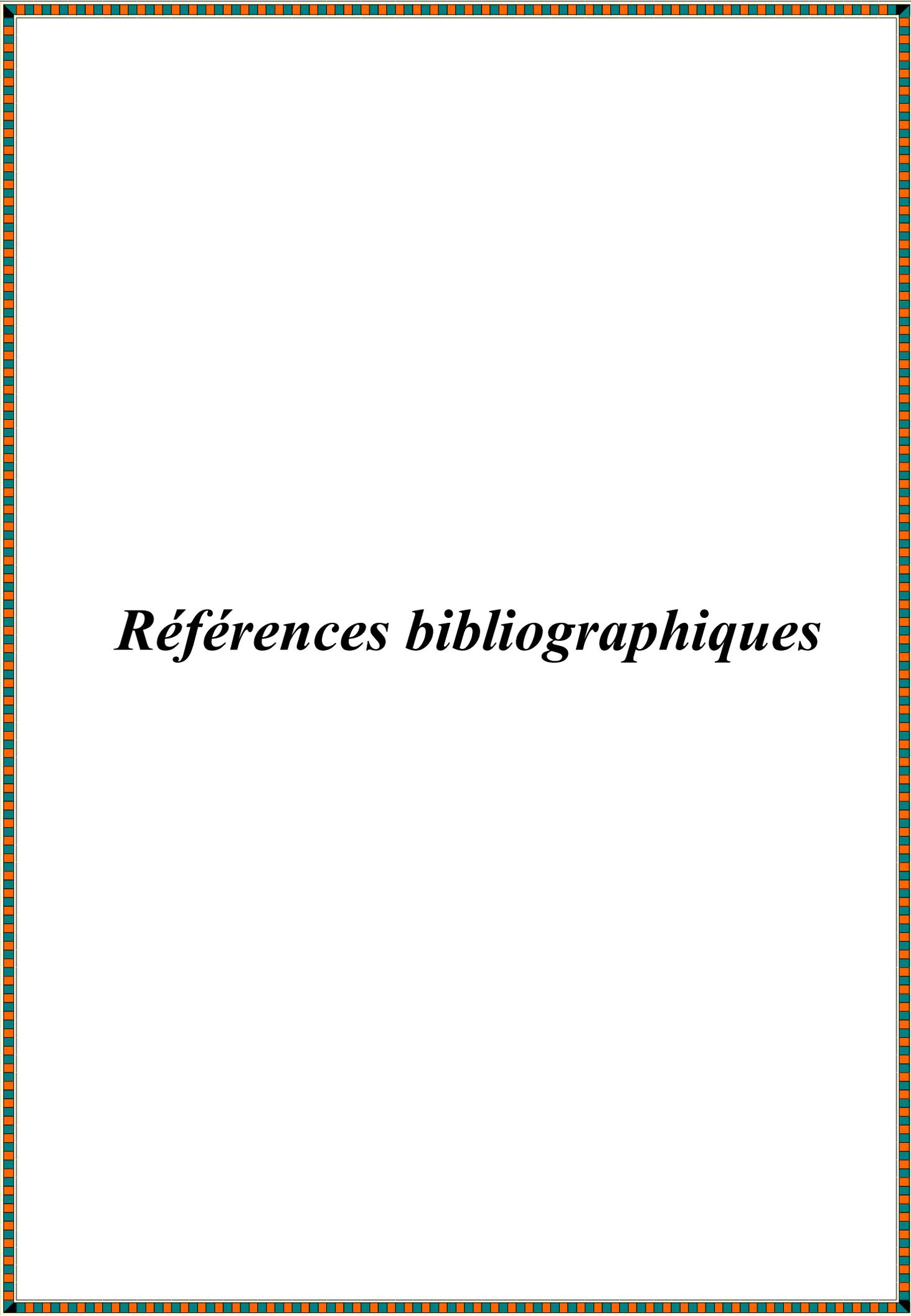
## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

Cette petite expérience acquise nous a incité non seulement à connaître toutes les étapes pour l'étude d'un bâtiment, mais aussi à utiliser de nouvelles méthodes conçues dans le domaine du Génie civil.

Ce mémoire nous a aussi permis de savoir que l'élaboration d'un projet ne doit pas être seulement basée sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance et la cohérence avec le côté pratique et de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction. Il fait partie d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, et Les techniciens chargés du suivi.

Enfin, ce qu'il faut bien retenir, c'est de bien concevoir avant de passer aux calculs.



# *Références bibliographiques*

## Références bibliographiques

- ☞ **Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougin**
- ☞ **Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003"**
- ☞ **Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2**
- ☞ **Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton  
banché « D.T.R.-B.C.-2.42 »**
- ☞ **Mémoires de fin d'étude:**
  - **Présenté par: BOUKHARCHA F. ET FADHEL A .**  
**Etude d'un bâtiment en béton armé R+8 a usage multiple a Alger  
année 2016/2017**
  - présenté par : M<sup>lle</sup> MESSAH Z.**  
**Etude d'un bâtiment R+10 en béton arme année 2011/2012**
- Logiciel:**
  - ☞ **logiciel SAP 2000 version 2014.0.0**
  - ☞ **logiciel socotec.**