

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

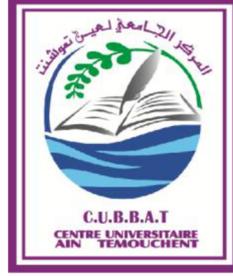
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

Etude d'un bâtiment R+9 + sous-sol + entresol à usage multiple.

Présenté Par :

✓ BEGOUG Mohammed EL Amine

Devant le jury composé de :

M^{me} LAZIZI

CUBBAT (Ain Témouchent) Présidente

M^{me} ATTIA

CUBBAT (Ain Témouchent) Examinatrice

M^{me} MAROUF Hafida

CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur

Année universitaire

2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mme MAROUF Hafida pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Je remercie mes parents, mes frères, sœurs et toute ma famille pour leur soutien. Sans leurs encouragements, je n'aurais pu mener à bien ce travail.

Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Dédicaces

*Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce
modeste travail à :*

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études
jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir
devenir ce que je suis, merci mes parents.*

Mon très cher frère et mes sœurs Oussama, Amina et Fatima

Toute ma famille sans exception BEGOUG et HADJADZI

Tous mes amis : Yamna, Miloud, Mokhtar, Karim, Ahmed et Tarek.

Tous ceux qui nous sont très chers.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol et entre sol et un rez-de-chaussée + 9 étages ayant une forme régulière en plan. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ETABS 9.6.0 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, ETABS 9.6.0, RPA99, CBA93

Abstract :

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and between ground and a ground floor + 9 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

The third part deals with the dynamic study of the structure made by the calculation software ETABS 9.6.0 in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).

The last part concerns the calculation of reinforcement of the different resistant elements of the structure (columns, beams, walls) and the foundations.

Key words : Building, reinforced concrete, ETABS 9.6.0, RPA99, CBA93.

المخلص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض يتكون من طابق سفلي وبين الطابق الأرضي والطابق الأرضي + 9 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و C.B. A 93)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة) يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ETABS 9.6.0 من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي). الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) والأساسات. **الكلمات المفتاحية:** البناء، الخرسانة المسلحة، ETABS 9.6.0، RPA99، CBA93.

Sommaire :

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

| | |
|---|---|
| 1. Introduction..... | 1 |
| 2. Implantation et présentation de l'ouvrage..... | 1 |
| 3. Données géotechniques du site | 1 |
| 4. Caractéristiques géométriques..... | 1 |
| 5. Conception de la structure | 2 |
| 5.1. Ossature de l'ouvrage..... | 2 |
| 5.2. Plancher..... | 2 |
| 5.3. Escaliers..... | 3 |
| 5.4. Maçonnerie..... | 3 |
| 5.5. Revêtement..... | 3 |
| 6. Caractéristiques des matériaux | 3 |
| 6.1. Béton | 3 |
| 6.1.1. Les constituant du béton..... | 4 |
| 6.1.2. Dosages | 4 |
| 6.1.3. Résistance..... | 4 |
| 6.1.4. Module de déformation longitudinale..... | 5 |
| 6.1.5. Coefficient de poisson | 5 |
| 6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton | 6 |
| 6.1.7. La contrainte de compression à l'ELU | 6 |
| 6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS | 6 |
| 6.2. L'acier | 7 |
| 6.2.1. Définition | 7 |
| 6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés | 7 |
| 6.2.3. Contraintes limites des aciers..... | 7 |
| 7. Les hypothèses de calcul | 8 |

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

| | |
|---|----|
| 1. Introduction | 9 |
| 2. Evaluation des charges et surcharges | 9 |
| 3. Prédimensionnement | 13 |
| 3.1. Plancher..... | 13 |
| 3.1.1. Plancher à corps creux..... | 13 |
| 3.1.2. Plancher à dalle pleine..... | 14 |
| 3.2. Poutres..... | 14 |
| 3.3. Poutrelles..... | 16 |
| 3.4. Les voiles..... | 16 |
| 3.5. Les escaliers..... | 17 |
| 3.6. L'acrotère..... | 18 |

| | |
|-----------------------|----|
| 3.7. Les poteaux..... | 18 |
|-----------------------|----|

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| 1. Introduction | 23 |
| 2. Calcul des plancher | 23 |
| 2.1.Plancher corps creux..... | 23 |
| 2.1.1. Poutrelles..... | 23 |
| 2.1.1.1. Différents types de poutrelles | 24 |
| 2.1.1.2. Evaluation des charges..... | 25 |
| 2.1.1.3. Calcul des sollicitations des poutrelles..... | 25 |
| 2.1.1.4. Calcul des moments..... | 25 |
| 2.1.1.5. Evaluation des efforts tranchants..... | 27 |
| 2.1.1.6. Ferrailage des poutrelles | 32 |
| 2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression..... | 37 |
| 2.2.Plancher dalle pleine..... | 38 |
| 2.2.1.Méthode de calcul..... | 38 |
| 2.2.1.1. Détermination des moments..... | 38 |
| 2.2.1.2. Calcul des armatures..... | 38 |
| 3. Etude de l'acrotère..... | 41 |
| 4. Etude de balcon..... | 44 |
| 5. Etude des escaliers..... | 47 |
| 6. Etude de poutre palière..... | 52 |

Chapitre 4 : Etude sismique

| | |
|--|----|
| 1. Introduction..... | 56 |
| 2. Combinaison d'action | 56 |
| 3. Modélisation de la structure étudiée..... | 57 |
| 3.1.Modélisation mathématique..... | 57 |
| 3.2.Description du logiciel ETABS | 57 |
| 3.3.Modélisation des éléments structuraux..... | 57 |
| 4. Méthode de calcul | 58 |
| 5. La méthode statique équivalente | 58 |
| 6. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme | 58 |
| 7. La méthode d'analyse modale spectrale | 58 |
| 7.1.Détermination du paramètre du spectre de réponse..... | 59 |
| 7.2.Spectre de réponse de calcul | 62 |
| 8. Modélisation..... | 62 |
| 8.1.Justification vis-à-vis l'estimation de la p.f..... | 62 |
| 8.2.Nombre de modes à considérer | 64 |
| 8.3.Justification vis-à-vis la force sismique..... | 65 |
| 8.4.Justification vis-à-vis la sollicitation normale..... | 66 |
| 8.5.Vérification de déplacement..... | 67 |

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

| | |
|----------------------|----|
| 1. Introduction..... | 71 |
|----------------------|----|

| | |
|---|----|
| 2. Hypothèses de calculs..... | 71 |
| 3. Ferrailage des poteaux | 71 |
| 3.1. Combinaisons spécifiques de calcul | 71 |
| 3.2. Exemple de calcul du ferrailage..... | 72 |
| 3.2.1. Calcul de ferrailage longitudinal..... | 72 |
| 3.2.2. Calcul de ferrailage transversal..... | 75 |
| 3.3. Schéma de ferrailage des poteaux | 77 |
| 4. Ferrailage des poutres | 78 |
| 4.1 Combinaisons spécifiques de calcul | 78 |
| 4.2 Recommandation du RPA99 version 2003..... | 79 |
| 4.3 Poutre Principale..... | 79 |
| 4.4 Poutre secondaire..... | 83 |
| 5. Ferrailage des voiles | 85 |
| 5.1. Voile de contreventement | 85 |
| 5.1.1. Introduction..... | 85 |
| 5.1.2. Rôle de contreventement..... | 86 |
| 5.1.3. Sollicitation de calcul..... | 86 |
| 5.1.4. La méthode de calcul..... | 86 |
| 5.2. Voile périphérique | 89 |

Chapitre 6 : Etude des fondations

| | |
|---|-----|
| 1. Introduction | 93 |
| 2. Modélisation des fondations..... | 93 |
| 3. Reconnaissance du sol..... | 93 |
| 4. Combinaisons d'actions à considérer..... | 94 |
| 5. Choix du type des fondations..... | 94 |
| 5.1. Vérification des semelles isolées..... | 94 |
| 5.2. Vérification des semelles filantes..... | 95 |
| 5.3. Radier général..... | 97 |
| 5.3.1. Pré dimensionnement..... | 97 |
| 5.3.2. La modélisation..... | 98 |
| 5.3.3. Les vérifications nécessaires du radier..... | 98 |
| 6. Calcul le Ferrailage..... | 101 |
| 6.1. Ferrailage de la dalle de radier..... | 101 |
| 6.1.1. Schéma de ferrailage..... | 104 |
| 6.2. Ferrailage des nervures..... | 105 |
| 6.2.1. Ferrailage longitudinal..... | 105 |
| 6.2.2. Ferrailage transversal..... | 106 |
| 6.2.3. Schéma de ferrailage..... | 107 |
| 7. Etude des longrines..... | 107 |
| 7.1. Introduction..... | 107 |
| 7.2. Calcul du ferrailage..... | 108 |

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des Figures :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

| | |
|--|---|
| Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation..... | 2 |
| Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton..... | 6 |
| Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS..... | 7 |
| Figure 1.4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers..... | 8 |

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

| | |
|---|----|
| Figure 2.1 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse..... | 9 |
| Figure 2.2 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux..... | 10 |
| Figure 2.3 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine..... | 11 |
| Figure 2.4 : Plancher à corps creux..... | 14 |
| Figure 2.5 : Dimension des poutres principales..... | 15 |
| Figure 2.6 : Dimension des poutres secondaires..... | 15 |
| Figure 2.7. Poutrelle..... | 16 |
| Figure 2.8 : Coupes des voiles en élévation..... | 16 |
| Figure 2.9 : Composantes d'un escalier..... | 17 |
| Figure 2.10. Dimension de l'acrotère..... | 19 |
| Figure 2.11 : poteau le plus sollicité..... | 19 |

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| Figure 3.1 : Section d'une poutrelle..... | 23 |
| Figure 3.2 : Schéma statique de la poutrelle type 1..... | 25 |
| Figure 3.3 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELU)..... | 28 |
| Figure 3.4 : Diagramme des efforts tranchants typ1 de l'étage courant (ELU)..... | 28 |
| Figure 3.5 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELS)..... | 28 |
| Figure 3.6 : Diagramme des moments typ1 de l'étage commercial (ELU)..... | 28 |
| Figure 3.7 : Diagramme des efforts tranchants type1 de l'étage commercial (ELU)..... | 28 |
| Figure 3.8 : Diagramme des moments typ1 de l'étage commercial (ELS)..... | 28 |
| Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchants type2 de terrasse (ELU)..... | 29 |
| Figure 3.10 : Diagramme des moments typ2 de terrasse (ELU)..... | 29 |
| Figure 3.11 : Diagramme des moments typ2 de terrasse (ELS)..... | 29 |
| Figure 3.12 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage courant (ELU)..... | 29 |
| Figure 3.13 : Diagramme des moments typ2 de l'étage commercial (ELU)..... | 29 |
| Figure 3.14 : Diagramme des moments typ2 de l'étage courant (ELS)..... | 30 |
| Figure 3.15 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage commercial (ELU)..... | 30 |
| Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELU)..... | 30 |
| Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELU)..... | 30 |
| Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELS)..... | 30 |
| Figure 3.19 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELU)..... | 30 |
| Figure 3.20 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage courant (ELU)..... | 31 |

| | |
|--|-----|
| Figure 3.21 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELS)..... | 31 |
| Figure 3.22 : Diagramme des moments typ3 de l'étage commercial (ELU)..... | 31 |
| Figure 3.23 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage commercial..... | 31 |
| Figure 3.24 : Diagramme des moments typ3 de l'étage commercial (ELS)..... | 31 |
| Figure 3.25 : ferrailage de la dalle de compression..... | 38 |
| Figure 3.26 : schéma de l'acrotère..... | 41 |
| Figure 3.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 44 |
| Figure 3.28 : Schéma statique du balcon -type1-..... | 44 |
| Figure 3.29 : Schéma statique du balcon -type2-..... | 44 |
| Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de balcon type 1 et 2..... | 47 |
| Figure 3.31 : Schéma de l'escalier à 2 volées..... | 47 |
| Figure 3.32 : Schéma statique de l'escalier a ELU..... | 47 |
| Figure 3.33 : Schéma statique de l'escalier à ELS..... | 49 |
| Figure 3.34 : Schéma de l'escalier à 2 volées..... | 51 |
| Figure 3.35 : Schéma statique de l'escalier a ELU..... | 52 |
| Figure 3.36 : Schéma statique de l'escalier à ELS..... | 52 |
| Figure 3.37 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers..... | 52 |
| Figure 3.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 54 |
| Chapitre 4 : Etude sismique | |
| Figure 4.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS 9.6.0..... | 57 |
| Figure 4.2 . Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA) | 62 |
| Figure 4.3 : Disposition des poteaux modèle initial (sans voile) | 63 |
| Figure 4.4 : Disposition des voiles « Variante 1 »..... | 63 |
| Figure 4.5 : Disposition des voiles « Variante 2 »..... | 63 |
| Figure 4.6 : Disposition des voiles « Variante 3 »..... | 64 |
| Figure 4.7 : Disposition des voiles « Variante 4 »..... | 64 |
| Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux | |
| Figure 5.1 : Schémas de ferrailage des Poteaux..... | 77 |
| Figure 5.2 : Section du Voile étudié..... | 88 |
| Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du voile..... | 89 |
| Figure 5.4 : schéma du voile périphérique..... | 90 |
| Figure 5.5 : Ferrailage du voile périphérique..... | 92 |
| Chapitre 6 : Etude des fondations. | |
| Figure 6.1 : Le logiciel de calcul utilisé SAFE 12.3.2..... | 93 |
| Figure 6.2 : Vue d'une semelle isolée..... | 94 |
| Figure 6.3 : Schéma d'une Semelle filante..... | 95 |
| Figure 6.4 : Dimensions du radier..... | 98 |
| Figure 6.5 : Modélisation et Déformations de radier..... | 98 |
| Figure 6.6 : réaction de la structure à l'ELS..... | 99 |
| Figure 6.7 : Radier nervuré avec débordement de 1 m..... | 99 |
| Figure 6.8 : réaction de la structure à l'ELS après l'ajout de débord..... | 100 |
| Figure 6.9 : déplacement maximale Z_{max} de la structure à l'ELS | 100 |
| Figure 6.10 : Ferrailage de la dalle du radier..... | 105 |
| Figure 6.11 : Schéma de ferrailage des nervures..... | 107 |
| Figure 6.12 : Schéma de ferrailage de la longrine..... | 108 |

Liste des tableaux :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

| | |
|---|---|
| Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers..... | 7 |
|---|---|

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

| | |
|---|---|
| Tableau 2.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux..... | 9 |
|---|---|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant..... | 10 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau RDC..... | 10 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.4 : Charge due aux planchers en dalle pleine de niveau s.sol..... | 11 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 2.5 : Charge due aux balcons à dalle pleine..... | 11 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.6 : Charge du palier..... | 12 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 2.7 : Charge du paillasse..... | 12 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.8 : Charge permanente du mur extérieur..... | 12 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 2.9 : Charge permanente du mur intérieur..... | 13 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 2.10 : Epaisseur du voile..... | 17 |
|---|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 2.11 : récapitulatif des sections des poteaux..... | 22 |
|---|----|

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles..... | 24 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles..... | 24 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.3 : Evaluation des charges des planchers..... | 25 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 3.4 : Récapitulatif des sollicitations obtenues de l'ETABS à L'ELU /ELS..... | 32 |
|---|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 3.5 : Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS..... | 32 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles..... | 36 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.7 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles..... | 37 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.8 : calcul de ferrailage de l'acrotère..... | 43 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau 3.9 : section d'armatures des balcons..... | 46 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.10 : section d'armatures d'escalier type 1..... | 51 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.11 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS..... | 52 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 3.12 : section d'armatures d'escalier type 2..... | 52 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau.3.13 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple..... | 53 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau.3.14 : Vérification des contraintes de compression dans le béton..... | 54 |
|--|----|

Chapitre 4 : Etude sismique

| | |
|--|----|
| Tableau 4.1 : coefficient d'accélération A..... | 59 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4) | 61 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage..... | 61 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.4 : les conditions des modes et de période calculé..... | 65 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.5 : les conditions des modes et de période calculé..... | 66 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.6 : Période et facteur de participation massique..... | 67 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques..... | 67 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau 4.8 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal..... | 68 |
| Tableau 4.9 : Valeurs du déplacement sens (x,x') | 68 |
| Tableau 4.10 : Valeurs du déplacement sens (y,y')..... | 68 |
| Tableau 4.11 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal) | 69 |
| Tableau 4.12 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal) | 69 |

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

| | |
|--|----|
| Tableau 5.1 : Ferrailage des poteaux longitudinal..... | 75 |
| Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux transversal..... | 77 |
| Tableau 5.3 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales..... | 79 |
| Tableau 5.4 : Calcul des armatures longitudinales des poutres principales a ELA..... | 80 |
| Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales..... | 82 |
| Tableau 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales..... | 83 |
| Tableau 5.7 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires..... | 84 |
| Tableau 5.8 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires..... | 84 |
| Tableau 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires..... | 85 |
| Tableau 5.8 : Les résultats des efforts normaux et moments fléchissant..... | 87 |
| Tableau 5.9 : Calcul du ferrailage du voile périphérique..... | 91 |
| Tableau 5.10 : vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS..... | 92 |

Chapitre 6 : Etude des fondations.

| | |
|---|-----|
| Tableau 6.1 : récapitulatif des moments exercés sur le radier..... | 101 |
| Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier..... | 104 |
| Tableau 6.3 : : Récapitulatif des moments pour les nervures..... | 105 |
| Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures..... | 105 |

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES :

A : coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B_r : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
C_r : charge de rupture
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
H_A : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_F : moment fléchissant totale
M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration

j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_l : charge linéaire
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_p : charge linéaire du palier
s : espacement
t : espacement ; période
x : abscisse
y : ordonnée
y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
Σ : Somme
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction générale :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lier aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en sous-sol + entresol + RDC+9 étages à usage multiple implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour Déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.6.0.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

Chapitre 1

*Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux*

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Implantation et présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 100 logements promotionnel se situe au nord de la ville d'Ain Temouchent à la rentrée principale venant d'Oran et El Maleh. Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9 + Entresol + sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Sous-sol et entresol destiné comme parking.
- RDC et premier étage à usage commercial.
- Du 2^{ème} au 9^{ème} étage à usage d'habitation (logements de type 2 F4 et 2 F5).
- Une terrasse inaccessible.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site :

Le laboratoire LGC OMEGA SOL a proposé une étude géotechnique de l'assiette réservée pour la réalisation de 100 logements promotionnel.

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques du Laboratoire, la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$.

Le terrain étudié est homogène, il est constitué essentiellement d'une roche de calcaire compact et très compact et le tuf calcaire blanchâtre, le tout est masqué d'une terre végétale et remblai d'une épaisseur allant à 1.60 m/TN du côté route menant vers El Maleh et devient plus important vers ouest du projet.

4. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur en plan -----27.90 m
- Largeur en plan-----21.20 m

- Hauteur totale (sans acrotère) -----38.08 m
- Hauteur d'étage courant-----3.06 m
- Hauteur de 1^{er} étage -----3.40 m
- Hauteur de RDC -----3.40 m
- Hauteur de sous-sol-----3.40 m
- Hauteur d'entre sol-----3.40 m

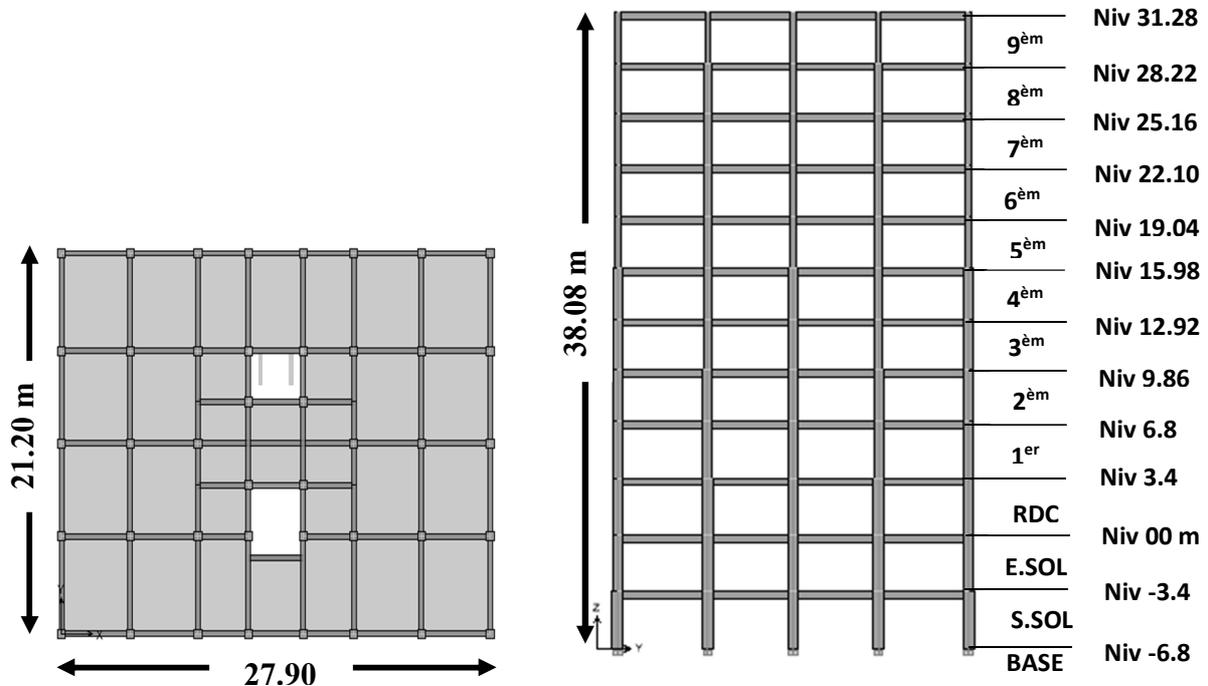


Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation.

5. Conception de la structure :

5.1. Ossature de l'ouvrage :

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

5.2. Plancher :

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.

- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- **Planchers dalle pleine :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le plancher du sous-sol est exceptionnellement en dalle pleine à cause de l'importance des charges (parking).

5.3. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

5.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs :**

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

5.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5.6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

6. Caractéristiques des matériaux :

6.1. Béton :

➤ Définition :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

➤ **Les avantages du béton :**

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ **Les inconvénients du béton :**

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

6.1.1. Les constituants du béton :

➤ **Ciment :**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

6.1.2. Dosages :

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

6.1.3. Résistance :

➤ **Résistance mécanique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de

diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \dots\dots(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa} \dots\dots(2) \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2.1. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

6.1.4. Module de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86\text{MPa}$.

6.1.5. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 5MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

6.1.6. La contrainte de compression à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{array} \right.$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $> 24\text{h}$

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1\text{h}$.

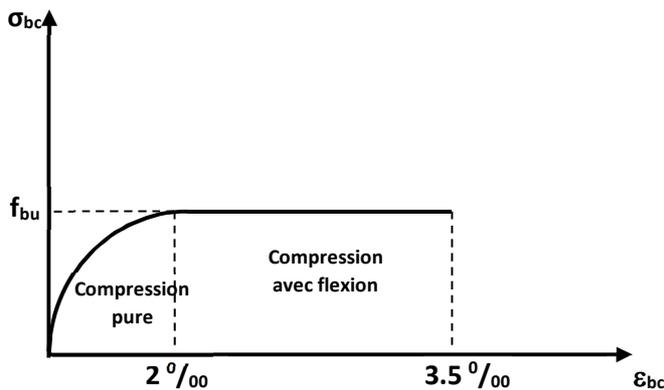


Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle (Figure 1.2)** est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

6.1.7. La contrainte de compression à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.4.5.2).}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

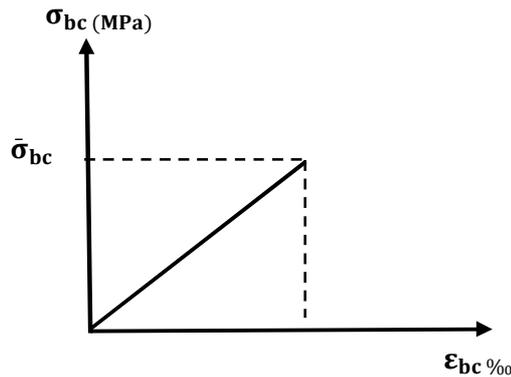


Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

6.2. L'acier :

6.2.1. Définition :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Résistance à la Rupture | Allongement relatif à la Rupture [%] | Coefficient de fissuration | Coefficient de [ψ] scellement |
|--------------------|-----------------------------------|---------|------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Aciers en Barre | Rond lisse FeE235 | R L | 235 | 410-490 | 22 ‰ | 1 | 1 |
| | Haute adhérence FeE400 | H A | 400 | 480 | 14 ‰ | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TLE520 (Φ<6) | T S | 520 | 550 | 8 ‰ | 1,3 | 1 |

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.

6.2.3. Contraintes limites des aciers :

- **L'état limite ultime :**

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_c = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ En situation durable.

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ En situation accidentelle.

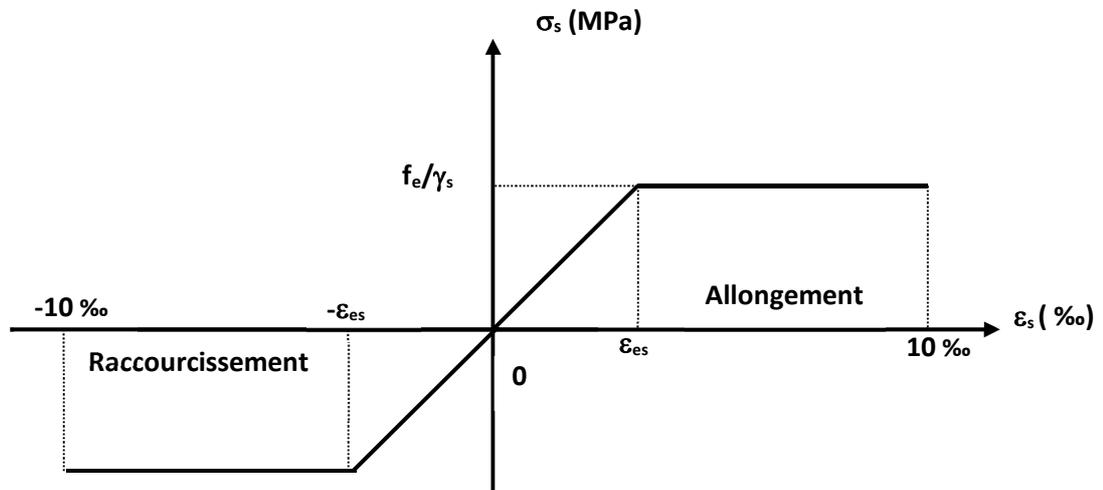


Figure 1.4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

- **L'état limite de service :**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_c ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_c ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = f_c / \gamma_s \end{cases}$$

7. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
 - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement et descente des charges

1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

2. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

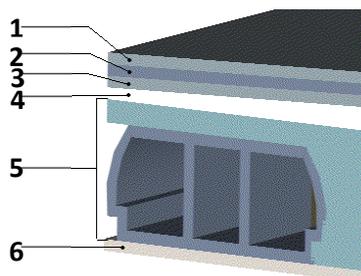


Figure 2.1 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | $e(\text{m})$ | $G(\text{Kg/m}^2)$ |
|------------------------------|-----------------------------|---------------|--------------------|
| Protection gravillon | 1700 | 0.05 | 85 |
| Etanchéité multicouche | 600 | 0.02 | 12 |
| Forme de pente | 2200 | 0.1 | 220 |
| Isolation thermique en liège | 400 | 0.04 | 16 |
| Dalle en corps creux (16+5) | / | 0.21 | 280 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 |
| G | 633 kg/m² | | |
| Q | 100 kg/m² | | |

Tableau 2.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

- **Plancher étage courant :** (usage habitation)

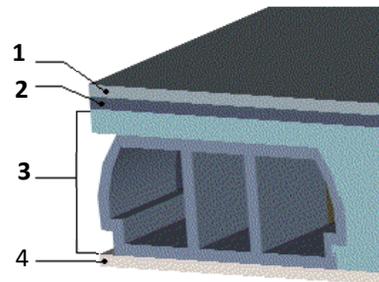


Figure 2.2 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|-----------------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Carrelage | 2200 | 0.02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0.02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0.2 | 36 |
| Dalle en corps creux (16+5) | / | 0.21 | 280 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 |
| Cloisons intérieures | 1000 | 0.1 | 100 |
| G | 520 kg/m ² | | |
| Q | 150 kg/m ² | | |

Tableau 2.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

- **Plancher RDC :**

| | RDC (commerce) |
|----------|-----------------------|
| G | 520 kg/m ² |
| Q | 500 kg/m ² |

Tableau 2.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau RDC.

- **Plancher sous-sol en dalle pleine :**(parking)

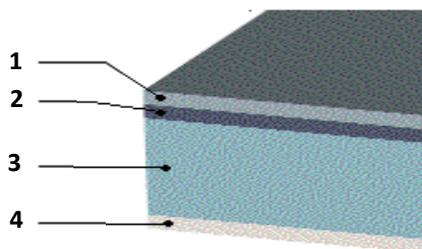


Figure 2.3 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine.

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|----------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Carrelage | 2200 | 0.02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0.02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0.2 | 36 |
| Dalle pleine 15 cm | 2500 | 0.15 | 375 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 |
| Cloisons intérieures | 1000 | 0.1 | 100 |
| G | 615 kg/m ² | | |
| Q | 250 kg/m ² | | |

Tableau 2.4 : Charge due aux planchers en dalle pleine de niveau s.sol.

- **Balcon :**

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|-----------------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Carrelage | 2200 | 0.02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0.02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0.2 | 36 |
| Dalle pleine 15 cm | 2500 | 0.15 | 375 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 |
| Cloisons + enduit de ciment | / | 0.1 | 162 |
| G | 520 kg/m ² | | |
| Q | 350 kg/m ² | | |

Tableau 2.5 : Charge due aux balcons à dalle pleine.

- **Escalier :**

- a) **Palier :**

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|--------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Carrelage | 2200 | 0.02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0.02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0.2 | 36 |
| Dalle pleine 15 cm | 2500 | 0.15 | 375 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 |
| G | 515 kg/m ² | | |
| Q | 250 kg/m ² | | |

Tableau 2.6 : Charge du palier.

b) Volée (pailleasse) :

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) | |
|--------------------|-----------------------|----------------|-----------------------|----|
| Carrelage | Horizontal | 2200 | 0.01 | 22 |
| | Vertical | 2200 | 0.01 | 22 |
| Mortier de pose | Horizontal | 2000 | 0.01 | 20 |
| | Vertical | 2000 | 0.01 | 20 |
| Lit de sable | 1800 | 0.2 | 36 | |
| Dalle pleine 15 cm | 2500 | 0.15/cos 32.52 | 444 | |
| Poids des marche | 2200 | 0.17/2 | 187 | |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0.02 | 20 | |
| Garde de corp | / | / | 100 | |
| G | 871 kg/m ² | | | |
| Q | 250 kg/m ² | | | |

Tableau 2.7 : Charge du pailleasse.

• Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture.

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Enduit extérieur | 1200 | 0.02 | 24 |

| | | | |
|-------------------------|-------------------------|------|-----|
| Brique creuses | 900 | 0.15 | 135 |
| Brique creuses | 900 | 0.1 | 90 |
| Enduit intérieur | 1200 | 0.02 | 24 |
| G | 273 kg/m ² | | |
| 30 % d'ouverture | 191.1 kg/m ² | | |

Tableau 2.8 : Charge permanente du mur extérieur.

b) Murs intérieurs :

| Désignation | $\rho(\text{Kg/m}^3)$ | e(m) | G(Kg/m ²) |
|-------------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Enduit extérieur | 1200 | 0.02 | 24 |
| Brique creuses | 900 | 0.1 | 90 |
| Enduit intérieur | 1200 | 0.02 | 24 |
| G | 138 kg/m ² | | |

Tableau 2.9 : Charge permanente du mur intérieur.

3. Prédimensionnement :

3.1. Plancher :

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

3.1.1. Plancher à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ht telle que $ht = hcc + hdc$

Avec hcc et hdc : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

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

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{4.37}{25} \leq ht \leq \frac{4.37}{20} \Rightarrow 0.174 \text{ m} \leq ht \leq 0.22 \text{ m}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **21 cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ hauteur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

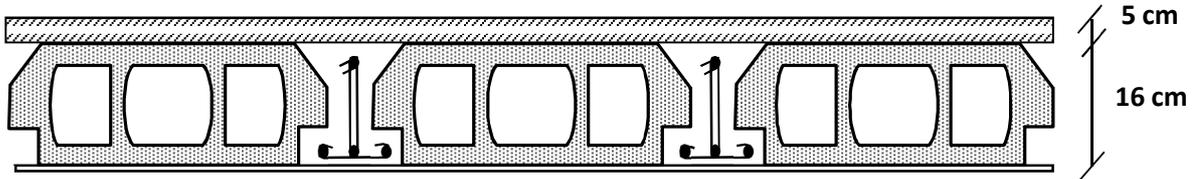


Figure 2.4 : Plancher à corps creux

3.1.2. Les planchers à dalle pleine :

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

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

- **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx / 40$.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 4.37 \text{ m} = 437 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{La dalle pleine : } 437/35 < e < 437/30 & \Rightarrow 14.28 < e < 16,66 \\ & \Rightarrow e = 15 \text{ cm.} \end{aligned}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

3.2. Poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

- **Poutres principales :**

On a :

$$L = 5.27 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{527}{15} \leq h \leq \frac{527}{10}$$

$$\Rightarrow 35.13 \leq h \leq 52.7$$

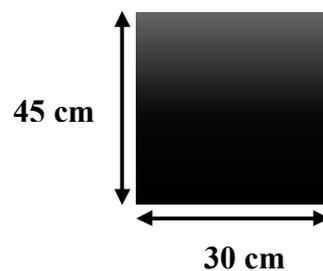


Figure 2.5 : Dimension des poutres principales.

On prend : h=45 cm et b=30 cm

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 art (7.5.1) qui sont les suivantes :

$$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Les poutres secondaires**

On a :

$$L = 4.37 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{437}{15} \leq h \leq \frac{437}{10}$$

$$\Rightarrow 29.13 \leq h \leq 43.7$$

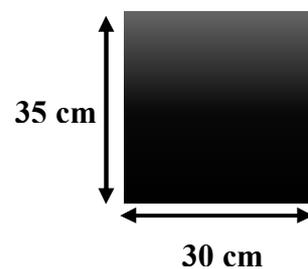


Figure 2.6 : Dimension des poutres secondaires.

On prend : h=35cm et b=30cm

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3. Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

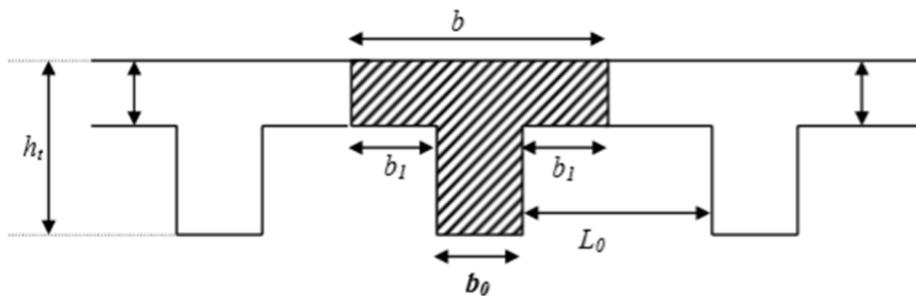


Figure 2.7. Poutrelle.

3.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fonctions et sont chargés et sont chargés de reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes. L'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15cm pour le sous-sol et les étages courants, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e On a les conditions suivantes à vérifier :

$$L \geq e \times 4$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur de voile.

e : l'épaisseur de mur voile

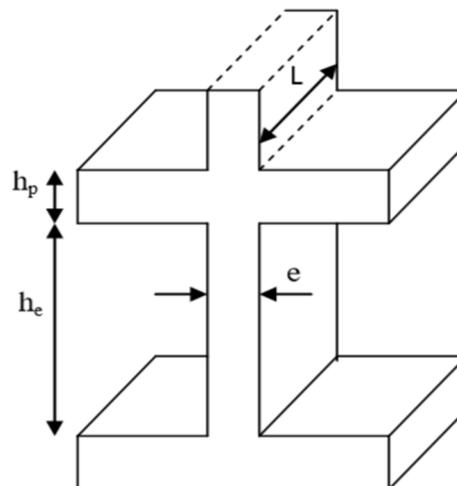


Figure 2.8 : Coupes des voiles en élévation

- Pour les voiles des sous-sols et entresol et RDC et 1^{er} étage:

$$a \geq \frac{340 - 21}{20}$$

$$a \geq 15.95 \text{ cm}$$

- Pour les voiles du 2^{ème} au 9^{ème} étages :

$$a \geq \frac{306 - 21}{20}$$

$$a \geq 14.25 \text{ cm}$$

| | |
|------------------------------|------------------|
| Pour tous les niveaux | Épaisseur |
| | 20 cm |

Tableau 2.10 : Epaisseur du voile.

3.5. L'escalier :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur.

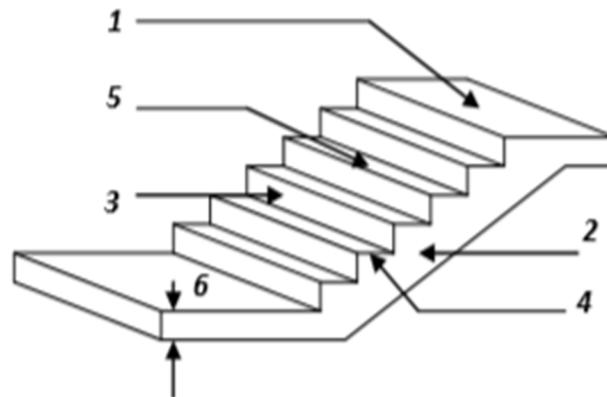


Figure 2.9 : Composantes d'un escalier.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

- Nombre de contremarche :

$$H_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$H_0 = 3.4 \text{ m}$$

On prend la hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$.

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

$$N_1 = H_0/h = 3.06/0.17 = 18 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

→ Donc : 9 contremarches par volée.

$$N_2 = H_0/h = 3.4/0.17 = 20 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

→ Donc : 10 contremarches par volée.

- **Nombre de marche :**

$$N_1 - 1 = 8 \text{ Marches par volée.}$$

$$N_2 - 1 = 9 \text{ Marches par volée.}$$

- **Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L_1 = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_2 = (10 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L_2 = 2.7 \text{ m}$$

- **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{1.70}{2.70} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- **Longueur de la pailasse :**

$$L_{p1} = \frac{1.53}{\sin \alpha_1} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_{p2} = \frac{1.7}{\sin \alpha_2} = 2.84 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier :**

$$\begin{aligned} \frac{L}{20} &\leq e \leq \frac{L}{15} \\ \Rightarrow \frac{240}{20} &\leq e_1 \leq \frac{240}{15} \\ \Rightarrow 12 &\leq e_1 \leq 16 \end{aligned}$$

On prend : $e_1 = 15 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{270}{20} &\leq e_2 \leq \frac{270}{15} \\ \Rightarrow 13.5 &\leq e_2 \leq 18 \end{aligned}$$

On prend : $e_2 = 15 \text{ cm}$

- **Epaisseur de palliase :**

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

3.6. L'acrotère :

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15) = 0.1 \text{ m}^2$$

$$G = 0.1 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml}$$

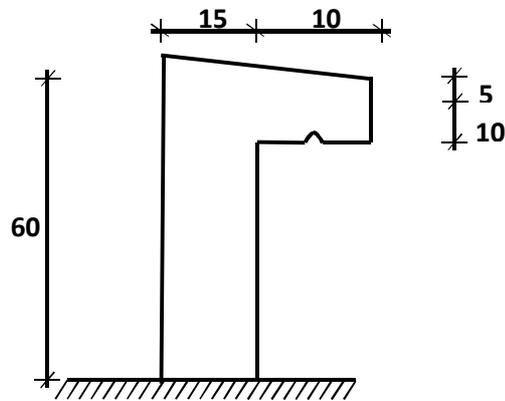


Figure 2.10. Dimension de l'acrotère.

3.6. Les poteaux :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Le pré dimensionnement s'effectue selon le cas la plus défavorable c'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Notre prédimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charges réparties sur une surface.

$$S = (2.15 + 2.185) \times (2.635 + 2.5)$$

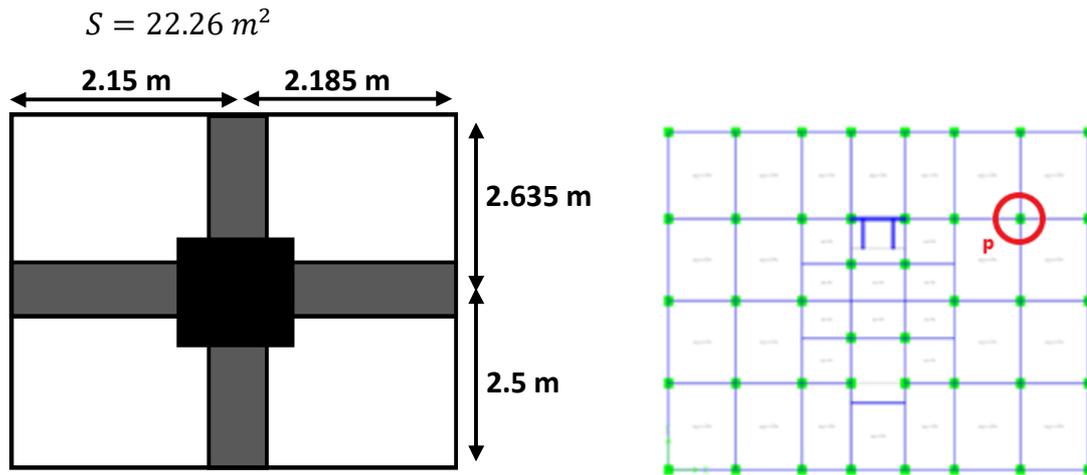


Figure 2.11 : poteau le plus sollicité.

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu' = Q \times S \times n$$

Avec :

Q : charge répartie 1t/m^2 .

n : nombre d'étage.

S : surface supportée.

- Pour le poteau du sous-sol :

$$Nu' = 1 \times 22.26 \times 12$$

$$Nu' = 267.12 \text{ t}$$

D'après les règles BAEL91 ; la section réduite Br est donnée par la formule suivante :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu'}{\frac{fbc}{0.9} + 0.85 \frac{fe}{\gamma_s} \times \frac{A}{Br}}$$

B : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$fbc = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow fbc = 14.17 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$fc28 = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24\text{h)}.$$

$$fe = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas général)}.$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

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

$$\beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée (stabilité vis à vis du flambement), on aura alors : $\beta = 1.2$ D'après les RPA99/Version2003 le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en Zone IIa, on peut prendre : $\frac{A}{Br} = 1\%$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 267.12 \times 10^{-2}}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15} \times 0.01}$$

$$Br \geq 0.229 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.229} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.5 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 55 \text{ cm}$$

- **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = b = 55 > 25$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = b = 55 > \left(\frac{340}{20} = 17\right)$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad \Rightarrow 1/4 < 1 < 4$$

\Rightarrow Toutes ces conditions sont vérifiées.

- **Vérification du poteau de sous-sol au flambement :**

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 762552.08 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec : } A = a \times b \text{ (Section du poteau).}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{762552.08}{3025}} = 15.88 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = 3.40 \text{ m}$$

$$l_f = 2.38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{238}{15.88}$$

$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 15.01 \text{ cm} < 55 \Rightarrow$ le flambement est vérifié

| Niveaux | n | Nu (MN) | Br(m ²) | a(cm) | Section (cm ²) | l ₀ (m) | λ(cm) | Observation |
|------------------------|----|---------|---------------------|-------|----------------------------|--------------------|-------|-------------|
| Sous-sol | 12 | 2.6712 | 0.229 | 0.50 | 55×55 | 3.40 | 15.01 | C.V |
| Entresol | 11 | 2.4486 | 0.215 | 0.48 | 55×55 | 3.40 | 15.01 | C.V |
| RDC | 10 | 2.226 | 0.20 | 0.47 | 50×50 | 3.40 | 16.49 | C.V |
| 1 ^{er} Étage | 9 | 2.0034 | 0.18 | 0.45 | 50×50 | 3.40 | 16.49 | C.V |
| 2 ^{ème} Étage | 8 | 1.7808 | 0.172 | 0.43 | 50×50 | 3.06 | 14.84 | C.V |
| 3 ^{ème} Étage | 7 | 1.5582 | 0.161 | 0.42 | 45×45 | 3.06 | 16.49 | C.V |
| 4 ^{ème} Étage | 6 | 1.3356 | 0.143 | 0.40 | 45×45 | 3.06 | 16.49 | C.V |
| 5 ^{ème} Étage | 5 | 1.113 | 0.135 | 0.38 | 45×45 | 3.06 | 16.49 | C.V |
| 6 ^{ème} Étage | 4 | 0.8904 | 0.114 | 0.39 | 40×40 | 3.06 | 18.55 | C.V |
| 7 ^{ème} Étage | 3 | 0.6678 | 0.10 | 0.34 | 40×40 | 3.06 | 18.55 | C.V |
| 8 ^{ème} Étage | 2 | 0.4452 | 0.09 | 0.31 | 40×40 | 3.06 | 18.55 | C.V |
| 9 ^{ème} Étage | 1 | 0.2226 | 0.071 | 0.29 | 35×35 | 3.06 | 21.20 | C.V |

Tableau 2.11 : récapitulatif des sections des poteaux

Chapitre 3

*Étude des éléments
secondaires*

1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers en corps creux et en dalles pleine et les balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

2. Calcul des plancher :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux et des planchers a dalle pleine.

2.1. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

2.1.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continue soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

➤ Méthode de Caquot :

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Comme la condition suivante $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de Caquot.

• Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive.
- $l' = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire.
- l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.
- l : la portée réelle de la travée.

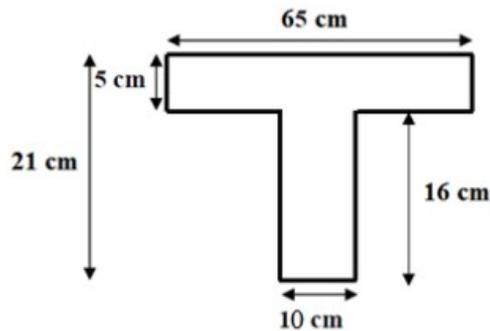


Figure 3.1 : Section d'une poutrelle.

• **Moment en travée :**

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

Avec :

- $M_0(x)$: le moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).
- M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée.

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

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

Avec :

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

• **Évaluation des efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} \quad ; \quad T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

2.1.1.1. Différents types de poutrelles :

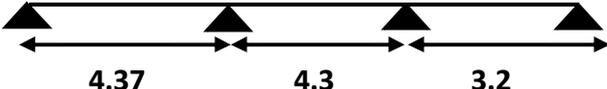
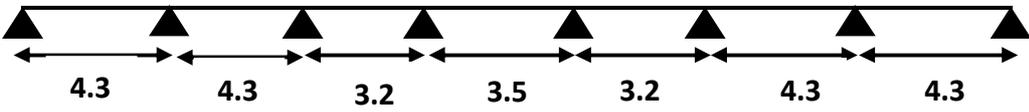
| Type | Schéma statique de poutrelles |
|--------|--|
| Type 1 |  |
| Type 2 |  |
| Type 3 |  |

Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

| Type de poutrelles | Conditions d'application de la méthode forfaitaire | Cause | Méthode adoptée |
|--------------------|--|---|-------------------|
| Type 1 et 2,3 | Non vérifiées | $\frac{L_i}{L_i + 1} \notin (0.8 ; 1.25)$ | Méthode de Caquot |

Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

2.1.1.2. Evaluation des charges :

| Type de plancher | G [kn/m ²] | Q [kn/m ²] | L (m) | ELU | ELS |
|-----------------------|------------------------|------------------------|-------|------|------|
| | | | | qu | qs |
| Terrasse inaccessible | 6.33 | 1 | 0.65 | 6,53 | 4,76 |
| Etage courant | 5.2 | 1.5 | 0.65 | 6,02 | 4,35 |
| Etage commercial | 5.2 | 5 | 0.65 | 9,44 | 6,63 |

Tableau 3.3 : Evaluation des charges des planchers.

2.1.1.3. Calcul des sollicitations des poutrelles :

Dans notre projet, on a 3 types de poutrelles, on prend la poutrelle « Type1 » pour plancher terrasse comme un exemple de calcul, les autres types seront calculés par le logiciel ETABS 9.6.0

2.1.1.4. Calcul des moments :

- Moments isostatiques :

$$M_0(x) = \frac{qul^2}{8}$$

$$A \text{ l'ELU} : \begin{cases} M_0^{AB} = 15.58 \text{ KN.M} \\ M_0^{BC} = 15.09 \text{ KN.M} \\ M_0^{CD} = 8.35 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS} : \begin{cases} M_0^{AB} = 11.36 \text{ KN.M} \\ M_0^{BC} = 11.01 \text{ KN.M} \\ M_0^{CD} = 6.09 \text{ KN.M} \end{cases}$$

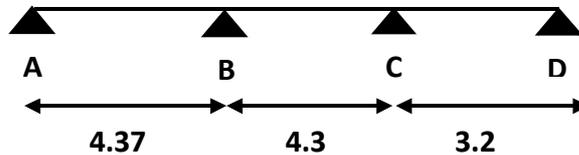


Figure 3.2 : Schéma statique de la poutrelle type

- Moments en appuis :

Appuis de rive :

$M_A = M_D = 0$ Le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$.

$$M_A = M_D = \begin{cases} A \text{ l'ELU} = -2.34 \text{ KN.M} \\ A \text{ l'ELS} = -1.70 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires :

Appuis B :

Calcul des longueurs fictives : $\begin{cases} l'_w = 4.37 \text{ m} \\ l'_e = 0.8 \times 4.3 = 3.44 \text{ m} \end{cases}$

$$M_B = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \begin{cases} A L'ELU = -\frac{6.53 \times (4.37^3 + 3.44^3)}{8.5 \times (4.37 + 3.44)} \\ A L'ELS = -\frac{4.76 \times (4.37^3 + 3.44^3)}{8.5 \times (4.37 + 3.44)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} A L'ELU = -12.21 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = -8.90 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Appuis C :

Calcul des longueurs fictives : $\begin{cases} l'_w = 0.8 \times 4.3 = 3.44 \text{ m} \\ l'_e = 3.2 \text{ m} \end{cases}$

$$M_c = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \begin{cases} A L'ELU = -\frac{6.53 \times (3.44^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.44 + 3.2)} \\ A L'ELS = -\frac{4.76 \times (3.44^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.44 + 3.2)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_c = \begin{cases} A L'ELU = -8.50 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = -6.19 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- Moments en travées :

Travée AB :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{4.37}{2} - \frac{12.21}{6.53 \times 4.37} = 1.76 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} A L'ELU = \frac{6.53 \times 1.76}{2} \times (4.37 - 1.76) \\ A L'ELS = \frac{4.76 \times 1.76}{2} \times (4.37 - 1.76) \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0(x_0) = \begin{cases} A L'ELU = 14.99 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 10.93 \text{ KN.M} \end{cases}$$

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

$$M_t = \begin{cases} A L'ELU = 14.99 - \left(\frac{1.76}{4.37}\right) \times 12.21 \\ A L'ELS = 10.93 - \left(\frac{1.76}{4.37}\right) \times 8.90 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \begin{cases} A L'ELU = 10.07 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 7.34 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Travée BC :

$$x^0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{4.3}{2} + \frac{12.21 - 8.50}{6.53 \times 4.3} = 2.28 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} A L'ELU = \frac{6.53 \times 2.28}{2} \times (4.3 - 2.28) \\ A L'ELS = \frac{4.76 \times 2.28}{2} \times (4.3 - 2.28) \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0(x_0) = \begin{cases} A L'ELU = 15.03 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 10.96 \text{ KN.M} \end{cases}$$

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

$$M_t = \begin{cases} A L'ELU = 15.03 - \left(1 - \frac{2.28}{4.3}\right)12.21 - \left(\frac{2.28}{4.3}\right)8.50 \\ A L'ELS = 10.96 - \left(1 - \frac{2.28}{4.3}\right)8.90 - \left(\frac{2.28}{4.3}\right)6.19 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \begin{cases} A L'ELU = 4.79 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 3.49 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Travée CD :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{3.2}{2} - \frac{8.50}{6.53 \times 3.2} = 1.19 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} A L'ELU = \frac{6.53 \times 1.19}{2} \times (3.2 - 1.19) \\ A L'ELS = \frac{4.76 \times 1.19}{2} \times (3.2 - 1.19) \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0(x_0) = \begin{cases} A L'ELU = 7.80 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 5.69 \text{ KN.M} \end{cases}$$

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

$$M_t = \begin{cases} A L'ELU = 8.08 - \left(1 - \frac{1.19}{3.2}\right)8.50 \\ A L'ELS = 5.9 - \left(1 - \frac{1.19}{3.2}\right)6.19 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \begin{cases} A L'ELU = 2.74 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 2.01 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2.1.1.5. Evaluation des efforts tranchants :

$$T_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

• **A L'ELU :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.53 \times 4.37}{2} - \left(\frac{12.21}{4.37}\right) = 11.47 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.53 \times 4.37}{2} - \left(\frac{12.21}{4.37}\right) = -17.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.53 \times 4.3}{2} - \left(\frac{-12.21 + 8.50}{4.3} \right) = 16.99 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.53 \times 4.3}{2} - \left(\frac{-12.21 + 8.50}{4.3} \right) = -11.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{6.53 \times 3.2}{2} - \left(\frac{8.50}{3.2} \right) = 7.80 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6.53 \times 3.2}{2} - \left(\frac{8.50}{3.2} \right) = -13.10 \text{ KN} \end{cases}$$

L'utilisation de logiciel ETABS :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

- **Poutrelles type 1 :**

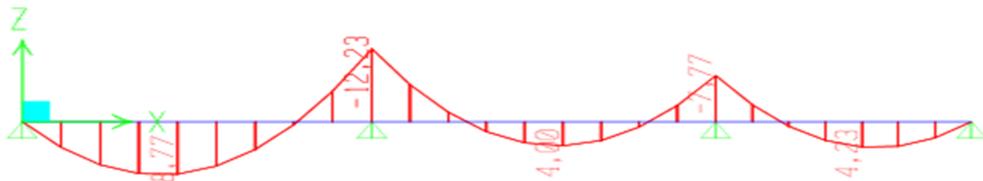


Figure 3.3 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELU)

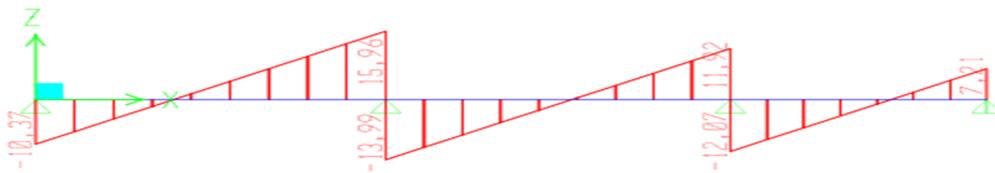


Figure 3.4 : Diagramme des efforts tranchants typ1 de l'étage courant (ELU)

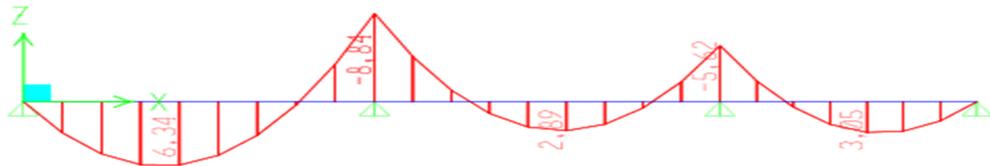


Figure 3.5 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELS)

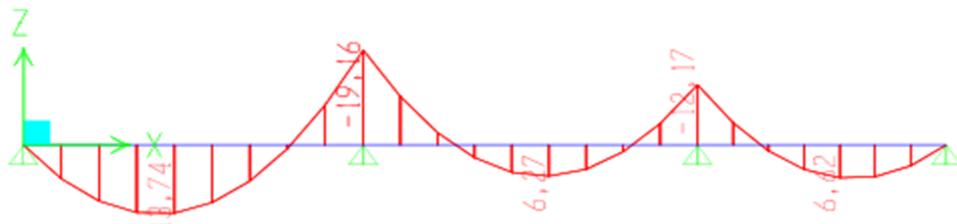


Figure 3.6 : Diagramme des moments typ1 de l'étage commercial (ELU)

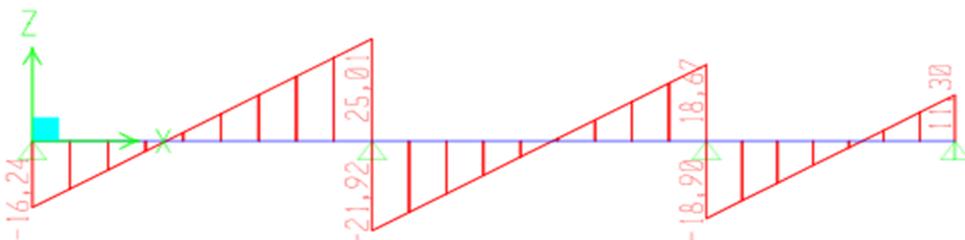


Figure 3.7 : Diagramme des efforts tranchants typ1 de l'étage commercial (ELU)

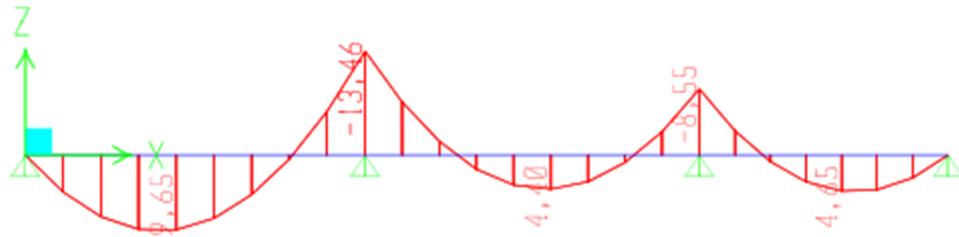


Figure 3.8 : Diagramme des moments typ1 de l'étage commercial (ELS)

• Poutrelles type 2 :

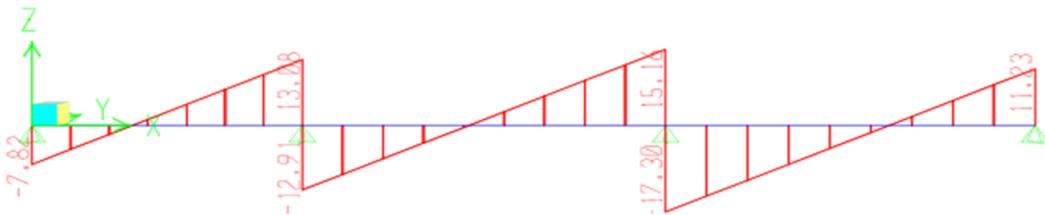


Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchants type2 de terrasse (ELU)

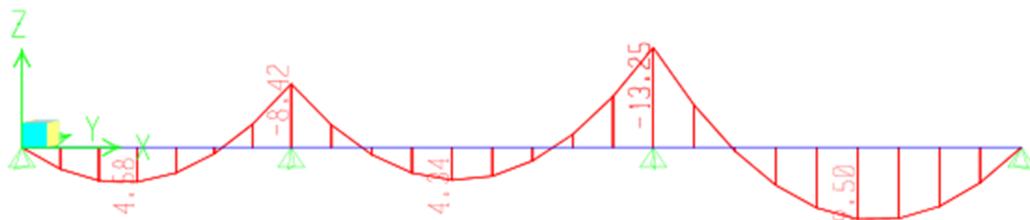


Figure 3.10 : Diagramme des moments typ2 de terrasse (ELU)

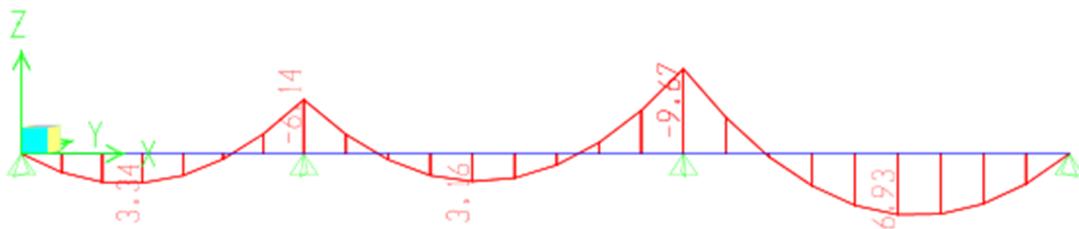


Figure 3.11 : Diagramme des moments typ2 de terrasse (ELS)

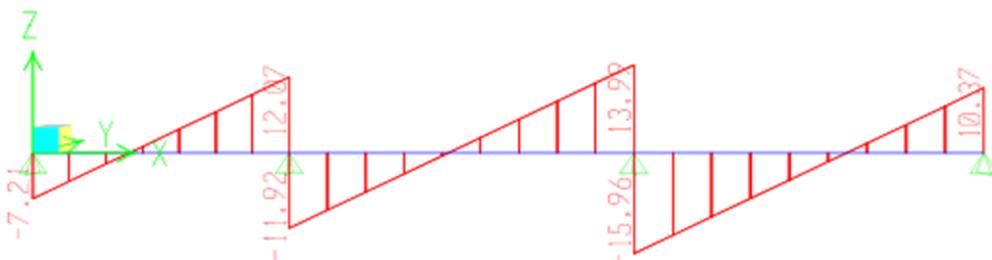


Figure 3.12 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage courant (ELU)

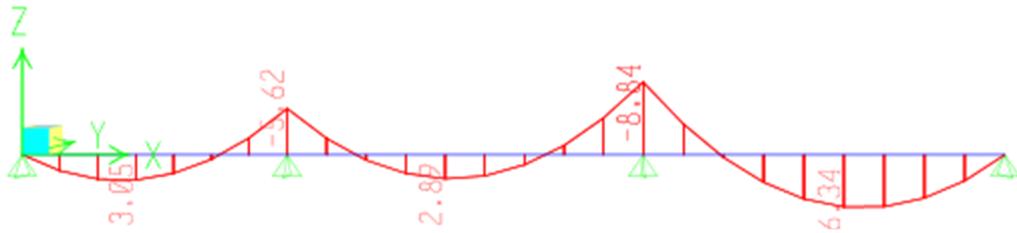


Figure 3.14 : Diagramme des moments typ2 de l'étage courant (ELS)

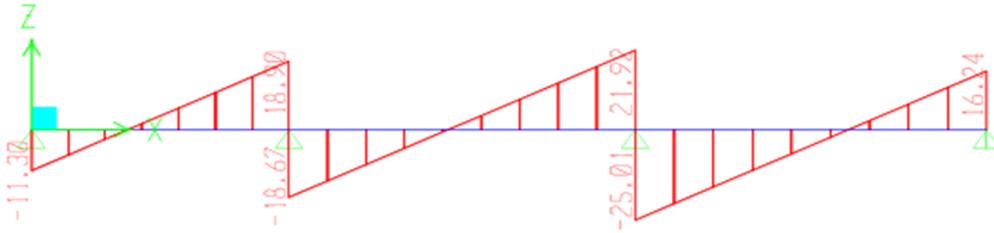


Figure 3.15 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage commercial (ELU)

• Poutrelles type 3 :

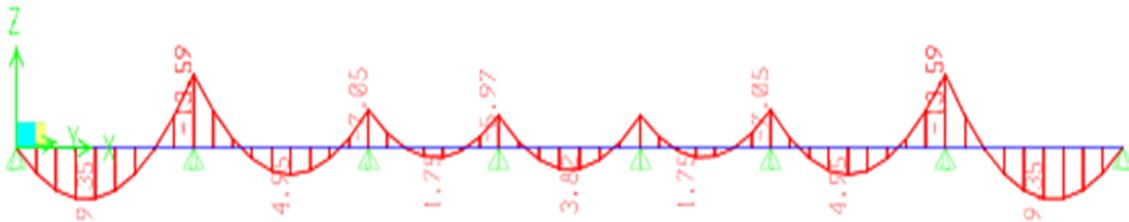


Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELU)

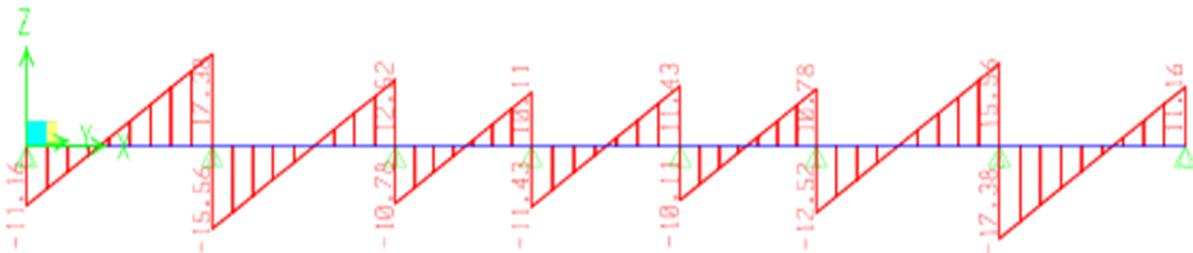


Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELU)

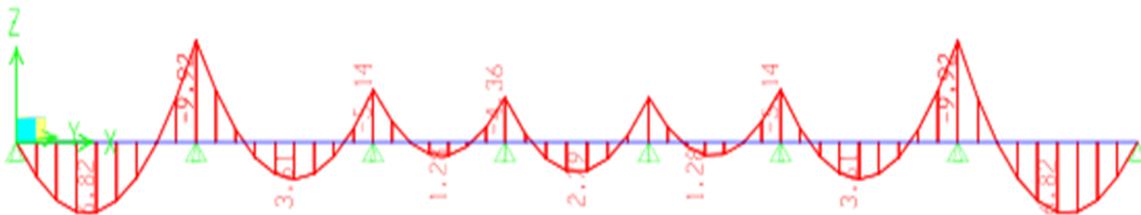


Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants type3 de terrasse (ELS)

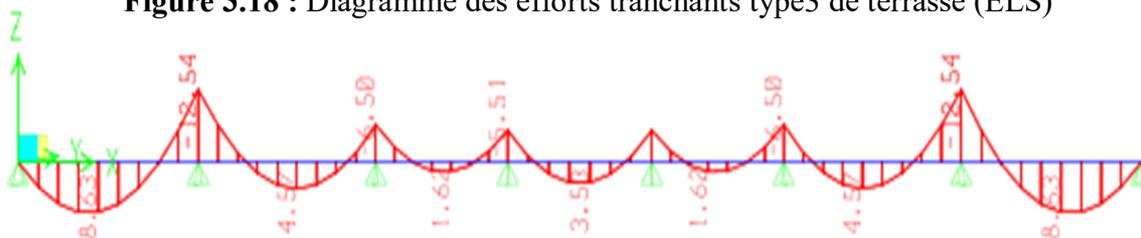


Figure 3.19 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELU)

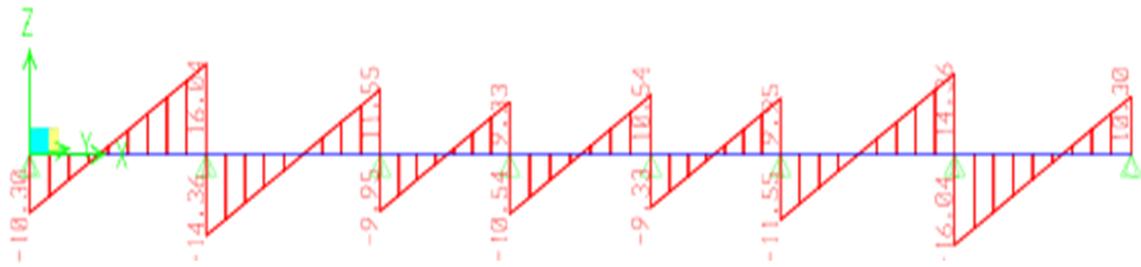


Figure 3.20 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage courant (ELU)

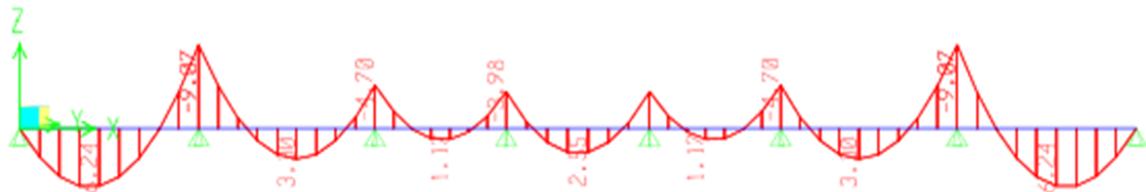


Figure 3.21 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELS)

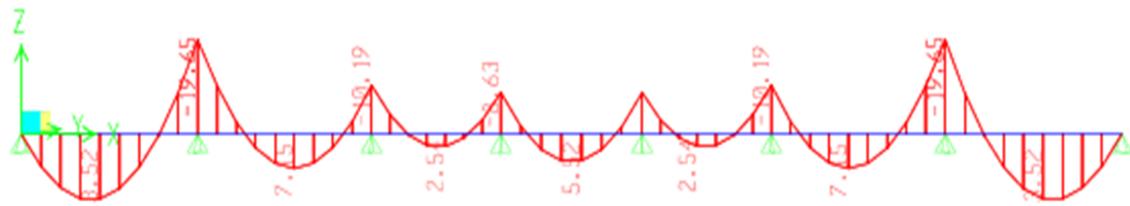


Figure 3.22 : Diagramme des moments typ3 de l'étage commercial (ELU)

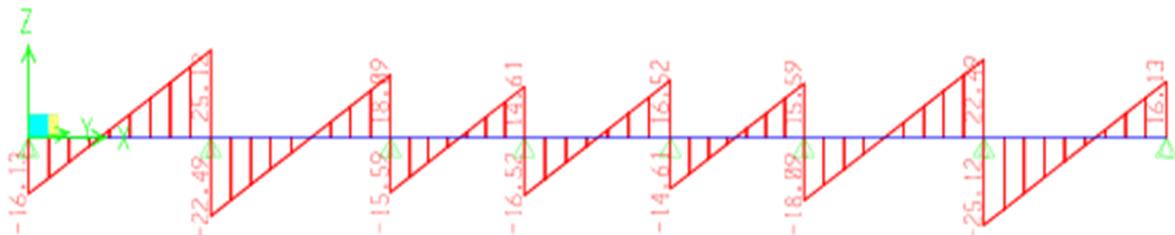


Figure 3.23 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage commercial

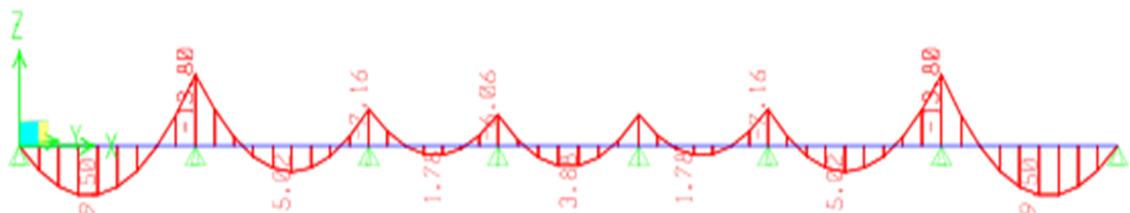


Figure 3.24 : Diagramme des moments typ3 de l'étage commercial (ELS)

Les résultats obtenus de l'ETABS de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

| | Etat Limite ultime ELU | | | | | Etat Limite service ELS | | | |
|------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------------|------------------|-------------------------|-----------------------|------------------------------|------------------|
| | Type | Evaluation des moments | | | Effort tranchant | Evaluation des moments | | | Effort tranchant |
| | | En travée (Kn.m) | Appuis de rive (Kn.m) | Appuis intermédiaires (Kn.m) | | En travée (Kn.m) | Appuis de rive (Kn.m) | Appuis intermédiaires (Kn.m) | |
| Terrasse | 2 | 9.5 | -2.34 | -13.25 | 17.30 | 6.93 | -1.70 | -9.67 | 12.62 |
| | 3 | 9.35 | -2.34 | -13.59 | 11.16 | 17.38 | -1.70 | -6.82 | 9.92 |
| Étage courant | 1 | 8.77 | -2.15 | -12.23 | 15.96 | 6.34 | -1.55 | -8.84 | 11.54 |
| | 2 | 8.77 | -2.15 | -12.23 | 15.96 | 6.34 | -1.55 | -8.84 | 11.54 |
| | 3 | 8.63 | -2.15 | -12.54 | 10.30 | 16.04 | -1.55 | -6.24 | 9.07 |
| Étage commercial | 1 | 13.74 | -3.38 | -19.16 | 25.01 | 9.65 | -2.37 | -13.46 | 17.54 |
| | 2 | 13.74 | -3.38 | -19.16 | 25.01 | 9.65 | -2.37 | -13.46 | 17.54 |
| | 3 | 13.52 | -3.38 | -19.65 | 16.13 | 25.12 | -2.37 | -9.50 | 13.80 |

Tableau 3.4 : Récapitulatif des sollicitations obtenues de l'ETABS à L'ELU /ELS.

Remarque : Le logiciel ETABS nous donne des moments en appuis de rives nulles, mais pour raisons de ferrailage, on les prend avec une valeur de sécurité.

2.1.1.6. Ferrailage des poutrelles :

- **Ferrailage longitudinal :** Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

| Sollicitation les plus défavorables | | | | | | |
|-------------------------------------|------------------------|------------------|--------------------|-------------------------|------------------|--------------------|
| Type de plancher | Etat Limite ultime ELU | | | Etat Limite service ELS | | |
| | Evaluation des moments | | Efforts tranchants | Evaluation des moments | | Efforts tranchants |
| | En travée (Kn.m) | En appuis (Kn.m) | | En travée (Kn.m) | EN appuis (Kn.m) | |
| Terrasse | 9.50 | -13.59 | 17.38 | 6.93 | -9.92 | 12.68 |
| Etage courant | 8.77 | -12.54 | 16.04 | 6.34 | -9.07 | 11.59 |
| Etage commercial | 13.74 | -19.65 | 25.12 | 9.65 | -13.80 | 17.65 |

Tableau 3.5 : Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.

On prend le plancher étage commercial comme exemple de calcul.

Donnée :

$$ELU \begin{cases} Mt = 13.74 \text{ KN.m} \\ Ma^{inter} = -19.65 \text{ KN.m} \\ Ma^{rive} = -3.38 \text{ KN.m} \\ V = 25.12 \text{ KN} \end{cases}$$

Données :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; d = 0.19 \text{ cm} ;$$

- **Ferrailage en travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table.

$$Mt = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta_b} = 14,17$$

$$Mt = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times 1000 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,98 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{max} = 13,74 \text{ KN.m} < Mt = 75,98 \text{ KN.m}$$

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 soumise à :

$$T_{max} = 25,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{13,74 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot (0,19)^2 \cdot 0,65} = 0,041 < 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{z \times \sigma_s} = \frac{13.74 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,8} = 2.47 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft28}{fe} b \cdot d$$

Avec : $ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.65 \times 0.19$$

$$2.47 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte $A_{st} : 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

• **Ferrailage en appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (10 \times 21) = 210 \text{ cm}^2$$

$$M_{a_{max}} = 19.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{19.65 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0.19)^2 \times 0,10} = 0,384 > 0,186$$

$$\mu > 0,186 \rightarrow \text{pivot B.}$$

Donc :

$$\epsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{sl}} = 0.668 \\ \beta_1 = 1 - 0.4\alpha_1 = 0.732 \end{cases}$$

Alors : $\mu_l = 0.8\alpha_1 \times \beta_1$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times 0.732 = 0.391$$

On constate que : $\mu < \mu_l$

\rightarrow On revient au pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})0,648$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,141$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{19.65 \times 10^{-3}}{0,141 \times 347,8} = 3.51 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} 0,65 \times 0,19$$

$$3,51 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte $A_{st} : 1T16 + 1T14 = 3,55 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'effort tranchant : (CBA 93 A.5.1.1) :**

$$V_{\max} = 25,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{25,12 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19} = 1,32$$

La fissuration est peut préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,32 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b). Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_t = 8 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Calcul d'espacement des cadres : (RPA99 Art 7.4.2.2)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 5,25; 7,2; 30 \text{ cm} \} \quad \rightarrow \quad \text{On adopte : } S'_t = 5,25 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On adopte : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : (CBA A 5.1.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 15} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$1,26 > 0,66 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$ELU \begin{cases} Mt = 9.65 \text{ KN.m} \\ Ma^{inter} = -13.8 \text{ KN.m} \\ Ma^{rive} = -1.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; d = 0.19 \text{ cm} ;$$

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{65} (2.12 + 0) = 0.48 \text{ cm} ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{65} (2.12 \times 19) = 18,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } Y = -0.48 + \sqrt{0.48^2 + 18.59} = 3.86 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3.86^3 + 15 \times 2.12 (19 - 3,86)^2$$

$$I_{xx} = 8535.29 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{13.8}{8535.29} = 0.00162 \text{ kn/cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = 1.62 \times 3.86$$

$$\sigma_{bc} = 6.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

| Type de plancher | A _{st} calculé | | A _{st} choisie | |
|------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|
| | Travée (cm ²) | Appui (cm ²) | Travée (cm ²) | Appui (cm ²) |
| Terrasse | 1.58 | 2.15 | 3T10 | 1T12+1T12 |
| Etage courant | 1.5 | 1.98 | 3T10 | 1T12+1T12 |
| Etage commercial | 2.47 | 3.51 | 3T12 | 1T14+1T16 |

Tableau 3.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

- Schéma de ferrailage en appui et en travée :

| | Plancher étage commercial | Plancher étage courant | Plancher terrasse inaccessible |
|-----------|---------------------------|------------------------|--------------------------------|
| En appuis | | | |
| En travée | | | |

Tableau 3.7 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

2.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

D’après le règlement CBA ; la dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre Ø6 mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$si \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

Avec : L₁ : distance entre l’axe des poutrelles (L₁= 65 cm)

f_e = 520 MPa : quadrillage de T.S.TLE 520.

A₁ : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A₂ : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a : L₁=65cm donc :

$$\begin{cases} A_1 = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 5 \text{ } \Phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 5 \text{ } \Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Avec : $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Donc, pour la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre $\Phi 6$, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

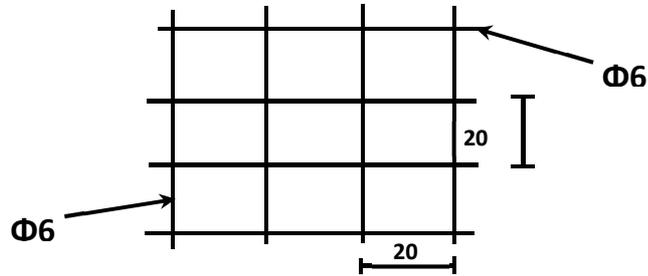


Figure 3 .25 : ferrailage de la dalle de

2.2. Plancher en dalle pleine :

Pour le calcul des armatures, on considère le panneau le plus défavorable du plancher de sous-sol.

2.2.1. Méthode de calcul :

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculaire aux lignes d’appuis qui sera assimilée à une poutre.

2.2.1.1. Détermination des moments :

$L_x = 4.37 \text{ m}$

$L_y = 5.27 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.37}{5.27} = 0,83 > 0,4$ (La dalle travaille dans les 2sens)

$E. L. U. R \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$

$E. L. S \begin{cases} \mu_x = 0,0956 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$

Dans le sens de la petite portée $\rightarrow M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $\rightarrow M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

ELU : $qu = 1,35G + 1,5P$

ELS : $qser = G + P$

$ELS \begin{cases} M_{0x} = 15791,99 \\ M_{0y} = 11872,41 \end{cases} (N.m) ; \quad ELU \begin{cases} M_{0x} = 12150,21. \\ M_{0y} = 7890,90 \end{cases} (N.m)$

Pour le calcul des armatures, on prend :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0$

En appui : $M_a = -0,5M_0$

Remarque : tous les panneaux de ce plancher travaillent suivant les deux directions.

2.2.1.2. Calcul des armatures :

➤ Sens x :

$d_x = 0,9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

• En travée :

A P'E.L.U : $M_x = 0,85.M_{0x} = 10327,86 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10327,86}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivotA}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,4}) = 0,69$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,724$$

$$A_{ux} = \frac{M_x}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{10327,86}{0,724 \times 13,5 \times 348} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{tx} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

A P'E.L.S : $M_{ser} = 13423,19 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$S_{y_1y_1'} = 50y_1^2 + 50,25y_1 - 804 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,54 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{100 \times 3,54^3}{12} + 15 \times 2,48(13,5 - 3,54)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 4059,98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1y_1'}} = \frac{13423,19}{4059,98} = 3,30$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 3,30 \times 3,54 = 10,68 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{bc} = 10,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6,25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$$
 Condition vérifiée

• **En appui :**

A P'E.L.U : $M_{ax} = -0,5.M_{0x} = -9075,105 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,035 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivotA}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,044 ; \beta = 0,9824$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{tx} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

A P'E.L.S : $M_{aser} = -7895,99 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérification des contraintes de la contrainte du béton

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

$$S_{y_1y_1'} = 50y_1^2 + 30,09y_1 - 481,44 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,82 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{100 \cdot 2,82^3}{12} + 15 \times 1,97(13,5 - 2,82)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 3557,42 \text{ cm}^4. \quad K = 2,21$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 2,21 \times 2,82 = 6,23 \text{ MPa.}$$

$$\text{On à : } \sigma_{bc} = 6,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens Y :**

• **En travée :**

$$\text{A l'E.L.U : } M_y = 0,85 \cdot M_{0y} = 6707,27 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,03 ; \alpha = 0,038 ; \beta = 0,98$$

$$A_{uy} = \frac{M_y}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_s} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{ty} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{A l'E.L.S : } M_{tser} = 0,85 \cdot M_{0y} = 10091,55 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$S_{y_1y_1'} = 50y_1^2 + 32,85y_1 - 525,6 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,93 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{100 \times 2,93^3}{12} + 15 \times 1,57(12,5 - 2,93)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 2366,44 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1y_1'}} = 4,26$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 10,65 \text{ MPa.}$$

$$\text{On à } \sigma_{bc} = 10,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$\text{A l'E.L.U : } M_{ay} = -0,5 \cdot M_{0y} = -3945,45 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,017 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,021 ; \beta = 0,99$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_s} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{ay} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A P.E.L.S : $M_{aser} = -5936.20 = N.m$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$S_{y_1y_1'} = 50y_1^2 + 21,15y_1 - 338,4 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,39 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1y_1'} = 2677,57 \text{ cm}^4.$$

$$K = 2,25$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K.y_1 = 5,38 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 5,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Ecartement des armatures :**

D'après le B.A.E.L91 ; dans le cas de charge réparties :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On a donc : $SensX \begin{cases} \text{entravée: } A_{appt} = 4T12 \\ \text{enappui: } A_{appa} = 4T10 \end{cases}$ avec: $St = 25 \text{ cm}$
avec: $St = 25 \text{ cm}$

$SensY \begin{cases} \text{entravée: } A_{appt} = 4T10 \\ \text{enappui: } A_{appa} = 4T10 \end{cases}$ avec: $St = 25 \text{ cm}$
avec: $St = 25 \text{ cm}$

5. Etude de l'acrotère :

• **Définition :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastree à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre « W_p » et une surcharge « F_p » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

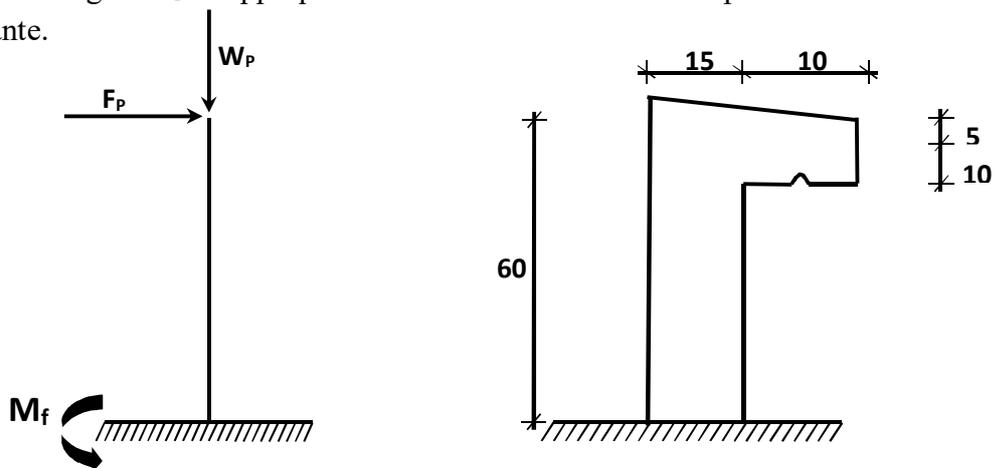


Figure 3.26 : schéma de l'acrotère

- **Calcul du ferrailage :**

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3). Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

- **Détermination des sollicitations :**

- **Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[\frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15) \right] \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **La force horizontale : F_p** [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a : $A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

F_p : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.5$$

$$F_p = 1.2 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 2.5 \\ M_u = 1.5 \times 1.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3.375 \text{ KN} \\ M_u = 1.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2.5 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.08}{3.375} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.15}{2} - 0.01 = 0.075m$$

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
 Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 3.375 \times \left(0.32 + \frac{0.15}{2} - 0.01 \right) = 1.3 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

| Calcul des moments réduits | | |
|--|--|--|
| Etat limite de compression du béton | Si : ➤ $\mu \leq \mu_l$ Alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ Alors : « Aciers comprimés nécessaires » | $\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0.005$ Pas d'aciers comprimés |
| Calcul des paramètres caractéristiques de la section | | |
| $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ | | $\alpha = 0.006$ |
| $\beta = (1 - 0.4\alpha)$ | | $\beta = 0.9976$ |
| $Z = d \times \beta$ | | $Z = 0.135 \text{ m}$ |
| Détermination de la section théorique des aciers | | |
| Section théorique d'acier | $M_f / Z \cdot f_{su}$ | $A_u = 0.28 \text{ cm}^2$ |
| Condition de non fragilité | $0.23 b d f_{t28} / f_e$ | $A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ |
| Choix des sections | | |
| 5T8 $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ | | |
| Les armatures de répartition | A/4 | 0.425cm ² |
| 5T6 $\Rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$ | | |

Tableau 3.8 : calcul de ferrailage de l'acrotère.

• **Vérification à l'ELS :**

Cet acrotère est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 1.08 \text{ KN.m} ; M_s = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1.08}{0.72} = 1.5$$

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

$$\alpha = 0.006 < 0.5 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{max} = 1.5 \times Fp = 1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{1.8}{1 \times 0.135} = 0.013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Schéma de ferrailage :

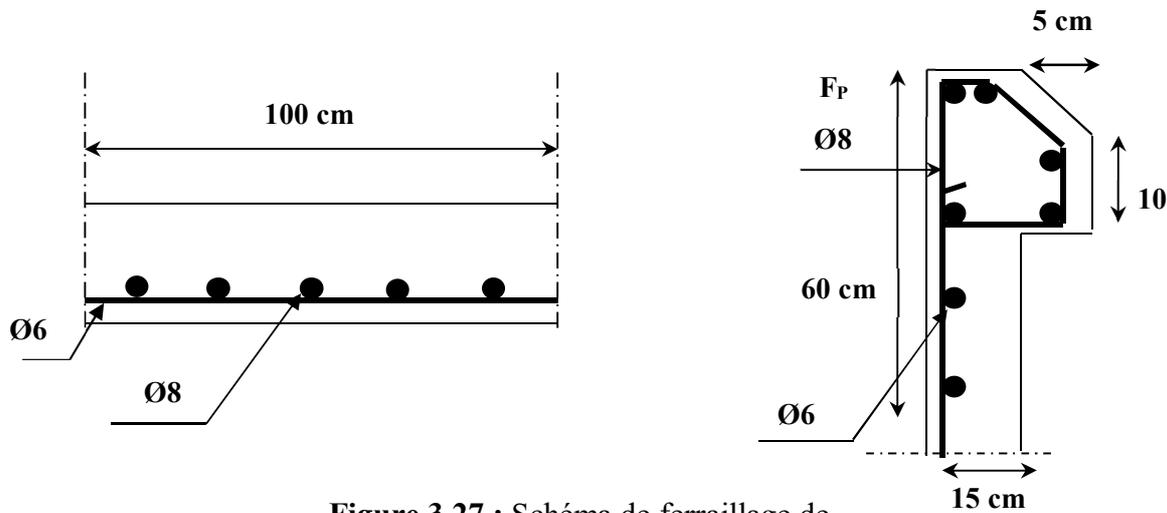


Figure 3.27 : Schéma de ferrailage de

6. Étude de balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, d'épaisseur 15 cm. soumise à leur poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur "P". Ce bâtiment comporte deux types de console comme représenté sur les figures suivantes :

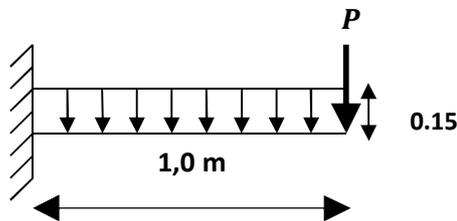


Figure 3.28 : Schéma statique du balcon - type1-

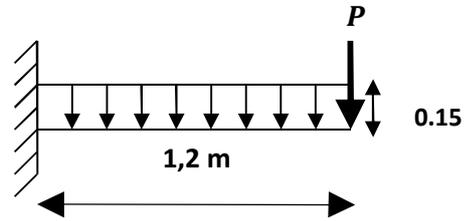


Figure 3.29 : Schéma statique du balcon - type2-

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la charge concentré P :

Poids propre du mur (10 cm) : $G_{\text{mur}} = 0.9 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.2 \text{ m}$

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

$$P = (1.2 \times 0.9) \times 1 = 1.08 \text{ KN.}$$

Remarque : On prend type 2 comme exemple de calcul de balcon, le ferrailage de l'autre balcon sera illustré dans un tableau récapitulatif.

- **Calcul des sollicitations :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 5,2) + (1,5 \times 3,5)].1 = 12,27 \text{ KN/ml.}$

E.L.S : $q_{\text{ser}} = G + Q = (5,2 + 3,5).1 = 8.7 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des moments :**

E.L.U :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} + 1.35 \times P \times l = \left(12.27 \times \frac{(1.2)^2}{2} \right) + (1.35 \times 1.08 \times 1.2)$$

$$\Rightarrow M_u = 10.58 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot \frac{l^2}{2} + P \times l = \left(8.7 \times \frac{(1.2)^2}{2} \right) + (1.08 \times 1.2)$$

$$\Rightarrow M_{\text{ser}} = 7.56 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.58 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.061$$

$$\mu_{bu} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.078$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{z \times f_{St}} = \frac{10.58 \times 10^{-3}}{348 \times 0.13} = 2.33 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{umax} = qu \times L + 1.35 \times P = 12.27 \times 1.2 + 1.35 \times 1.08 \Rightarrow V_{umax} = 16.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b.d} = \frac{16.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.119 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.119 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.078$$

$$\gamma = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow CV$$

Les résultats de calcul des armatures des différents types de balcons sont résumés dans le tableau qui suit :

| Balcon | Armatures principales | | | Armatures de répartitions | | |
|--------|--|--|-----------------|--|--|-----------------|
| | A _{st} calculé (cm ²) | A _{st} choisie (cm ²) | Barres choisies | A _{st} calculé (cm ²) | A _{st} choisie (cm ²) | Barres choisies |
| Type 1 | 1.87 | 5.65 | 5T12 | 1.41 | 5T10 | 3.93 |
| Type 2 | 2.33 | 5.65 | 5T12 | 1.41 | 5T10 | 3.93 |

Tableau 3.9 : section d'armatures des balcons.

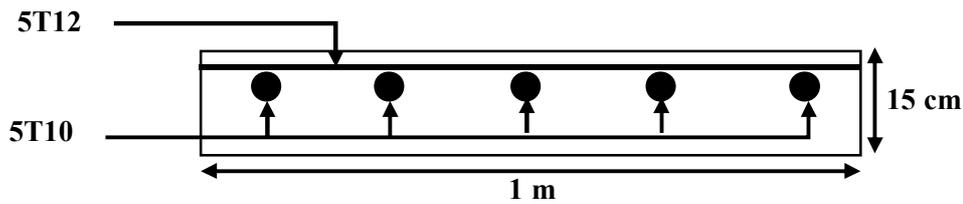


Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de balcon type 1 et 2.

7. Étude des escaliers :

• Type 1 :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

Volée $\begin{cases} G_V = 8.71 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

palier $\begin{cases} G_P = 5.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

• A l'ELU :

- Volée :

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V$$

$$q_V = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 8.71) \times 1$$

$$q_V = 15.50 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P$$

$$q_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.15) \times 1$$

$$q_P = 10.70 \text{ KN/ml}$$

• A l'ELS :

- Volée :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 8.71) \times 1$$

$$q_V = 11.21 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 5.15) \times 1$$

$$q_V = 7.65 \text{ KN/ml}$$

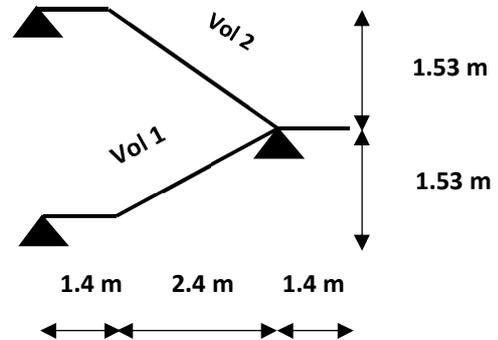


Figure 3.31 : Schéma de l'escalier à 2 volées

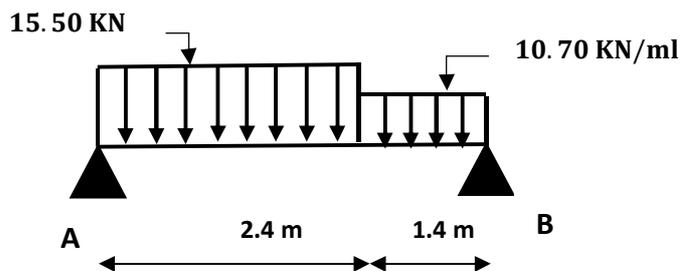


Figure 3.32 : Schéma statique de l'escalier a ELU

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.70 \times 1.4 + 15.50 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 52.18 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (15.5 \times 2.4 \frac{2.4}{2}) + (10.7 \times 1.4)(\frac{1.4}{2} + 2.4) - R_B \times 3.8 = 0$$

$$R_B = 23.97 \text{ KN}$$

$$R_A = 28.21 \text{ KN}$$

6.1. Calcul des sollicitations :

➤ A'ELU :

• Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 28.21 - 15.5 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 28.21 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = -8.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 23.97 - 10.7 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 23.97 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = 8.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) = 28.21x - 15.5 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 23.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- $0 \leq x \leq 1.4$

$$M(x) = 23.97x - 10.7 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 23.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ A'ELS :

$$R_B = 17.22 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.37 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 20.37 - 11.20 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 20.37 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = -6.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 17.22 - 7.65 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 20.37 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = 6.51 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :**

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = 20.37 x - 11.2 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 16.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.4$$

$$M(x) = 17.22 x - 7.65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 16.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.2 : Calcul de ferrailage :

➤ **A'ELU :**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{max} = 19.61 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5 M_{max} = 11.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$d = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M^t = 19.61 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19.61 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.075$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

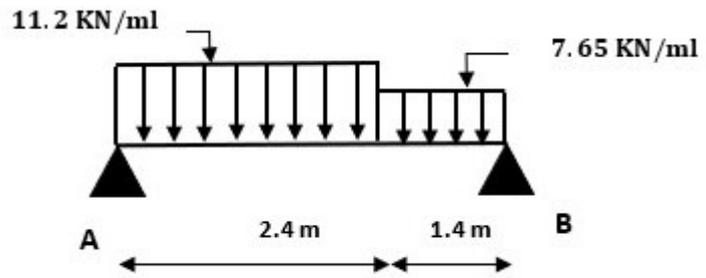


Figure 3.33 : Schéma statique de l'escalier à ELS

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0975$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z * f_{st}} = \frac{19.61 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 4.36 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$M^t = 11.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.53 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \times f_{st}} = \frac{11.53 \times 10^{-3}}{348 \times 0.132} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$5.50 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **A'ELS** : Fissuration peu nuisible ;

$$50 y_1^2 + 50,7 y_1 - 638,82 = 0 \implies y_1 = 3,10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2 = 5859,75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1,95$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 6,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies A_u \text{ convient.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 8.99 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{28.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

- Pas de reprise de bétonnage,
- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

| Type d'escalier | Armature long (cm ²) | | | | Armature de répartition (cm ²) | | | |
|-----------------|----------------------------------|--------|--------------|--------|--|--------|--------------|--------|
| | Ast calculé | | Ferr choisie | | Ast calculé | | Ferr choisie | |
| 1 | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| | 4.36 | 2.51 | 5T12 | 5T12 | 1.41 | 1.41 | 4T10 | 4T10 |

Tableau 3.10 : section d'armatures d'escalier type 1.

• **Type 2 :**

$$R_B = 26.20 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.63 \text{ KN}$$

6.1. Calcul des sollicitations :

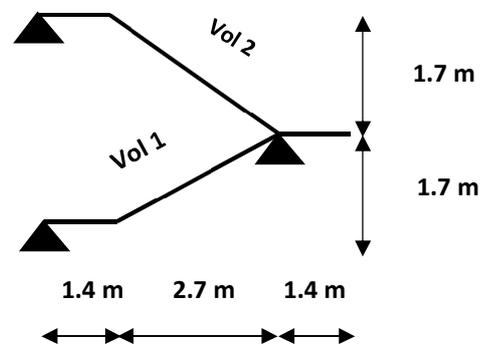


Figure 3.34 : Schéma de l'escalier à 2 volées

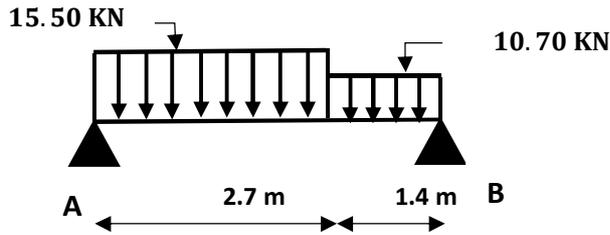


Figure 3.35 : Schéma statique de l'escalier a ELU

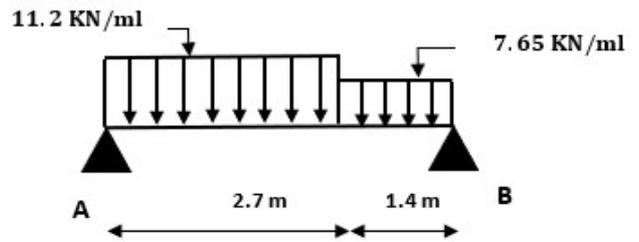


Figure 3.36 : Schéma statique de l'escalier à ELS

| Sollicitations | Type | ELU | | | ELS | | |
|----------------|------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| | | M _{app} (KN.m) | M _{tra} (KN.m) | T _{max} (KN) | M _{app} (KN.m) | M _{tra} (KN.m) | T _{max} (KN) |
| | 2 | 13.1 | 22.27 | 30.63 | 9.45 | 16.07 | 22.12 |

Tableau 3.11 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS.

| Type d'escalier | Armature long (cm ²) | | | | Armature de répartition (cm ²) | | | |
|-----------------|----------------------------------|--------|--------------|--------|--|--------|--------------|--------|
| | Ast calculé | | Ferr choisie | | Ast calculé | | Ferr choisie | |
| 2 | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| | 4.96 | 2.87 | 5T12 | 5T12 | 1.41 | 1.41 | 4T10 | 4T10 |

Tableau 3.12 : section d'armatures d'escalier type 2.

- Schéma de ferrailage :

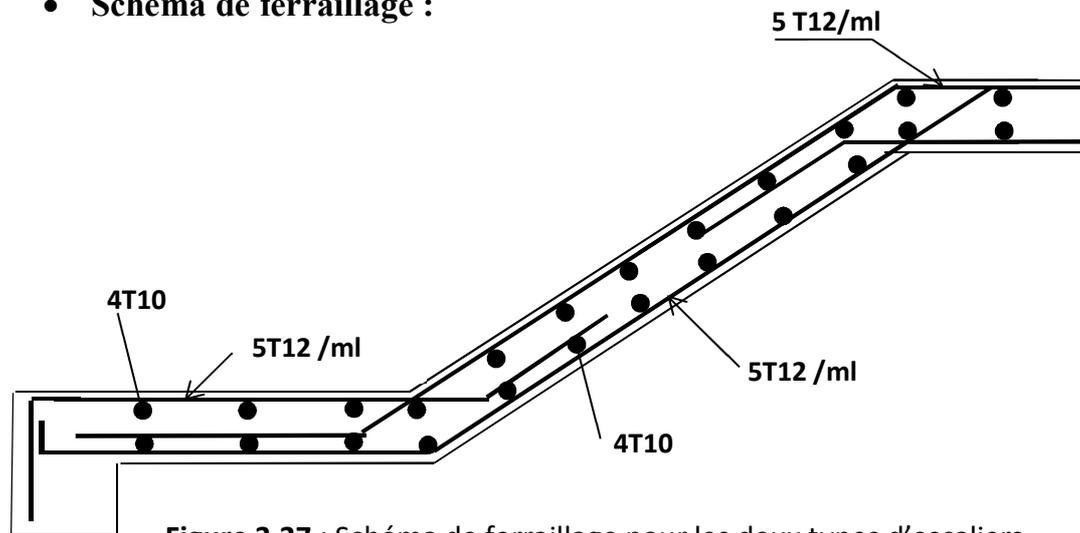


Figure 3.37 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers.

8. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple.

- **Pré dimensionnement** : d'après le règlement BEAL91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{3.5}{15} \leq h \leq \frac{3.5}{10}$$

On prend : h=35 cm ; b= 30 cm

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$h = 35 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.2$$

- **Calcul des charges**

$$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m (Poids propre de la poutre).}$$

$$\text{ELU} \rightarrow R_B = 23.97 \text{ KN (réactions du palier au niveau de l'appui B).}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_B = 17.22 \text{ KN}$$

$$\text{A l'E.L.U : } P_U = 1.35 G_0 + R_B \quad P_U = 27.51 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments**

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 42.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 35.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -21.06 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 48.14 \text{ KN}$$

- **Le ferrailage :**

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage.

| | M (KN.m) | A socotec (cm ²) | A choisie (cm ²) | Barres choisies |
|--------|-------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| Travée | 35.80 | 3.37 | 3.39 | 3T12 |
| Appui | -21.06 | 1.94 | 3.39 | 3T12 |

Tableau.3.13 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la section minimale exigée par le RPA**

$$3HA12 + 3HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b.d} ; T_{umax} = 48.14 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{48.14 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de l'espacement**

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max (0.45 \text{ cm}^2 ; 0.287 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (1 cadre+1 étrier).

- **Vérification à L'ELS**

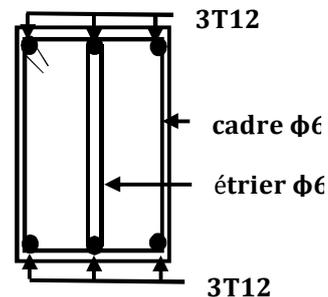


Figure 3.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

| | Mser (KN.m) | Y(cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _b (MPa) | σ _{bc} ≤ σ _b |
|---------------|----------------|-------|----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------------------|
| Travée | 21.90 | 8.78 | 33017.05 | 5.82 | 15 | Vérifiée |
| Appui | -12.89 | 8.78 | 33017.05 | 3.42 | 15 | Vérifiée |

Tableau.3.14 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{21.90}{18 \times 25.78} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0,001 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Chapitre 4

Etude sismique

1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

2. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :
Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G\pm E$

3. Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel ETABS 9.6.0 à cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par ETABS nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

3.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.



Figure 4.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS 9.6.0.

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

3.3. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 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 modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

4.Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

5. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

6. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

7. La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

7.1. Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

❖ Coefficient d'accélération du sol « A » :

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation à Ain temouchent : Zone Iia

Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

| Groupe d'usage | Zone de sismicité | | | |
|----------------|-------------------|------|------|------|
| | I | Iia | Iib | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Tableau 4.1 : coefficient d'accélération A.

Donc : $A = 0.15$

❖ Période fondamentale (T) :

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T_a = C_t \cdot hN^{3/4}$$

$$T_b = 0.09 \times hN / \sqrt{D_x}$$

$$T_c = 0.09 \times hN / \sqrt{D_y}$$

$$T = \min (t_a ; t_b ; t_c)$$

- hN = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$hN = 38.08 \text{ m}$**
- C_t = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 RPA99**.
Pour notre cas : **$C_t = 0.5$**
- D_x et D_y : sont les dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
 $D_x = 27.24$; **$D_y = 20.54$**

$$T_a = 0.5 \cdot 38.08^{3/4} = 0.766 \text{ s}$$

$$T_b = 0.09 \times 38.08 / \sqrt{27.24} = 0.65 \text{ s}$$

$$T_c = 0.09 \times 38.08 / \sqrt{20.54} = 0.75 \text{ s}$$

$$T = \min (0.766 \text{ s} ; 0.65 \text{ s} ; 0.75 \text{ s})$$

On prend : **$T = 0.65 \text{ s}$**

❖ **Calcul de la période T_1 et T_2 :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad , \quad T_2 = 0.50 \text{ s}$$

❖ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend : $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.76 \geq 0.7$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$0.5 \leq 0.65 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.65}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.59$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

| Critère q | Pq | |
|--|--------------|-------------|
| | Longitudinal | Transversal |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05 | 0.05 |
| Redondance en plan | 0.05 | 0.05 |
| Régularité en plan | 0 | 0 |
| Régularité en élévation | 0 | 0 |
| Contrôle de qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| Contrôle de qualité de l'exécution | 0 | 0 |

Tableau 4.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.15$$

| Coefficient | A | R | D | Site | Q | η | ξ | T | T ₁ | T ₂ |
|-------------|------|---|------|------|------|--------|-------|------|----------------|----------------|
| | 0.15 | 4 | 1.59 | S3 | 1.15 | 0.76 | 10 | 0.65 | 0.15 | 0.5 |

Tableau 4.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l’ouvrage.

7.2. Spectre de réponse de calcul :

D’après le RPA99v2003 (4.3.3), l’action sismique est :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{array} \right.$$

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :

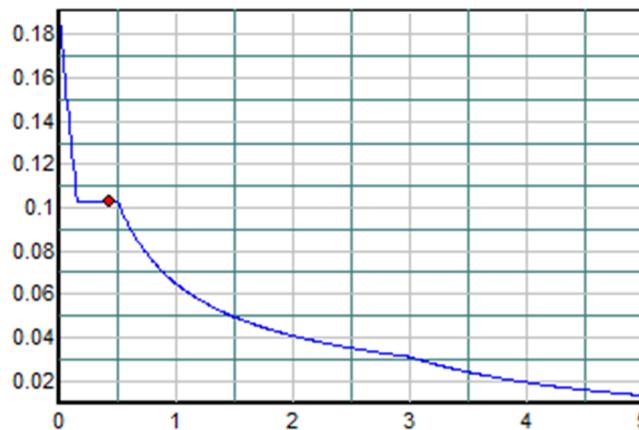


Figure 4.2. Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).

8. Modélisation :

8.1. Justification vis-à-vis l’estimation de la période fondamentale :

D’après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques c’est à dire : La période fondamentale de la structure T doit être supérieure face à la période dynamique T_d :

1.3 $T > T_d$

Avec :

T : la période dynamique.

T_d : La période fondamentale de la structure.

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :

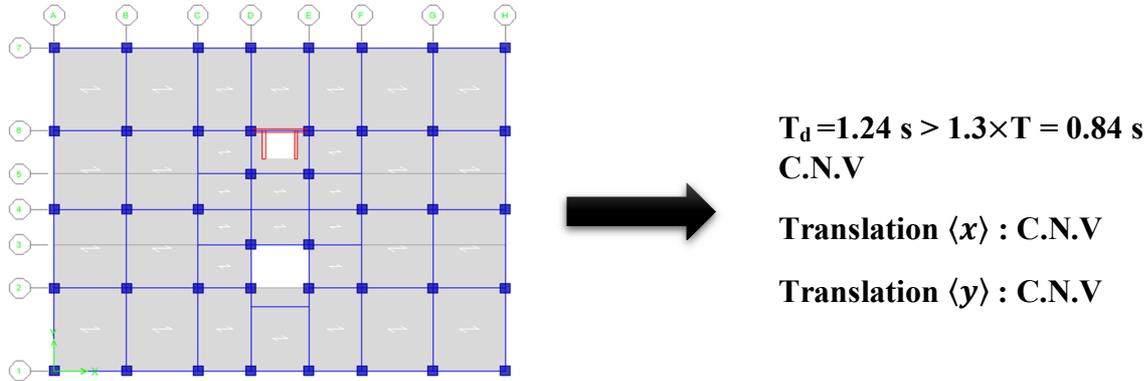


Figure 4.3 : Disposition des poteaux modèle initial (sans

La solution adéquate pour satisfaire ces conditions est de mise en place des voiles.

- **Les dispositions des voiles**

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation).

Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le coté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.

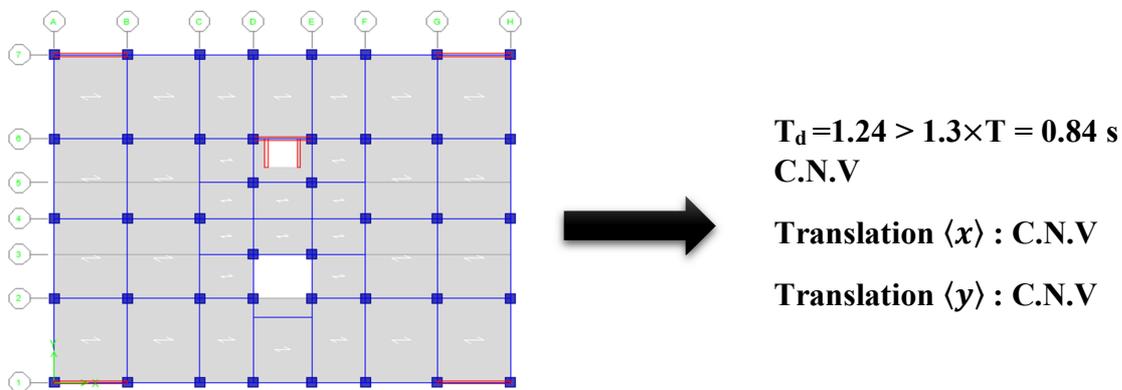
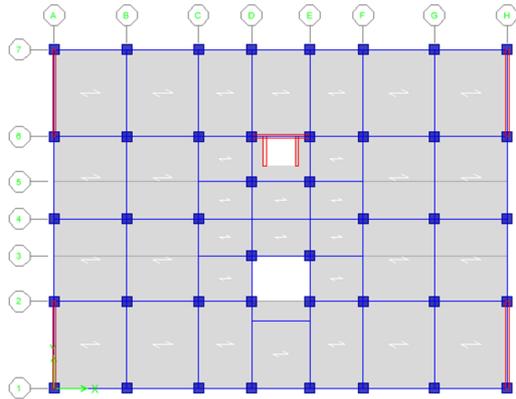


Figure 4.4 : Disposition des voiles « Variante 1 ».

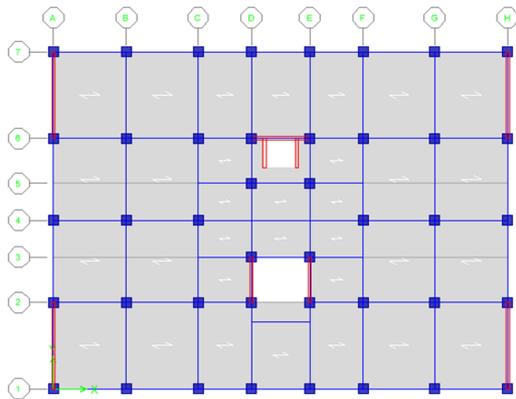


$T_d = 1.033 \text{ s} > 1.3 \times T = 0.84 \text{ s}$
C.N.V

Translation $\langle x \rangle$: C.N.V

Translation $\langle y \rangle$: C.N.V

Figure 4.5 : Disposition des voiles « Variante 2 ».

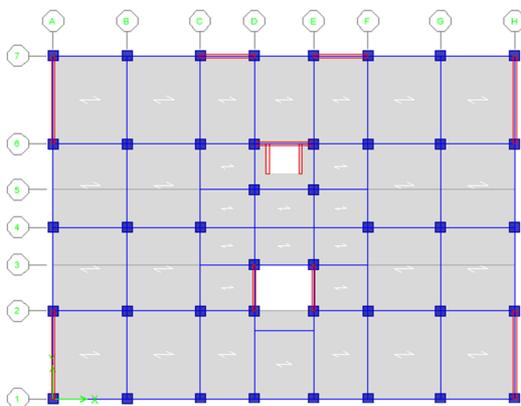


$T_d = 0.89 \text{ s} > 1.3 \times T = 0.84 \text{ s}$
C.N.V

Translation $\langle x \rangle$: C.V

Translation $\langle y \rangle$: C.V

Figure 4.6 : Disposition des voiles « Variante 3 ».



$T_d = 0.82 \text{ s} < 1.3 \times T = 0.84 \text{ s}$
C.V

Translation $\langle x \rangle$: C.V

Translation $\langle y \rangle$: C.V

Figure 4.7 : Disposition des voiles « Variante 4 ».

8.2. Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

| Mode | Période (s) | UX (%) | UY (%) | Sum UX (%) | Sum UY (%) |
|------|-------------|---------|---------|------------|------------|
| 1 | 0.820015 | 57.657 | 0.0216 | 57.657 | 0.0216 |
| 2 | 0.756298 | 0.0778 | 56.6857 | 57.7349 | 56.7072 |
| 3 | 0.648436 | 0.9795 | 0.9954 | 58.7144 | 57.7027 |
| 4 | 0.224697 | 15.4596 | 0.0088 | 74.174 | 57.7114 |
| 5 | 0.181639 | 0.0406 | 17.6534 | 74.2147 | 75.3648 |
| 6 | 0.148053 | 0.5467 | 0.4688 | 74.7614 | 75.8335 |
| 7 | 0.100305 | 6.4149 | 0.0145 | 81.1763 | 75.848 |
| 8 | 0.082888 | 0.0815 | 8.586 | 81.2578 | 84.4341 |
| 9 | 0.066208 | 1.4314 | 0.7249 | 82.6892 | 85.159 |
| 10 | 0.05967 | 3.2324 | 0.0042 | 85.9216 | 85.1631 |
| 11 | 0.051927 | 0.1906 | 5.9047 | 86.1122 | 91.0678 |
| 12 | 0.043904 | 4.233 | 0.5658 | 90.3452 | 91.6337 |

Tableau 4.6 : Période et facteur de participation massique.

On constate qu'il faut 11 modes (Sum Uy) et pour 12 modes (Sum Ux) attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 57.657 % de participation de masse modale.
- Le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 56.685 % de participation de masse modale.
- Le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

8.3 : Justification vis-à-vis la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique

équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

• **Détermination de la force sismique statique :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure.

On a : $W = 75728.71 \text{ KN}$

$$V_s = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.15}{4} \times 75445.46$$

$$V_s = 5173.2 \text{ KN}$$

$$0.8 V_s = 4138.56 \text{ KN}$$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

| V (KN) | 0.8V statique (KN) | V dynamique (KN) | | 0.8 Vs < Vd |
|------------------------------|--------------------|------------------|---------|-------------|
| L'effort tranchant à la base | V_x, V_y | V_x | V_y | C.V |
| | 4138.56 | 5201.11 | 4810.12 | C.V |

Tableau 4.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

8.4 : Justification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} > 0.3$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul
- B_c : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Remarque :

Dans le cas du Sous-sole pré-dimensionnement du poteau sous-sol de (55 x 55) cm n'ayant pas vérifié la condition Avec :

$$v = \frac{2986.1}{0.3025 \times 25000} = 0.38 > 0.3 \quad C.N.V$$

Alors on à augmenter la section du poteau a (60 x 60) cm, cette augmentation n'ayant pas vérifié la condition

$$v = \frac{2850.5}{0.36 \times 25000} = 0.31 > 0.3 \quad C.N.V$$

Alors on à augmenter une encore fois la section du poteau a (65x65) cm qui vérifient la condition de résistance face au séisme :

$$v = \frac{2484.98}{0.42 \times 25000} = 0.25 > 0.3 \quad C.V$$

| Niveau du poteau | Nd (KN) | Bc (cm ²) | Fc ₂₈ (Mpa) | v ≤ 0.3 | Observation |
|------------------------|---------|-----------------------|------------------------|---------|-------------|
| Sous-sol | 2484.98 | (65 × 65) | 25 | 0.25 | C.V |
| Entresol | 2009.19 | (60 × 60) | 25 | 0.22 | C.V |
| RDC | 1786.13 | (60 × 60) | 25 | 0.20 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 1528.06 | (55 × 55) | 25 | 0.20 | C.V |
| 2 ^{eme} étage | 1273.35 | (55 × 55) | 25 | 0.17 | C.V |
| 3 ^{eme} étage | 1106.21 | (50 × 50) | 25 | 0.18 | C.V |
| 4 ^{eme} étage | 905.45 | (50 × 50) | 25 | 0.15 | C.V |
| 5 ^{eme} étage | 723.99 | (45 × 45) | 25 | 0.14 | C.V |
| 6 ^{eme} étage | 549.75 | (45 × 45) | 25 | 0.11 | C.V |
| 7 ^{eme} étage | 389.15 | (40 × 40) | 25 | 0.1 | C.V |
| 8 ^{eme} étage | 234.41 | (40 × 40) | 25 | 0.06 | C.V |
| 9 ^{eme} étage | 82.73 | (35 × 35) | 25 | 0.03 | C.V |

Tableau 4.8 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.

8.5 : Vérification de déplacement :

- **Justification vis-à-vis des déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ETABS 9.6.0, Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

| Niveau | Drift X | H étage (cm) | R | ΔX (cm) | 1% H étage (cm) | Observation |
|------------------------|----------|--------------|---|-----------------|-----------------|-------------|
| Sous-sol | 0,000031 | 340 | 4 | 0,04216 | 3.4 | C.V |
| Entresol | 0,000128 | 340 | 4 | 0,17408 | 3.4 | C.V |
| RDC | 0,000379 | 340 | 4 | 0,51544 | 3.4 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 0,000553 | 340 | 4 | 0,75208 | 3.4 | C.V |
| 2 ^{eme} étage | 0,000673 | 306 | 4 | 0,823752 | 3.06 | C.V |
| 3 ^{eme} étage | 0,000752 | 306 | 4 | 0,920448 | 3.06 | C.V |
| 4 ^{eme} étage | 0,000794 | 306 | 4 | 0,971856 | 3.06 | C.V |
| 5 ^{eme} étage | 0,000815 | 306 | 4 | 0,99756 | 3.06 | C.V |
| 6 ^{eme} étage | 0,000808 | 306 | 4 | 0,988992 | 3.06 | C.V |
| 7 ^{eme} étage | 0,000793 | 306 | 4 | 0,970632 | 3.06 | C.V |
| 8 ^{eme} étage | 0,000766 | 306 | 4 | 0,937584 | 3.06 | C.V |
| 9 ^{eme} étage | 0,000743 | 306 | 4 | 0,909432 | 3.06 | C.V |

Tableau 4.9 : Valeurs du déplacement sens (x,x').

➤ Sens transversal :

| Niveau | Drift Y | H étage (cm) | R | ΔY (cm) | 1% H étage (cm) | Observation |
|------------------------|----------|--------------|---|-----------------|-----------------|-------------|
| Sous-sol | 0,000039 | 340 | 4 | 0,05304 | 3.4 | C.V |
| Entresol | 0,000081 | 340 | 4 | 0,11016 | 3.4 | C.V |
| RDC | 0,00028 | 340 | 4 | 0,3808 | 3.4 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 0,00041 | 340 | 4 | 0,5576 | 3.4 | C.V |
| 2 ^{eme} étage | 0,00053 | 306 | 4 | 0,64872 | 3.06 | C.V |
| 3 ^{eme} étage | 0,000607 | 306 | 4 | 0,742968 | 3.06 | C.V |
| 4 ^{eme} étage | 0,000651 | 306 | 4 | 0,796824 | 3.06 | C.V |
| 5 ^{eme} étage | 0,000677 | 306 | 4 | 0,828648 | 3.06 | C.V |
| 6 ^{eme} étage | 0,00068 | 306 | 4 | 0,83232 | 3.06 | C.V |
| 7 ^{eme} étage | 0,000671 | 306 | 4 | 0,821304 | 3.06 | C.V |
| 8 ^{eme} étage | 0,000655 | 306 | 4 | 0,80172 | 3.06 | C.V |
| 9 ^{eme} étage | 0,000629 | 306 | 4 | 0,769896 | 3.06 | C.V |

Tableau 4.10 : Valeurs du déplacement sens (y,y').

• Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

- Pk : Poids total 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 de l'étage « k ».

➤ **Sens longitudinal :**

| Niveau | Pk (kn) | H étage (cm) | ΔX (cm) | Vx (kn) | θx | <0.1 |
|-----------------------|----------|--------------|----------|---------|-------------|------|
| Sous-sol | 75445,5 | 340 | 0,04216 | 3612,24 | 0,002589873 | C.V |
| Entresol | 65224,77 | 340 | 0,17408 | 3538,77 | 0,009436918 | C.V |
| RDC | 58027,83 | 340 | 0,51544 | 3448,35 | 0,025510807 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 51378,03 | 340 | 0,75208 | 3309,66 | 0,034338332 | C.V |
| 2 ^{me} étage | 44544,53 | 306 | 0,823752 | 3108,43 | 0,038576991 | C.V |
| 3 ^{me} étage | 38261,82 | 306 | 0,920448 | 2883,46 | 0,039914393 | C.V |
| 4 ^{me} étage | 32147,79 | 306 | 0,971856 | 2622,13 | 0,038938337 | C.V |
| 5 ^{me} étage | 26033,76 | 306 | 0,99756 | 2310,22 | 0,036736786 | C.V |
| 6 ^{me} étage | 20072,34 | 306 | 0,988992 | 1953,83 | 0,033203402 | C.V |
| 7 ^{me} étage | 14110,93 | 306 | 0,970632 | 1530,02 | 0,029254435 | C.V |
| 8 ^{me} étage | 8286,07 | 306 | 0,937584 | 1024,6 | 0,024778956 | C.V |
| 9 ^{me} étage | 2461,21 | 306 | 0,909432 | 340,12 | 0,02150628 | C.V |

Tableau 4.11 : Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal).

➤ **Sens transversal :**

| Niveau | Pk (kn) | H étage (cm) | ΔY (cm) | Vy (kn) | θy | <0.1 |
|----------|----------|--------------|---------|---------|-------------|------|
| Sous-sol | 75445,5 | 340 | 0,05304 | 4029,5 | 0,002920833 | C.V |
| Entresol | 65224,77 | 340 | 0,11016 | 3917,46 | 0,005394522 | C.V |

| | | | | | | |
|------------------------------|----------|-----|----------|---------|-------------|-----|
| RDC | 58027,83 | 340 | 0,3808 | 3798,39 | 0,017110189 | C.V |
| 1^{er} étage | 51378,03 | 340 | 0,5576 | 3638,51 | 0,023157823 | C.V |
| 2^{eme} étage | 44544,53 | 306 | 0,64872 | 3433,75 | 0,027501828 | C.V |
| 3^{eme} étage | 38261,82 | 306 | 0,742968 | 3194,75 | 0,029078863 | C.V |
| 4^{eme} étage | 32147,79 | 306 | 0,796824 | 2909,27 | 0,028774519 | C.V |
| 5^{eme} étage | 26033,76 | 306 | 0,828648 | 2572,3 | 0,027407154 | C.V |
| 6^{eme} étage | 20072,34 | 306 | 0,83232 | 2160,82 | 0,025266688 | C.V |
| 7^{eme} étage | 14110,93 | 306 | 0,821304 | 1695,17 | 0,022342146 | C.V |
| 8^{eme} étage | 8286,07 | 306 | 0,80172 | 1144,82 | 0,018963246 | C.V |
| 9^{eme} étage | 2461,21 | 306 | 0,769896 | 371,39 | 0,016673589 | C.V |

Tableau 4.12 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieurs à 0,10 donc l'effet P- Δ peut être négliger pour les deux sens.

Chapitre 5

*Etude des éléments
structuraux*

1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (ETABS 9.6.0), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2.Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G \times 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

3.2. Exemple de calcul du ferrailage :

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec ETABS.

Notre exemple de calcul sera un poteau $65 \times 65 \text{ cm}^2$ qui se trouve au niveau Sous-sol.

3.2.1 Calcul de ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

→ 1^{er} Cas : Combinaison fondamentale : ELU

$$\begin{cases} N^{max} = 3134.07 \text{ KN} \\ M^{cor} = 11.374 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$S = (65 \times 65) \text{ m}^2$$

$$B = 0,65 \text{ m} \quad h = 0,65 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1h = 0,1(65) = 6.5 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9h = 0,9(65) = 58.5 \text{ cm.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.374}{3134.07} = 0,0036 \text{ m} = 0,36 \text{ cm.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 26.36 \text{ cm.}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_a = N \cdot e_a$$

$$M_a = 3134.07 \times 10^{-3} \times 0.2636 = 0.826 \text{ MN.m}$$

- Vérification des conditions :

$$b = Nu(d - d') - Ma$$

$$b = 3134.07 \times 10^{-3}(0.585 - 0.065) - 0.826 = 0.8$$

$$a = (0,337h - 0,81d')b. h. fbc$$

$$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065)0.65^2 \times 14.17 = 0.99$$

Donc : $a > b$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.826}{14.17 \times 0.585^2 \times 0.65} = 0.262 < 0.392 \rightarrow \text{pivot A.}$$

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

$$\alpha = 0,388$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,494$$

$$Au = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Na \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.826}{0.494} - 3.134 \right) = -0.0042 \text{ m}^2$$

$$Au = -42 \text{ cm}^2$$

$$Au = 0$$

→ 2^{eme} Cas : Combinaison accidentelle : ELA

$$\begin{cases} M^{max} = 110.208 \text{ KN.M} \\ N^{cor} = 820.24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta b} = \frac{0,85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{110.208}{820.24} = 0,13 \text{ m} = 13 \text{ cm.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 39 \text{ cm.}$$

- **Moment fictif Ma :**

$$Ma = Nu \cdot e_a$$

$$Ma = 820.24 \times 10^{-3} \times 0.39 = 0.32 \text{ MN.m}$$

- **Vérification des conditions :**

$$b = Nu(d - d') - Ma$$

$$b = 820.24 \times 10^{-3}(0.585 - 0.065) - 0.32 = 0.106$$

$$a = (0,337h - 0,81d')b. h. fbc$$

$$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065)0.65^2 \times 18.48 = 1.29$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.32}{18.48 \times 0.585^2 \times 0.65} = 0.0778 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

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

$$\alpha = 0,101$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,56$$

$$Au = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Na \right) = \frac{1}{400} \left(\frac{0.32}{0.56} - 0.82 \right) = -0.00621 \text{ m}^2$$

$$Au = -6.21 \text{ cm}^2$$

$$Au = 0$$

- **Remarque :**

On remarque que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est nulle, c'est dû que la sollicitation exercée sur les poteaux est la compression simple, donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel ETABS d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

- **Section minimale :**

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$Ast_{min} = 0.8\% B = 65 \times 65 \times 0.8\% = 33.8 \text{ cm}^2$$

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

| Niveaux | Section (cm ²) | A min RPA (cm ²) | Section d'ETABS (cm ²) | Ferrailage longitudinal | |
|------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------------------|----------------------------|
| | | | | Choix | Section (cm ²) |
| Sous-sol | (65 × 65) | 33.80 | 39.12 | 8T20+8T16 | 41.2 |
| Entresol | (60 × 60) | 28.80 | 34.88 | 4T20+12T16 | 36,69 |
| RDC | (60 × 60) | 28.80 | 34.88 | 4T20+12T16 | 36,69 |
| 1 ^{er} étage | (55 × 55) | 24.20 | 28.32 | 4T20+8T16 | 28,65 |
| 2 ^{eme} étage | (55 × 55) | 24.20 | 28.32 | 4T20+8T16 | 28,65 |
| 3 ^{eme} étage | (50 × 50) | 20.00 | 23.17 | 12T16 | 24,12 |
| 4 ^{eme} étage | (50 × 50) | 20.00 | 23.17 | 12T16 | 24,12 |
| 5 ^{eme} étage | (45 × 45) | 16.20 | 19.16 | 4T16+8T14 | 20.35 |
| 6 ^{eme} étage | (45 × 45) | 16.20 | 19.16 | 4T16+8T14 | 20.35 |
| 7 ^{eme} étage | (40 × 40) | 12.80 | 15.78 | 12T14 | 18.46 |
| 8 ^{eme} étage | (40 × 40) | 12.80 | 15.78 | 12T14 | 18.46 |
| 9 ^{eme} étage | (35 × 35) | 9.80 | 12.16 | 8T14 | 12.31 |

Tableau 5.1 : Ferrailage des poteaux longitudinal.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{max} = 143.69 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{143.69 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.585} = 0.37 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2 Calcul de ferrailage transversal :

Du au risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales :

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h_1 \cdot fe}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi t \leq \min (h/35, b/10, \phi L)$$

Avec :

ϕt : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

- $t \leq \text{Min} (10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003
- $t \leq 15 \phi$ en zone courante. (Zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (10 \phi t, 15 \text{ cm})$$

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

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (15 \phi t)$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa) RPA99 version 2003 page 49

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

- La longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b, h, 60 \text{ cm})$$

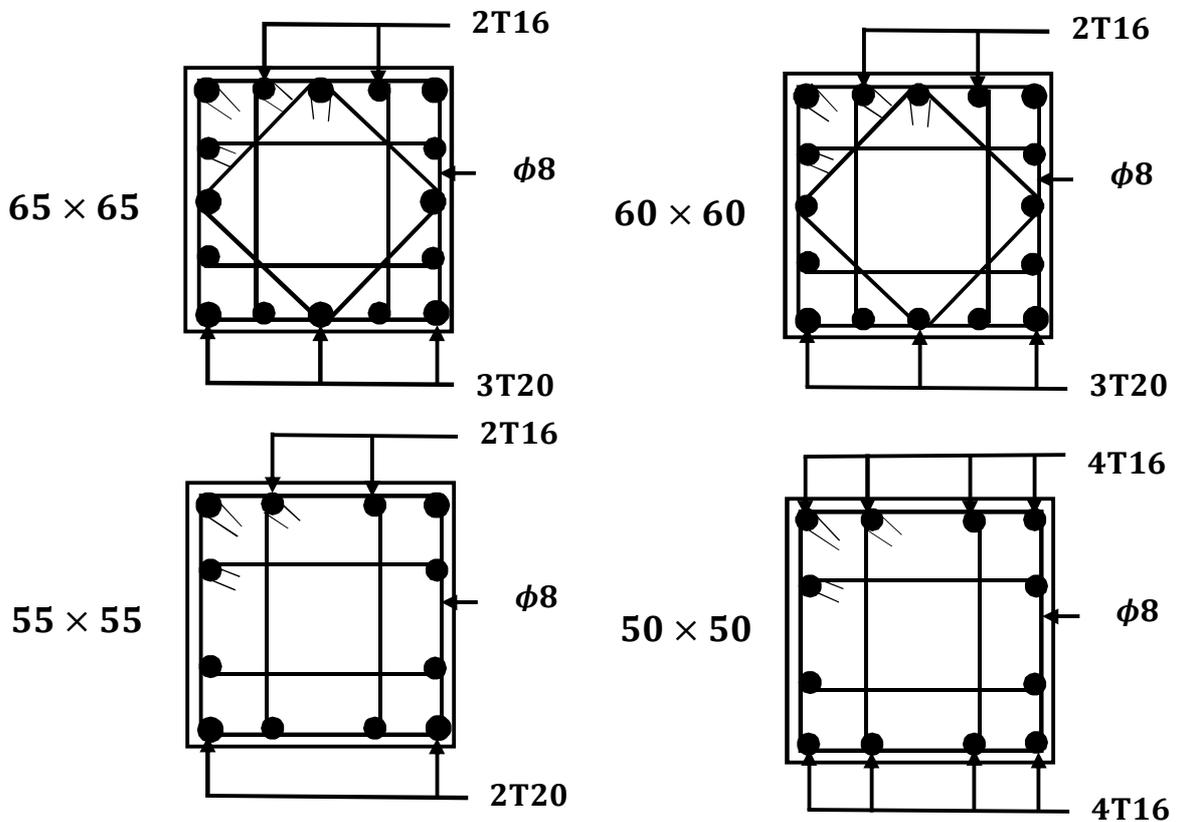
$h' = 60 \text{ cm}$ pour tous les étages.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

| Niveaux | Section (cm ²) | T (Kn) | a (cm) | λg | ρa | A calculé (cm ²) | Fer choisie | t (cm) | t' (cm) |
|------------------------|----------------------------|--------|--------|-------------|----------|------------------------------|-------------|--------|---------|
| Sous-sol | (65 × 65) | 143.69 | 65 | 3.66 | 3.75 | 2.07 | φ 8 | 10 | 15 |
| Entresol | (60 × 60) | 95.43 | 60 | 3.96 | 3.75 | 1.49 | φ 8 | 10 | 15 |
| RDC | (60 × 60) | 84.58 | 60 | 3.96 | 3.75 | 1.32 | φ 8 | 10 | 15 |
| 1 ^{er} étage | (55 × 55) | 86.52 | 55 | 4.23 | 3.75 | 1.47 | φ 8 | 10 | 15 |
| 2 ^{eme} étage | (55 × 55) | 113.13 | 55 | 3.89 | 3.75 | 1.92 | φ 8 | 10 | 15 |
| 3 ^{eme} étage | (50 × 50) | 83.52 | 50 | 4.28 | 3.75 | 1.56 | φ 8 | 10 | 15 |
| 4 ^{eme} étage | (50 × 50) | 86.59 | 50 | 4.28 | 3.75 | 1.62 | φ 8 | 10 | 15 |
| 5 ^{eme} étage | (45 × 45) | 82.33 | 45 | 4.76 | 3.75 | 1.71 | φ 8 | 10 | 15 |
| 6 ^{eme} étage | (45 × 45) | 80.25 | 45 | 4.76 | 3.75 | 1.67 | φ 8 | 10 | 15 |
| 7 ^{eme} étage | (40 × 40) | 77.23 | 40 | 5.35 | 2.5 | 1.20 | φ 8 | 10 | 15 |
| 8 ^{eme} étage | (40 × 40) | 69.17 | 40 | 5.35 | 2.5 | 1.08 | φ 8 | 10 | 15 |
| 9 ^{eme} étage | (35 × 35) | 40.08 | 35 | 6.12 | 2.5 | 0.71 | φ 8 | 10 | 15 |

Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux transversal.

3.3. Schéma de ferrailage des poteaux :



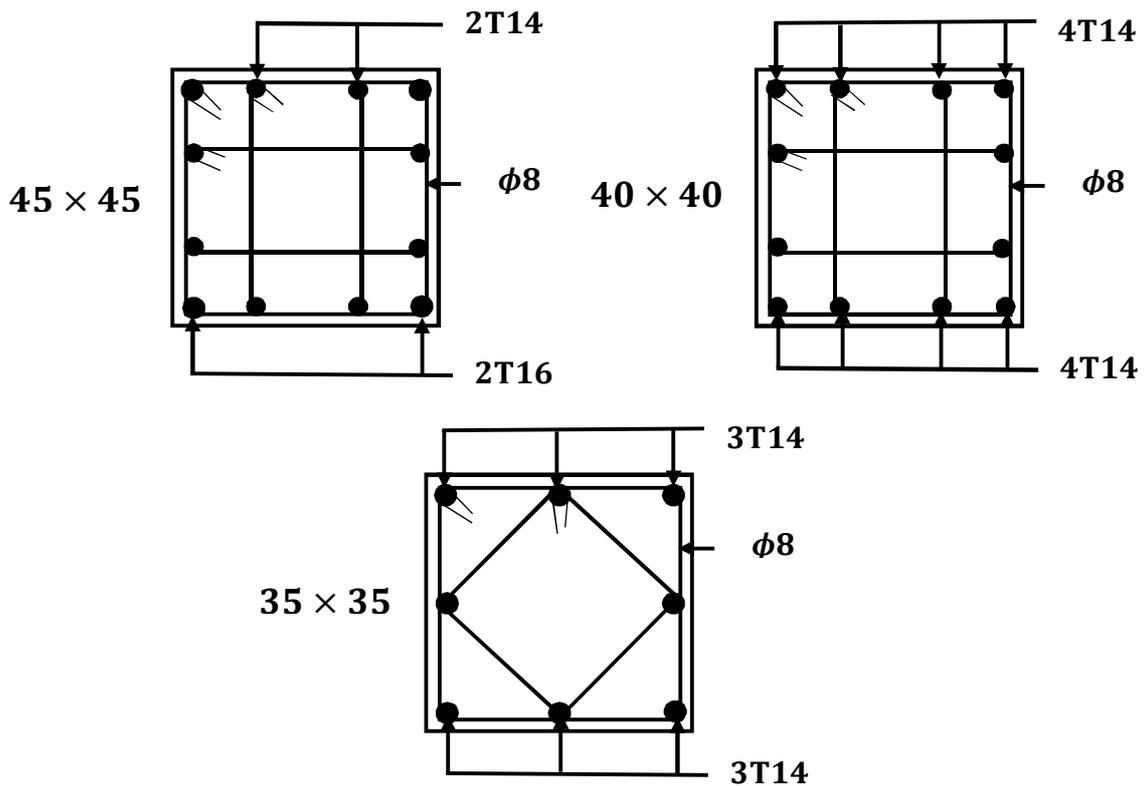


Figure 5.1 : Schémas de ferrailage des Poteaux.

4. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales → P.P (45 × 30) cm².
- Poutres secondaires → P.S (35 × 30) cm².

4.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- 40 ϕ en zone II.

4.3. Poutre Principale :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

| Type de plancher | ELU | | ELS | | ELA | |
|------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|
| | Appui (kn.m) | Travée (kn.m) | Appui (kn.m) | Travée (kn.m) | Appui (kn.m) | Travée (kn.m) |
| Terrasse | -91.37 | 57.23 | -75.18 | 41.06 | -98.45 | 48.24 |
| Etage courant | -100.77 | 60.61 | 84.12 | 46.85 | -102.31 | 54.55 |
| Etage commercial | -140.71 | 101.08 | 107.95 | 75.17 | -134.68 | 91.866 |
| Parking | -122.71 | 81.08 | -86.83 | 57.17 | -116.68 | 58.866 |

Tableau 5.3 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales.

4.3.1. Exemple de calcul :

On va prendre comme un exemple de calcul la poutre principale du parking, et les autres poutres sont calculées à l'aide de logiciel SOCOTEC.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,40 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

E.L.U:

➤ **En travée:**

$M_u^t = 81.08 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{81.08 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,2} = 0,119 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

$$A_u^t = \frac{81.08 \times 10^3}{0,93 \times 40 \times 348} = 6.26 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis:**

$$M_u^a = 122.71 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{122.71 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,2} = 0,180 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9$$

$$A_u^a = \frac{122.71 \times 10^3}{0,9 \times 40 \times 348} = 9.79 \text{ cm}^2$$

E.L.A:

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ Mpa}$$

| | M (Kn. m) | μ | Pivot | Au' | α | β | Aa (cm ²) |
|-----------|-----------|-------|-------|-----|----------|---------|-----------------------|
| En Travée | 58.866 | 0.066 | A | 0 | 0.085 | 0.966 | 4.09 |
| En Appui | -116.68 | 0.132 | A | 0 | 0.178 | 0.92 | 8.34 |

Tableau 5.4 : Calcul des armatures longitudinales des poutres principales a ELA.

Section d'armature minimale :

Selon l'Rpa99v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% \text{ b. h}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Pour résumer les calculs, on a :

➤ **En travée:**

$$A_{st} = \max(Au ; Aa) = \max(6.26 ; 4.09 ;) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.26 \text{ cm}^2 \quad \text{donc : } 3T14 + 3T12 \rightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis:**

$$A_{st} = \max(A_u ; A_a) = \max(9.79 ; 8.34) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.79 \text{ cm}^2 \quad \text{donc : } 3T16 + 3T14 \rightarrow A = 10,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.3 \times 0.4 = 1.45 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $8.01 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- **En appui :** $10.65 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

A l'ELS :

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 81.08 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 75.17 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{81.08}{75.17} = 1.08$$

$$\rightarrow \frac{1.08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$$

$$\alpha = 0,159 < 0.29 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis:**

$$M_u = 122.71 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 86.83 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{122.71}{86.83} = 1.41$$

$$\rightarrow \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455$$

$$\alpha = 0,25 < 0.445 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Vérification au cisaillement :

$$V_{\max} = 165.97 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{165.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4} = 1.38 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1.38 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

L'espace des armatures transversales :

D'après le RPA 99 ver 2003 Art 7.5.2.2 page 53

$$St < \min(h / 4, 10\phi_{min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale}$$

$$St < h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} St = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale} \\ St = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante} \end{cases}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min(h / 35, b / 10, \phi / \min)$$

$$\phi t \leq \min(45/35, 30/10, \phi / \min)$$

$$\phi t = 8 \text{ mm} \quad \text{min pour RPA}$$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ (zone II a // page 52).

$$\phi = 1,2 \phi \text{ cm}$$

| Type de plancher | A _{min RP} (cm ²) | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | | |
|------------------|--|---|-----------|------------------------------|---|-----------|------------------------------|------------------------|------------------|--------------------|
| | | Travée | | | Appui | | | Φ (mm) | St (Zone nodale) | St (Zone courante) |
| | | A _{socotec} (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) | A _{socotec} (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) | | | |
| Terrasse | 6.75 | 5.08 | 3T14+3T12 | 8.01 | 7,27 | 3T14+3T12 | 8.01 | 8 | 10 | 15 |
| Etage courant | 6.75 | 5,34 | 3T14+3T12 | 8.01 | 7.55 | 3T14+3T12 | 8.01 | 8 | 10 | 15 |
| Etage commercial | 6.75 | 7.48 | 3T14+3T14 | 9.23 | 10.8 | 3T16+3T16 | 12.06 | 8 | 10 | 15 |
| Parking | 6.75 | 6.26 | 3T14+3T12 | 8.01 | 9.79 | 3T16+3T14 | 10.65 | 8 | 10 | 15 |

Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

4.4. Schéma de ferrailage des poutres principales :

| | | Poutre principal (45×30) | |
|---------------------------|--|--------------------------|-----------|
| | | En appui | En travée |
| Terrasse et étage courant | | | |
| Etage commercial | | | |
| Parking | | | |

Tableau 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

4.5. Poutre secondaire :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

| Type de plancher | ELU | | ELS | | ELA | |
|------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| | Appui (kn. m) | Travée (kn. m) | Appui (kn. m) | Travée (kn. m) | Appui (kn. m) | Travée (kn. m) |
| Terrasse | -57.56 | 30.50 | -35.21 | 18.79 | -59.43 | 30.13 |
| Etage courant | -61.34 | 33.98 | -37.21 | 23.37 | -66.60 | 32.80 |
| Etage commercial | -90.54 | 61.19 | -64.36 | 37.43 | -99.40 | 65.13 |
| Parking | -72.26 | 43.38 | -51.43 | 29.43 | -79.86 | 46.91 |

Tableau 5.7 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires.

Après calcul des sections de ferrailages des poutres secondaires à l'aide de logiciel SOCOTEC, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

| Type de plancher | $A_{min RP}$ (cm^2) | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | | |
|------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| | | Travée | | | Appui | | | Φ (mm) | S_t (Zone nodale) | S_t (Zone courante) |
| | | $A_{socotec}$ (cm^2) | A choisie | A adopter (cm^2) | $A_{socotec}$ (cm^2) | A choisie | A adopter (cm^2) | | | |
| Terrasse | 5,25 | 4.01 | 3T12+3T12 | 6.78 | 6.78 | 3T12+3T12 | 6.78 | 8 | 10 | 15 |
| Etage courant | 5,25 | 4.24 | 3T12+3T12 | 6.78 | 6.78 | 3T12+3T12 | 6.78 | 8 | 10 | 15 |
| Etage commercial | 5,25 | 7.58 | 3T14+3T14 | 9.23 | 9.23 | 3T16+3T14 | 10.65 | 8 | 10 | 15 |
| Parking | 5,25 | 5.49 | 3T14+3T12 | 8.01 | 8.01 | 3T14+3T14 | 9.23 | 8 | 10 | 15 |

Tableau 5.8 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

4.6. Schéma de ferrailage des poutres secondaires :

| | | Poutre secondaire (35×30) | |
|---------------------------|--|---------------------------|-----------|
| | | En appui | En travée |
| Terrasse et étage courant | | | |
| Étage commercial | | | |
| Parking | | | |

Tableau 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

5. Ferrailage des voiles :

5.1. Voile de contreventement :

5.1.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

5.1.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

5.1.3. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} \diamond \begin{cases} 1.35G + 1.35Q \\ G + Q \end{cases} & \rightarrow \begin{matrix} ELU \\ ELS \end{matrix} \\ \diamond \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} & \rightarrow \begin{matrix} \\ ELA \end{matrix} \end{aligned}$$

5.1.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\delta_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant

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 3 cas :

- **1^{er} Cas :**

Si : $(\delta_1 \text{ et } \delta_2) > 0$ La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue »

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0.15 \times a \times L$$

- **2^{eme} Cas :**

Si : $(\delta_1 \text{ et } \delta_2) < 0$ la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 versions 2003.

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .
- **3^{ème} cas :**

Si : $(\delta 1 \text{ et } \delta 2) = 0$: sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc, on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

• **Armatures verticales :**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A99(version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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.

• **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 de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

• **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

➤ **Exemple de calcul :**

Notre choix a été porté sur le voile du RDC de l'axe A entre Fille 8 et 9 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

| | M11 | M22 | F11 | F22 | V13 | V23 |
|-----|------|------|--------|--------|------|------|
| ELU | 0.12 | 0.59 | 141.02 | 705.08 | 0.02 | 0.13 |
| ELS | 0.09 | 0.43 | 102.35 | 511.75 | 0.02 | 0.09 |
| ELA | 0.53 | 2.66 | 244.66 | 1223.3 | 0.05 | 0.81 |

Tableau 5.8 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant.

Avec :

F11 ; F22 : Effort normale.

V13 ; V23 : Effort tranchant.

M11 ; M22 : Moment
fléchissant.

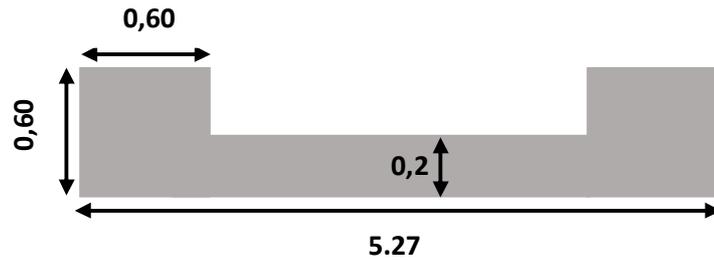


Figure 5.2 : Section du Voile étudié

- Longueur : $L = 5.27 \text{ m}$
- Epaisseur : $ep = 0,20 \text{ m}$
- La section : $A = (5.27 - 0.6) \times 0.2 = 0.934 \text{ m}^2$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 4.67^3}{12} = 1.697 \text{ m}^4$
- V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :

$$V = \frac{4.67}{2} = 2.335 \text{ m}$$

• **Détermination des contraintes :**

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{1223.3 \times 10^{-3}}{0.934} + \frac{2.66 \times 0.81 \times 10^{-3}}{1.697} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_2 = \frac{1223.3 \times 10^{-3}}{0.934} - \frac{2.66 \times 0.81 \times 10^{-3}}{1.697} = 1.29 \text{ MPa}$$

On a δ_1 et $\delta_2 > 0 \rightarrow$ la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99 version 2003.

• **Calcul des armatures :**

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

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage par 1 ml.

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Le diamètre des armatures :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

• **L'espacement :**

- Selon le CBA 93 :

$$St \leq \min (2a ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

$$St \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min (St_{CBA} ; St_{RPA99}) = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement égal à : 15 cm

Le diamètre des armatures verticales est de 7T12 soit : $A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2$

- **Détermination des armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v est la section des armatures verticales

$$A_h = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend : $A_h = 10 \text{ mm}^2$

Soit : 7T10 de section $A_{st} = 5,5 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

Donc :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 0,81 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,67} = 0,0012 \text{ Mpa}$$

$$0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,0012 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage :**

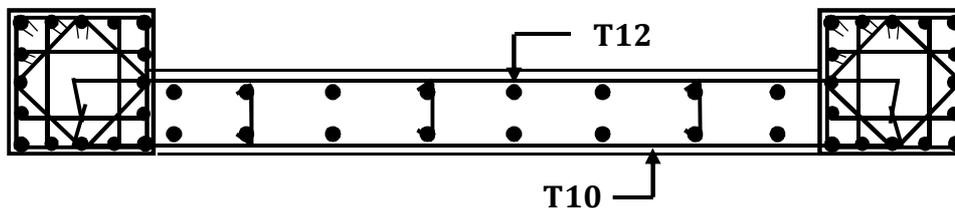


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du voile.

5.2. Voile périphérique :

- **Introduction :**

Selon le RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- La longueur de recouvrement est de $40\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

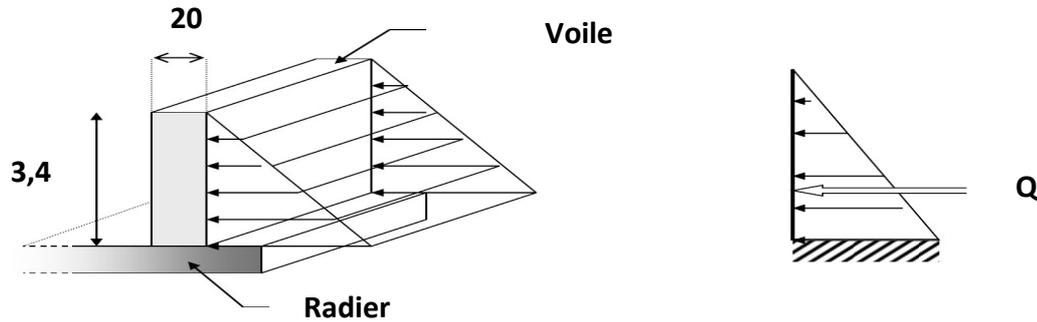


Figure 5.4 : schéma du voile périphérique.

- **Evaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). $L_x=3.4$ m ; $L_y=5.27$ m ; $e=20$ cm. La charge de poussées des terres est donnée par :

$$q = 1,35 \cdot \gamma \cdot h \cdot A \quad ; \quad A = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$$

Avec : γ : poids volumique des terres $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

A : Coefficient de poussée.

h : Hauteur du mur voile ($h = 3,40\text{m}$)

ϕ : Angle de frottement ($\phi = 30^\circ$)

a) La poussée des terres :

$$Q = 0,33 \times 19 \times 3,4 = 21.32 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$p = 10 \times 0,33 = 3,3 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de sollicitation :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{340}{527} = 0,65 > 0,4 \quad (\text{La dalle travaille dans les 2 sens}).$$

$$\rho = 0,65 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

- **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 Q + 1,5 p = 36.23 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0751 \times 36,23 \times 3,4^2 = 31.45 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,3613 \times 31.45 = 14.36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 31.45 = 26.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 14.36 = 12.21 \text{ kN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \times 31.45 = 15.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \times 14.36 = 7.18 \text{ kN.m}$$

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} .$$

| | position | M (Kn.m) | μ | α | β | Au (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | Ast adopté (cm ²) | Choi x | Esp (cm) |
|--------|----------|-------------|-------|----------|---------|--------------------------|--|-------------------------------------|-----------|-------------|
| Sens X | Travée | 26.73 | 0.058 | 0.074 | 0.97 | 4.39 | 2 | 5.65 | 5T12 | 15 |
| | Appuis | 15.73 | 0.034 | 0.043 | 0.98 | 2.56 | 2 | 4.52 | 4T12 | 15 |
| Sens | Travée | 12.21 | 0.026 | 0.032 | 0.98 | 1.98 | 2 | 3.93 | 5T10 | 15 |
| | Appuis | 7.18 | 0.016 | 0.020 | 0.99 | 1.15 | 2 | 3.14 | 4T10 | 15 |

Tableau 5.9 : Calcul du ferrailage du voile périphérique.

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 100 \times 18 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS :

$$V_{\max} = 73.75 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{73.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.41 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.41 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **ELS :**

$$q_{ser} = p + q = 24.62 \text{ KN/ml}$$

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

| | | M_s | M_u | γ | α | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Observation |
|---------|---------|-------|-------|----------|----------|--|-------------|
| Sens XX | Travées | 19.47 | 26.73 | 1.37 | 0.074 | 0.435 | C.V |
| | Appuis | 11.45 | 15.73 | 1.37 | 0.043 | 0.435 | C.V |
| Sens YY | Travées | 10.19 | 12.21 | 1.19 | 0.032 | 0.345 | C.V |
| | Appuis | 5.99 | 7.18 | 1.19 | 0.020 | 0.345 | C.V |

Tableau 5.10: vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

• **Schéma de ferrailage :**

Sens XX et YY

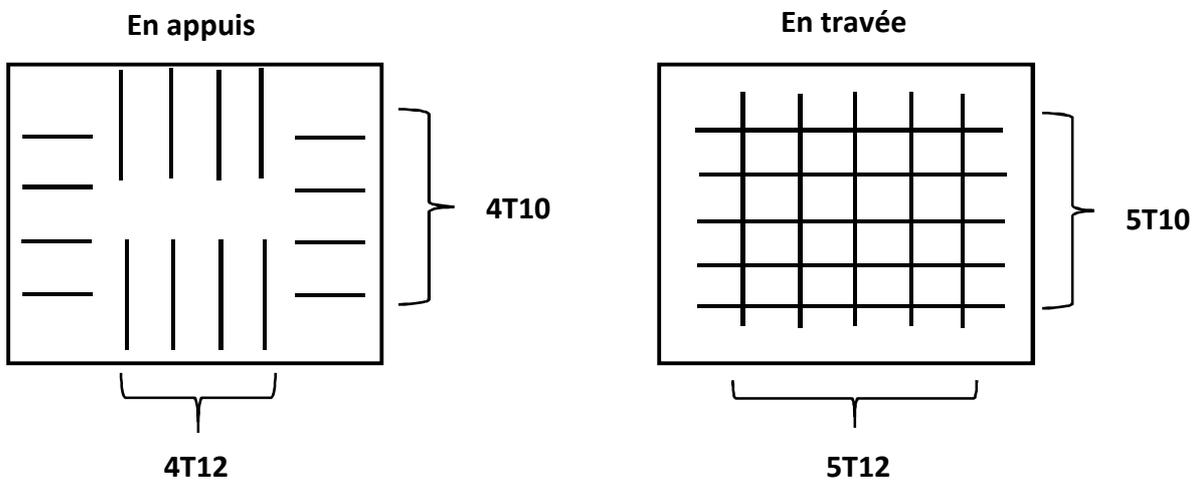


Figure 5.5 : Ferrailage du voile périphérique.

Chapitre 6

Etude des fondations

1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Modélisation des fondations :

Etant dans la même filière que l'ETABS et le SAP2000, SAFE est un programme de modélisation et de calculs de l'infrastructure des ouvrages, permettant d'effectuer les analyses sur les types de fondations, nous donner la pression du sol pour effectuer les vérifications des contraintes, de même que le déplacement de chaque élément de fondation, ainsi que plusieurs fonctionnalités de modélisations et autres.



Figure 6.1 : Le logiciel de calcul utilisé SAFE 12.3.2

Il est aussi possible d'exporter un fichier ETABS ou SAP2000 dans le programme SAFE pour directement avoir les paramètres affectant le fichier envoyée (Charges, spectre de réponse) sans avoir à refaire toute la modélisation de la structure à zéro.

3. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,5 bar.

4. Combinaisons d’actions à considérer :

D’après le **RPA99 version 2003** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d’actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

5. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l’ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

5.1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L’effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d’appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

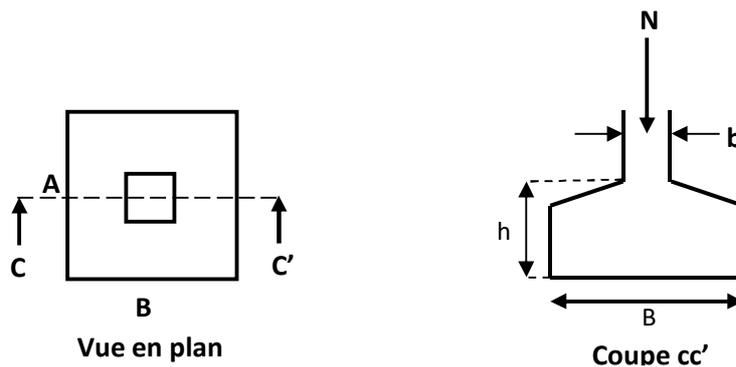


Figure 6.2 : Vue d’une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{-----} \quad (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{2.396}{0.25}} = 3.1 \text{ m}$$

$$S_{semelle} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux} \\ = 3.1^2 \times 42 = 403.62 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 559.51 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = 72 \% > 50 \%$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Donc, on doit passer à des semelles filantes.

5.2. Vérification des semelles filantes :

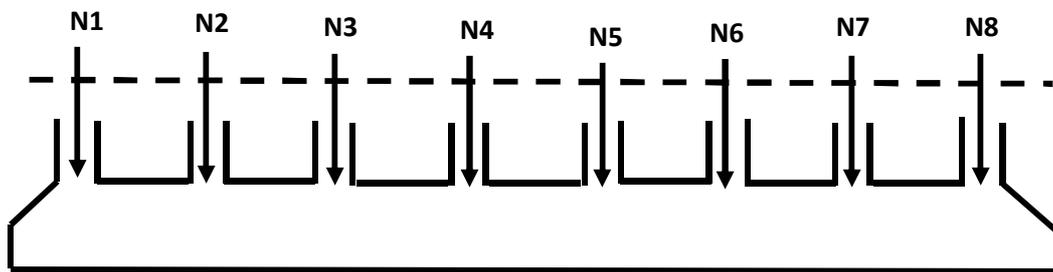


Figure 6.3 : Schéma d'une Semelle filante.

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

$$N = 16328.93 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L} = \frac{16328.93}{250 \times 27.24} = 2.39 \text{ m}$$

On prend $B = 2.4 \text{ m}$ → Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //X.

- **Calcul de la surface de la semelle filante**

$$S = \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{16328.93}{250} = 65.32 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.

d : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$d = 0.4375 \text{ m} \rightarrow h_t = 0,05 + 0.4375 = 0.4875 \text{ m}.$$

On opte pour **$h=50 \text{ cm}$** .

- **Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

La semelle soumise à son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{(superstructure)}} + N_{\text{(infrastructure)}}.$$

$$\text{Avec : } N_{\text{(infrastructure)}} = N_{\text{(avant poteau)}} + N_{\text{(semelle)}}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{\text{(superstructure)}} = 16328.93 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{(semelle)}} = \gamma_b \times S_s \times h_t.$$

$$N_{\text{(avant poteau)}} = \gamma_b \times S_{ap} \times h \times n ; \text{ Avec :}$$

S_{ap} : surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2$$

h : hauteur de l'avant-poteau ; $h = 1 \text{ m}$.

n : nombre de poteaux revenant à la semelle ; $n = 8 \text{ poteaux}$.

$$N_{\text{(avant poteau)}} = 25 \times 4225 \times 1 \times 8 = 84.5 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{(semelle)}} = 25 \times 65.32 \times 0.5 = 816.5 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{Total}} = 17229.93 \text{ KN}.$$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{17229.93}{65.32} = 2.63 \text{ bar} \geq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar}$$

On voit que la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

5.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

5.3.1. Pré dimensionnement :

• **La dalle du radier :**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.27}{20} = 26.35 \text{ cm}$$

Avec l_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

• **Les nervures :**

- **La condition de coffrage :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5.27}{10} = 52.7 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.80 \text{ m}$.

A partir de ces conditions précédentes on prend :

- La dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$
- La nervure : $(bxh) = (50 \times 90) \text{ cm}^2$

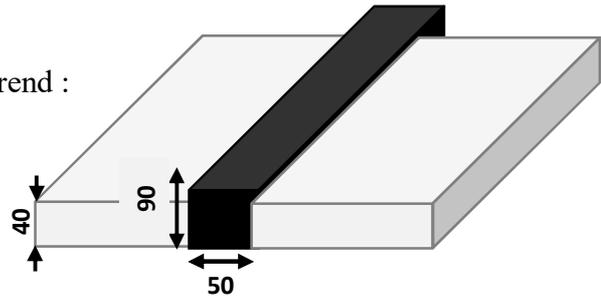


Figure 6.4 : Dimensions du radier.

5.3.2. La modélisation :

Après le prédimensionnement de radier on doit le modéliser en utilisant le logiciel 'SAFE', cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :

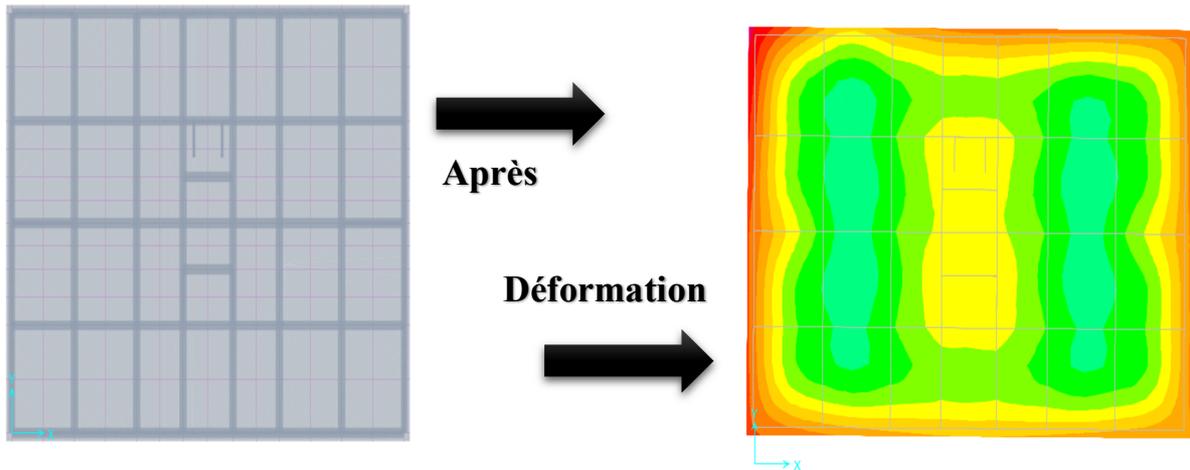


Figure 6.5 : Modélisation et Déformations de radier.

5.3.3. Les vérifications nécessaires du radier :

a) Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$

- 1^{ère} vérification :

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: réaction totale de la structure à l'ELS.

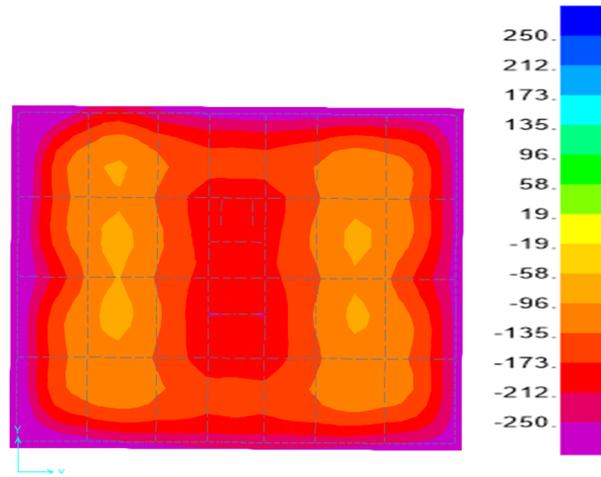


Figure 6.6 : réaction de la structure à l'ELS.

L'utilisation du logiciel «

SAFE » nous a donné la valeur de la réaction :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 367.1 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 367.1 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

➔ Condition non vérifiée

Pour corriger cela : on s'est mis d'accord pour un débordement du radier.

- Calcul du débordement « D » :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm}$$

On prend : $D = 1\text{m}$.

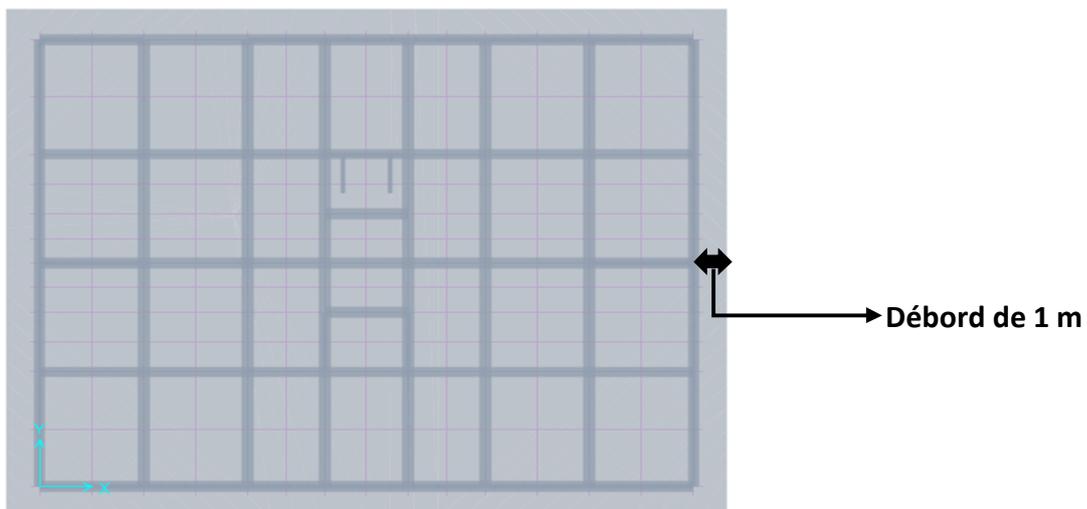


Figure 6.7 : Radier nervuré avec débordement de

Par suite le résultat obtenu est de :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 218.16 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{sol} < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

➔ Condition vérifiée

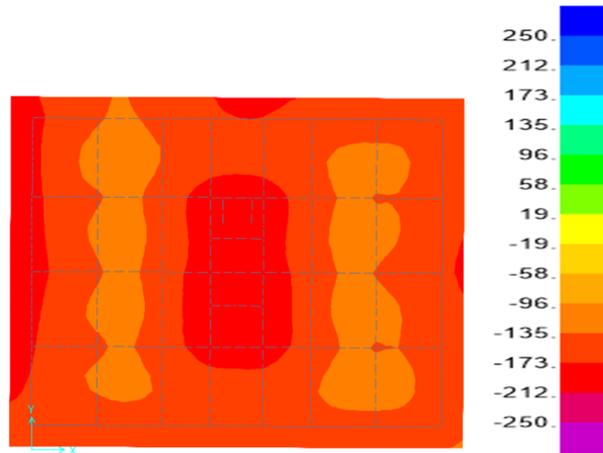


Figure 6.8 : réaction de la structure à l'ELS après l'ajout de débord.

• 2^{ème} vérification :

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{Pz}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : Pz : réaction totale de la structure à l'ELS.

S : surface totale de la structure.

En utilisant le programme « Safe », on obtient : Pz=104414.24 KN

$$\frac{104414.24}{559.51} = 186.62 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• 3^{ème} vérification :

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis au déplacement maximal suivant l'axe « Z ».

La condition exige que : $Z_{max} \times K \leq \sigma_{sol}$

Avec :

- Z_{max} : déplacement maximale « Uz » à L'ELS obtenu par SAFE

➔ « $Z_{max} = 0.0056 \text{ m}$ »

- K : coefficient de raideur du sol (le coefficient de ballast) ;

➔ $K=4 \text{ Kg/cm}^3$ (tableau du module de réaction du sol)

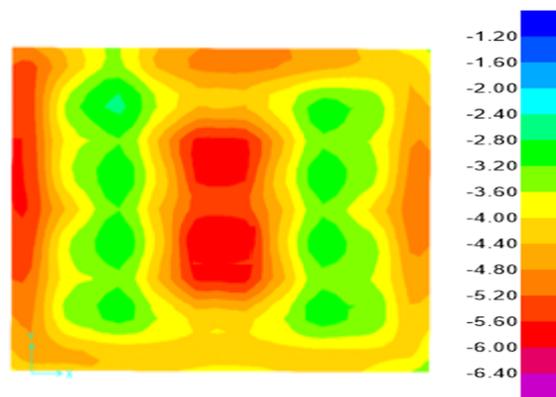


Figure 6.9 : déplacement maximale Z_{max} de la structure

$$0.0059 \times 4.10^4 = 236 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification au poinçonnement :

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq Qu = 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (KN).

On a : $N_u = 3312.83 \text{ KN}$.

Q_u : Charge de calcul du poteau (KN)

μ_x : périmètre d'impact de la charge (m) : $\mu_x = 2 [2(a + b) + 2 h]$

a, b : dimension du poteau (m).

h : épaisseur du radier.

$$\mu_x = 2 [(0.65 + 0.65) + 2 \times 0.9] = 6.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6.2 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.185 \text{ MN}$$

$$N_u = 3.31 \text{ MN} \leq Q_u = 4.185 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6. Calcul le Ferrailage :

6.1. Ferrailage de la dalle de radier :

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

| | ELU | | ELS | |
|------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| | M_{appuis} (kn. m) | $M_{\text{travées}}$ (kn. m) | M_{appuis} (kn. m) | $M_{\text{travées}}$ (kn. m) |
| Sens (x-x) | -358.53 | 493.37 | -235.25 | 337.74 |
| Sens (y-y) | -290.82 | 409.88 | -201.45 | 254.99 |

Tableau 6.1 : récapitulatif des moments exercés sur le radier.

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant(y-y)

On a: $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,60 \text{ m}$; $d = 0,9 (h) = 0,54 \text{ m}$.

❖ **Sens x-x:**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,119 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,159$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,48$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{0,48 \times 348} = 29.53 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 10T20 = 31.40 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$\mu = \frac{358.53 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,087 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52$$

$$A_{st} = \frac{358.53 \times 10^{-3}}{0,52 \times 348} = 19.81 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 10T16 = 20.10 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.54 = 6.52 \text{ cm}^2$$

En travées : $31.40 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En appuis : $20.10 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 493.37 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 337.74 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.159$$

$$\gamma = \frac{493.37}{337.74} = 1.46$$

$$\rightarrow \frac{1.46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.48$$

$$\alpha = 0,159 < 0.48 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 358.53 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 235.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.114$$

$$\gamma = \frac{358.53}{235.25} = 1.52$$

$$\rightarrow \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.51$$

$$\alpha = 0,114 < 0.51 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

❖ **Sens y-y:**

• **En travées :**

$$\mu = \frac{409.88 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,099 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,130$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,51$$

$$A_{st} = \frac{409.88 \times 10^{-3}}{0,51 \times 348} = 23.09 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 12T16 = 24.12 \text{ cm}^2$

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{290.82 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,070 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,091$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52$$

$$A_{st} = \frac{290.82 \times 10^{-3}}{0,52 \times 348} = 16.07 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 12T14 = 18.46 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.54 = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } 24.12 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis : $18.46 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

• Vérification à l'ELS :

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ En travée :

$$\rightarrow \frac{1.6-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55$$

$\alpha = 0,130 < 0.55 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ En appuis:

$\alpha = 0,091 < 0.47 \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

• Calcul de l'espacement :

On prend de façon arbitraire un espacement idéale égale à :

St = 15 cm en zone courante

St = 10 cm en zone nodale

• Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

Avec : $V_{u \max} = 687.4 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{687.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.27 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on a :

| | Travée | | | Appui | | |
|------------|-------------------------------|-----------|------------------------------|-------------------------------|-----------|------------------------------|
| | A calculer (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) | A calculer (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) |
| Sens (x-x) | 29.53 | 10T20 | 31.40 | 19.81 | 10T16 | 20.10 |
| Sens (y-y) | 23.09 | 12T16 | 24.12 | 16.07 | 12T14 | 18.46 |

Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

6.1.1. Schéma de ferrailage :

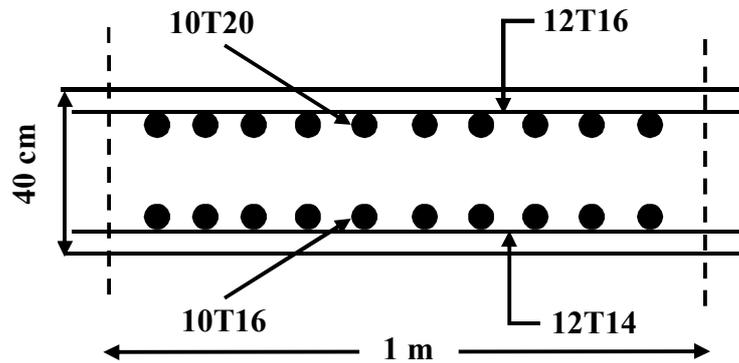


Figure 6.10 : Ferrailage de la dalle du radier.

6.2. Ferrailage des nervures :

A partir du logiciel SAFE, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

| ELU | | ELS | |
|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| M _{appuis} (kn. m) | M _{travées} (kn. m) | M _{appuis} (kn. m) | M _{travées} (kn. m) |
| 456.36 | 700.46 | 263.02 | 490.25 |

Tableau 6.3 : : Récapitulatif des moments pour les nervures.

6.2.1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0,9 x 0,5) m² à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

| Travée | | | Appui | | |
|---------------------------------|-----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|---------------------------------|
| A socotec (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) | A socotec (cm ²) | A choisie | A adopter (cm ²) |
| 24.95 | 8T20 | 25.12 | 15.81 | 8T16 | 16.08 |

Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.5 \times 0.81 = 4.89 \text{ cm}^2$$

En travées : $25.12 \text{ cm}^2 > 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En appuis : $16.08 \text{ cm}^2 > 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 700.46 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 490.25 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.098$$

$$\gamma = \frac{700.46}{490.25} = 1.43$$

$$\rightarrow \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.68$$

$$\alpha = 0,098 < 0.48 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis:**

$$M_u = 456.36 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 263.02 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.063$$

$$\gamma = \frac{456.36}{263.02} = 1.73$$

$$\rightarrow \frac{1.73-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61$$

$$\alpha = 0,063 < 0.61 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Avec : } V_{u \max} = 743.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{743.4 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 1.83 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.2. Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; Q_{L\min} ; \frac{b}{10}\right) \text{ Selon le CBA93}$$

$Q_{Lmin} = 1,4$ cm (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35}; 1,4; \frac{50}{10}\right) = 1,4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10$ mm

- **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 :

$$St < \min(h/4, 12\phi_{lmin}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm (pour la zone nodale).}$$

$$St < h/2 = 40 \text{ cm (pour la zone courante).}$$

Donc on prend :

$$St = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$$St = 15 \text{ cm (pour la zone courantes)}$$

6.2.3. Schéma de ferrailage :

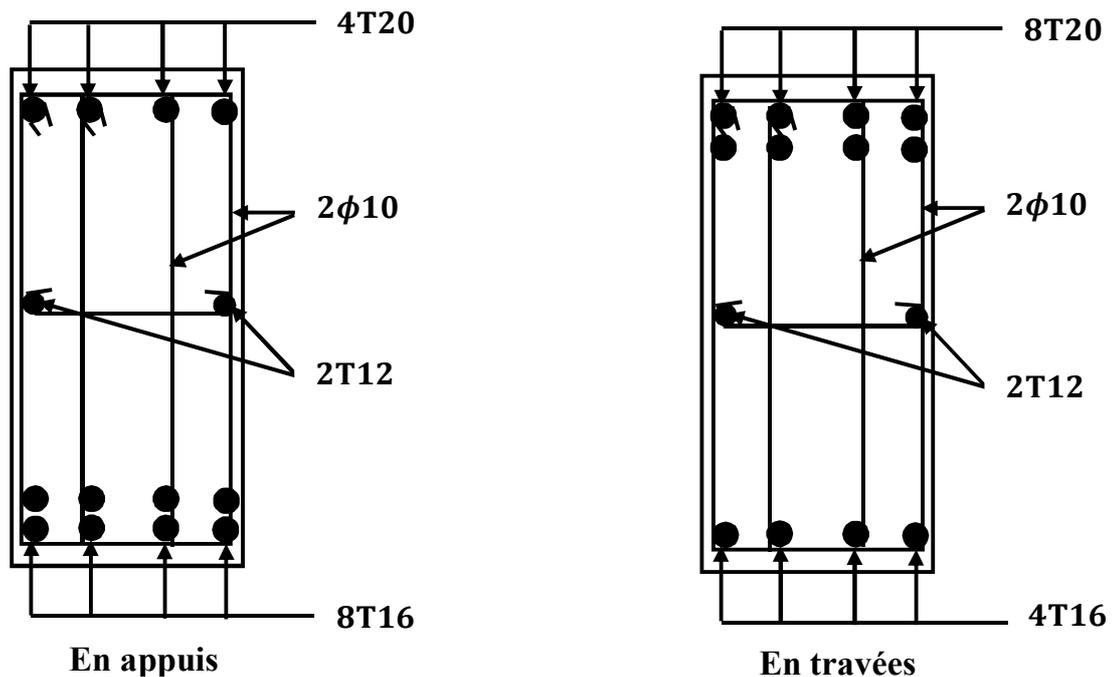


Figure 6.11 : Schéma de ferrailage des nervures.

Remarque : Vu l'importance de la hauteur des nervures ($h > 50$ cm), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

7. Etude des longrines :

7.1. Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S4.

→ Donc on va prendre une longrine de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{avec :}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas : $N = 3312,83 \text{ KN}$

Zone II ; site 3 $\rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{3312,83}{12} = 276,07 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

7.2. Calcul du ferrailage :

$$F = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{276,07 \times 10}{348} = 7,93 \text{ cm}^2$$

- **Le RPA99 version 2003 exige que :**

$$A_{st \min} = 0,6 \% (b \times h) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 7,93 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5,4 \text{ cm}^2. \text{ D'où le ferrailage choisi : } A_{st} = 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$9,23 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\emptyset)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures transversals :

On choisit forfaitairement : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

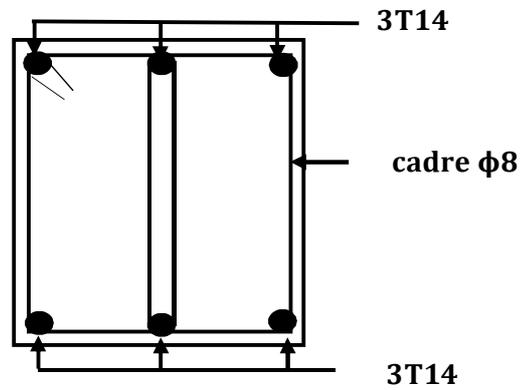


Figure 6.12 : Schéma de ferrailage de la longrine.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels Etabs 9.6.0 permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

Bibliographie :

- **Réglementations et Lois imposée :**

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

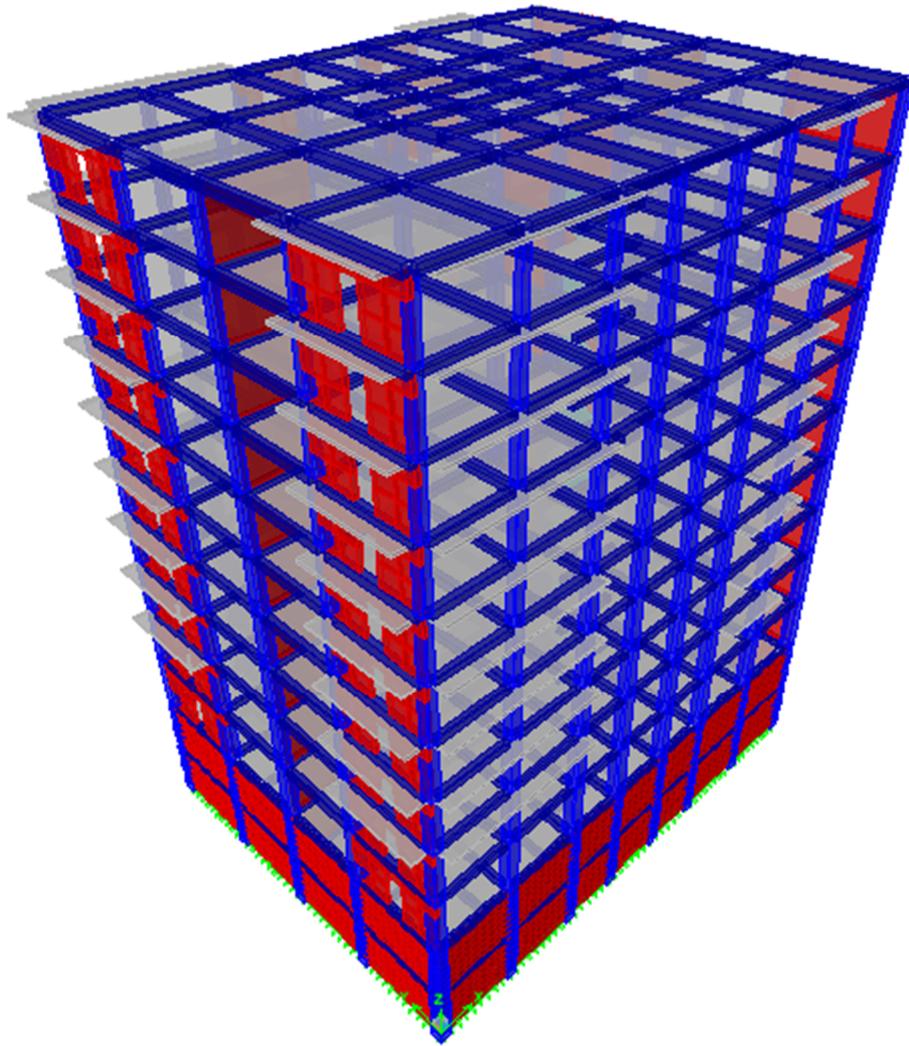
- **Anciens mémoires de fin d'étude :**

- Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le Comportement d'un Centre de Recherche Médicale (Sous-sol+RDC+7etages).
Université BELHADJ BOUCHAIB -d'Ain Temouchent-2016/2017
- La modélisation et conception parasismique d'un bâtiment (Sous-sol+RDC+9 ETAGES) à usage multiple. Université BELHADJ BOUCHAIB -d'Ain Temouchent-2015/2016
- Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Contreventé par un système mixte (voiles-portique). Université A-Mira -Bejaia-2012/2013.

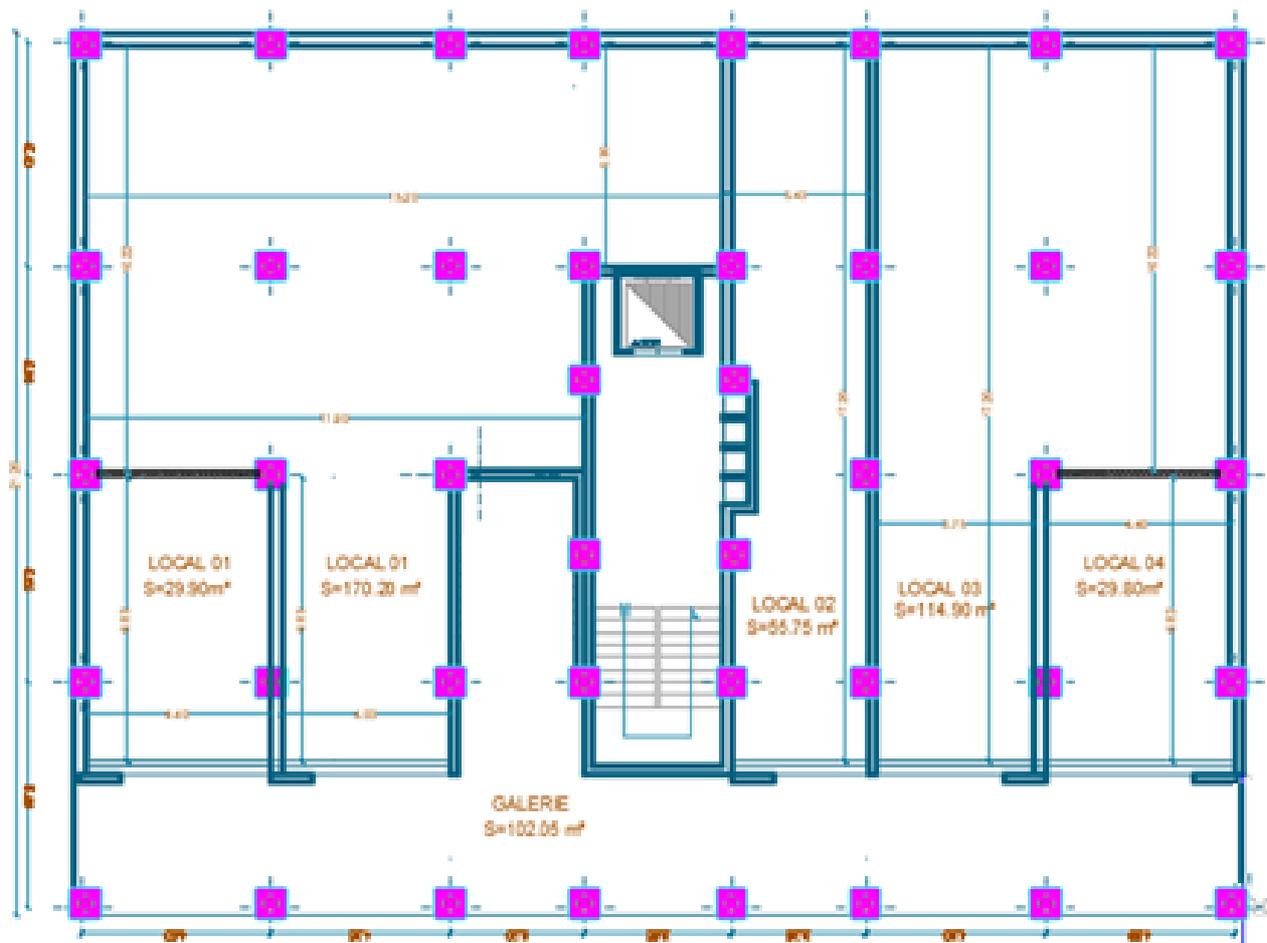
- **Logiciels Utilisés :**

- Structural Software for Building Analysis and Design ETABS 9.6.0
- Programme « SAFE 2012 »
- Autodesk AutoCAD 2016.
- Microsoft office WORD 2016.
- Microsoft office EXCEL 2016.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

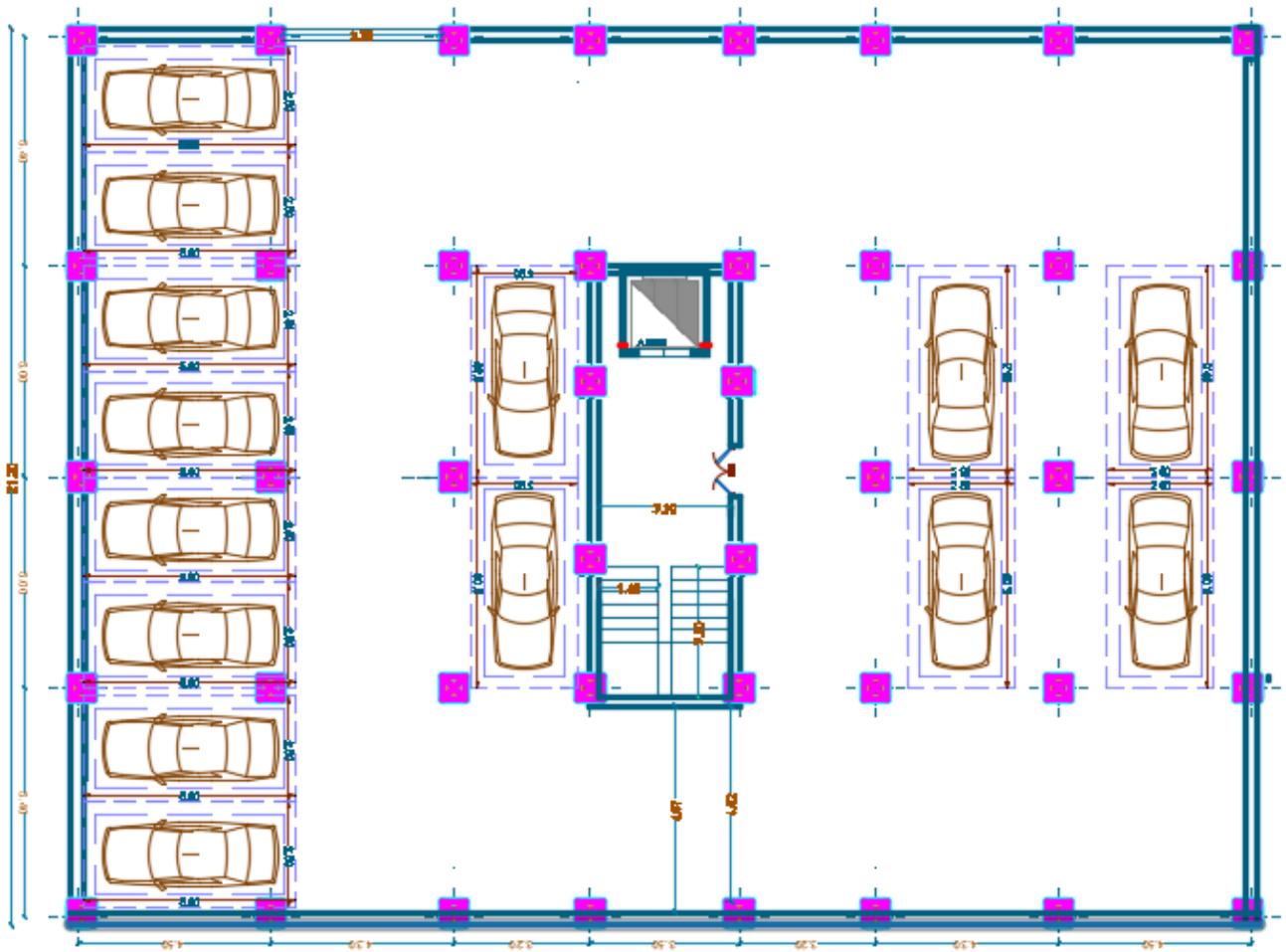
Annexes



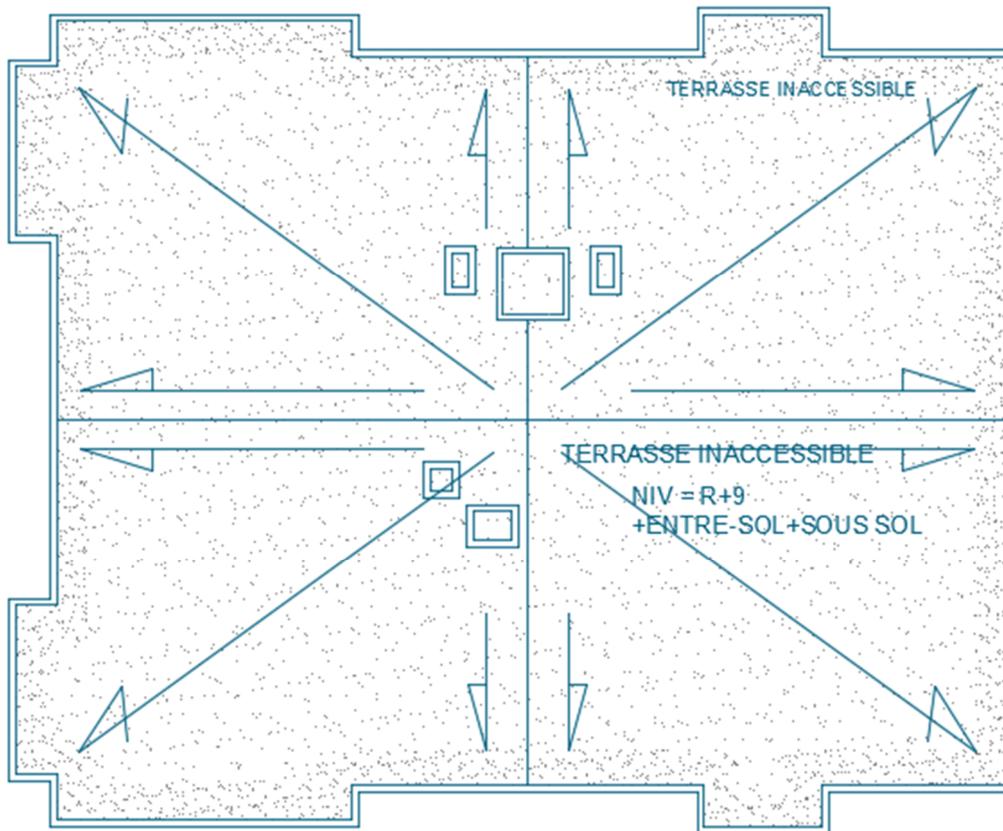
Vue en 3D par logiciel ETABS 9.6.0



Plan étage commercial (RDC et 1^{er} étage).



Plan de parking (sous-sol et entresol).



Plan de terrasse inaccessible.