



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2023

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

**Filière : Génie-civil**  
**Option : Structure**

### Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN  
SOUS SOL +RDC+9  
A USAGE D'HABITATION**

Présenté par :  
Behih Fatima Zohra

Soutenu le /07/2023 devant le jury composé de :

|             |                  |                          |
|-------------|------------------|--------------------------|
| Encadrent : | Dr. MEHALA. T    | Université de Mostaganem |
| Président : | Dr. BELHOUARI. F | Université de Mostaganem |
| Examineur : | Dr. BAHAR. S     | Université de Mostaganem |

Année Universitaire 2022/2023



بِسْمِ

اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

## REMERCIEMENTS

*Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits afin que nous puissions terminer nos études.*

*Et au début, Nous tenions à exprimer nos encadreur remerciements aux encadrants de Mr. MEHELA TEWFIK pour leur soutien et leurs conseils tout au long de ce travail .*

*Nous sommes reconnaissants au Département de génie civil et à tous les enseignants qui nous ont enseigné et formé avec un grand dévouement .*

*Nous remercions également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail, qui, nous l'espérons, sera apprécié.*

*Et en fin, Nous remercions tous ceux qui ont contribué à nous aider de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.*

## Dédicace

*Avec toute ma gratitude, je dédie cet humble travail à ceux à qui, quoi que je puisse dire, je ne pourrais jamais exprimer mon amour sincère.*

*À l'homme de ma vie, mon précieux don de Dieu, à qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père.*

*À la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais refusé mes demandes et qui n'a ménagé aucun effort pour me rendre heureuse : ma adorable mère.*

*À mes chères sœurs Malika, Zahia, Hanan, Nadia, Houda, et mon frère Abdelkader et sa femme Hakima, qui ne m'ont jamais cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.*

*À ma adorable petite nièce Sarah, qui sait toujours comment apporter de la joie et du bonheur à toute la famille.*

*À ma grand-mère, mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur accorde une longue et heureuse vie. À tous les cousins.*

*À ma chère amie Maroua, ma meilleure amie, qui ne m'a jamais laissée seule.*

*À mes amis que j'ai rencontrés jusqu'à présent : Nesrine, Wiwer, Ahlem, Hadjer, Khadouj, Dithra, Fatoumata et Mohamed Cherif, notre exemple de force. Merci pour leur amour et leur encouragement.*

*À mon cher médecin, Dr. Chaba Walid, un énorme merci pour tout ce que tu fais pour moi.*

*À mes chers élèves, je vous souhaite beaucoup de courage.*

*Et un grand merci à mon encadrant, M. Mehela Tewfik, ainsi qu'à mes professeurs tout au long de ma période d'études.*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, constitué d'un rez- de-chaussée + 9étages ayant une forme irrégulière en plan.

En utilisant les 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 ROBOT 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, ROBOT 9.6.0, RPA99, CBA93

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل خرساني مقوى متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري وموقف سيارات), يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق، وهو موجود في بير الجير في ولاية وهران . تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة متوسطيه زلزال 12 وفقا للمعايير الزلزالية الجزائرية 1999 نخسة 2003

يعتمد العمل على دراسة شاملة لتصميم وتخطيط الهيكل, والتي تنقسم الى عدة فصول

- تقديم المشروع
- التحجيم المسبق للعناصر وخفض الاحمال
- دراسة العناصر غير الهيكلية
- التصميم والتحقق المعايير الزلزالية الجزائرية باستعمال برنامج " Autodesk Rebot Structural " "Analysais 2023"
- دراسة العناصر الأساسية لهيكل
- دراسة الأساس, نوع الطوافة, الطوافة العامة

## Abstract

This project involves a detailed study of a mixed-use residential and commercial building located in Bir El Djir, in the province of Oran. The building consists of a basement, a ground floor, and nine additional floors. This region is classified as seismic zone Iia according to the RPA99 version 2003.

The study is divided into four parts. The first part provides a general description of the project, details about the materials used, a preliminary structural design, and an analysis of the load distribution.

The second part focuses on the study of secondary elements such as beams, stairs, parapets, balconies, and solid slabs.

The third part initiates a dynamic study of the structure using the ROBOT 2023 software to determine various solicitations resulting from permanent loads, operational loads, and seismic loads.

Finally, the last part is dedicated to calculating the load-bearing elements of the structure, including columns, beams, walls,



# **INTRODUCTION**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, et les ingénieurs s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

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

Dans notre projet de fin d'étude. Nous allons étudier une structure en béton armé a usage d'habitation et commercial qui est composé de neuf étages avec un sous-sol. Notre travail est composé de 8 chapitres : on commence par la description générale du projet, ensuite le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges, étude des planchers, études des éléments secondaires (escalier, l'ascenseur, balcon et l'acrotère), L'étude dynamique de la structure par le logiciel (ROBOT) afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements, étude des portiques, étude des voiles et le dernier chapitre comprend l'infrastructure.

# Sommaire

|   |    |
|---|----|
| REMERCIEMENTS .....   | 4  |
| Dédicace .....  | 5  |
| Résumé .....  | 6  |
| ملخص.....   | 7  |
| Abstract .....  | 8  |
| Introduction .....  | 9  |
| Introduction  |    |
| La liste des figures.....   | 24 |
| Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul .....              | 3  |
| 1.1. Introduction : .....   | 3  |
| 1.2. Présentation de l'ouvrage : .....                                | 3  |
| 1.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) : .....       | 4  |
| 1.3. Donnée sismique de la structure : .....                          | 4  |
| 1.4. Les éléments de l'ouvrage : .....                                | 4  |
| 1.4.1. Planchers : .....  | 4  |
| 1.4.2. Ossature : .....   | 5  |
| 1.4.3. Les escaliers : .....  | 5  |
| 1.4.4. La terrasse : .....  | 5  |
| 1.4.5. L'acrotère : .....   | 5  |
| 1.4.6. Maçonnerie : .....   | 5  |
| 1.4.7. La cage d'ascenseur : .....                                    | 5  |
| 1.4.8. Le revêtement : .....  | 5  |
| 1.4.9. Les fondations : .....   | 6  |
| 1.4.10. Système de coffrage : .....                                   | 6  |
| 1.4.11. Isolation : .....   | 6  |
| 1.5. Règlementation et normes utilisés : .....                        | 6  |
| 1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul : ..... | 7  |
| 1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) : .....                            | 7  |
| 1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU : .....                            | 7  |
| 1.6.3. Etats limites de service (ELS) : .....                         | 8  |
| 1.6.4. Hypothèse de calcul à L'ELS : .....                            | 8  |
| 1.7. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul : .....  | 9  |

|  |    |
|--|----|
| 1.7.1. Béton :   | 9  |
| 1.7.1.1. Dosage du béton :   | 9  |
| 1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :                            | 9  |
| 1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :                               | 10 |
| 1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :                             | 10 |
| 1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :                             | 10 |
| 1.7.1.4.2. Module de déformation différée :                                | 10 |
| 1.7.1.5. Module de déformation transversale :                              | 10 |
| 1.7.1.6. Modèles de calcul :   | 11 |
| 1.7.1.6.1. A l'ELU :   | 11 |
| 1.7.1.8.2. A l'ELS :   | 12 |
| 1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :                       | 12 |
| 1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :                  | 12 |
| 1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :               | 12 |
| 1.7.1.10. Poids volumique de béton :                                       | 12 |
| 1.7.2. Acier :   | 13 |
| 1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :                                     | 13 |
| 1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :                              | 13 |
| 1.7.2.2.1. L'ELU :   | 13 |
| 1.7.2.2.2. L'ELS :   | 14 |
| 1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :                | 14 |
| 1.8.1. Etat limite ultime :  | 14 |
| 1.8.2. Etat limite de service :  | 14 |
| 1.8.3. Etat limite accidentelle :  | 14 |
| Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants                  | 17 |
| 2.1. Introduction :  | 17 |
| 2.2. Pré-dimensionnement des poutres :                                     | 17 |
| 2.2.1. Poutres principales :   | 17 |
| 2.2.1.1. Selon les Règles de BAEL93 :                                      | 17 |
| 2.2.1.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :                  | 18 |
| 2.2.1.3. Critères de flèche :  | 18 |
| 2.2.1.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 : | 18 |
| 2.2.2. Poutres secondaires :   | 18 |
| 2.2.2.1. Selon les Règles de BAEL93 :                                      | 18 |
| 2.2.2.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :                  | 19 |

|   |    |
|---|----|
| 2.2.2.3. Critères de flèche :.....  | 19 |
| 2.2.2.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :..... | 19 |
| 2.3. Pré-dimensionnement des planchers : .....                                  | 19 |
| 2.3.1. Plancher à corps creux : .....   | 19 |
| 2.3.2. Plancher à dalle pleine : .....  | 20 |
| 2.3.2.1. Condition de résistance à la flexion (BAEL91) : .....                  | 20 |
| 2.4. Les Voiles :.....  | 22 |
| 2.4.1. Voiles de contreventement :.....   | 22 |
| 2.4.2. Voiles de d'ascenseur : .....  | 22 |
| 2.4.2. Voiles de périphériques :.....   | 23 |
| 2.5.1. Plancher Terrasse inaccessible :.....                                    | 23 |
| 2.5.2. Plancher Etage Courant :.....  | 24 |
| 2.5.3. Plancher RDC : .....   | 24 |
| 2.5.4. Balcon : .....   | 25 |
| 2.5.5. Mur Extérieure :.....  | 25 |
| 2.5.6. Mure Intérieur : .....   | 26 |
| 2.5.7. Escalier :.....  | 26 |
| 2.5.7.1. Volée (la paillasse) :.....  | 26 |
| 2.5.7.2. Palier : .....   | 26 |
| 2.5.8. Pontaux : .....  | 27 |
| γ <sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.....                 | 28 |
| 2.3. Conclusion :.....  | 33 |
| Chapitre 03 : Etude des planchers .....   | 35 |
| 3.1. Introduction : .....   | 35 |
| 3.2. Plancher à corps creux :.....  | 35 |
| 3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :.....                       | 35 |
| 3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :.....                             | 37 |
| 3.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :.....                         | 37 |
| 3.2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :.....                               | 37 |
| 3.2.3. Evaluation de ma charge : .....  | 37 |
| 3.2.4. Méthode de calcul :.....   | 38 |
| [B A E L 91/B.6.2 ,21] .....  | 38 |
| [B A E L 91/B.6.2 ,22] .....  | 38 |
| • Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :         |    |
| 38  |    |

|   |    |
|---|----|
| <b>Conclusion :</b> .....   | 39 |
| Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) : .....  | 40 |
| 3.2.5. Détermination des armatures : .....  | 45 |
| 3.2.5. Calcul des armatures transversales : .....   | 48 |
| <b>a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]</b> ..... | 49 |
| 3.2.6. Vérification de la flèche :.....   | 50 |
| • <b>Conclusion :</b> .....   | 51 |
| 3.3. Dalle plein : .....  | 54 |
| 3.3.1. Méthode de calcul : .....  | 54 |
| ➤ <b>Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]</b> .....                                     | 55 |
| 3.3.2. Etude des planchers dalle plein :.....   | 55 |
| 3.3.3. RDC: .....   | 56 |
| 3.3.3.1. Evaluation des charges : .....   | 56 |
| 3.3.3.2. Combinaison d'action : .....   | 56 |
| 3.3.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) : .....  | 56 |
| 3.3.3.4. La réduction des moments :.....  | 56 |
| 3.3.3.5. Sens xx : .....  | 57 |
| 3.3.3.5.1. En travée :.....   | 57 |
| • <b>Calcul des ferrailages :</b> .....   | 57 |
| 3.3.3.5.2. En appuis : .....  | 58 |
| • <b>Calcul des ferrailages :</b> .....   | 58 |
| 3.3.3.6. Sens yy : .....  | 59 |
| 3.3.3.6.1. En travée :.....   | 59 |
| • <b>Calcul des ferrailages :</b> .....   | 59 |
| 3.3.3.6.2. En appuis : .....  | 60 |
| • <b>Calcul des ferrailages :</b> .....   | 60 |
| 3.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2] .....                                 | 61 |
| Vérification de la flèche :.....  | 61 |
| Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux .....  | 67 |
| 4.1. Introduction : .....   | 67 |
| 4.2. Etude d'acrotère :.....  | 67 |
| 4.2.1. Définition :.....  | 67 |
| 4.2.2. L'acrotère :.....  | 67 |
| 4.2.3. Calcul des sollicitations : .....  | 67 |

|   |    |
|---|----|
| 4.2.3.1. Charge permanente :  | 67 |
| 4.2.3.2. Charge d'exploitation :  | 68 |
| 4.2.3.3. La force horizontale : <b>Fp</b> [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] | 68 |
| 4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :               | 68 |
| 4.2.4.1. ELU :  | 68 |
| 4.2.4.2. ELS ;  | 69 |
| 4.2.5. Calcul de ferrailage :   | 69 |
| 4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu                         | 69 |
| 4.2.6. Calcul en flexion simple :   | 69 |
| 4.2.6.1. Moment fictif :  | 69 |
| 4.2.6.2. Moment réduit :  | 69 |
| 4.2.6.3. Armatures fictives :   | 70 |
| 4.2.6.4. Condition de non fragilité :                                       | 70 |
| 4.2.6.5. Les armatures des répartitions :                                   | 70 |
| 4.2.7. Vérifications à l'ELU :  | 70 |
| 4.2.7.1. Condition de non fragilité :                                       | 70 |
| 4.2.7.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)               | 71 |
| 4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)        | 71 |
| 4.2.7.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)             | 71 |
| 4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)   | 72 |
| 4.2.8. Vérification à l'ELS :   | 72 |
| 4.2.8.1. Position de l'axe neutre :   | 72 |
| 4.2.8.2. Moment d'inertie :   | 72 |
| 4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :                       | 72 |
| 4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :                     | 72 |
| 4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :                   | 73 |
| 4.3. Etude des balcons :  | 73 |
| 4.3.1. Epaisseur de balcon :  | 74 |
| 4.3.2. Détermination des charges :  | 74 |
| 4.3.2.1. Charge permanente :  | 74 |
| 4.3.2.2. Charges d'exploitations :  | 74 |
| 4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :                                | 74 |
| 4.3.3.1. Combinaison de charge :  | 74 |
| 4.3.3.2. Calcul des efforts internes :                                      | 74 |
| 4.3.4. Calcul à l'ELU :   | 75 |

|   |    |
|---|----|
| 4.3.4.1. Armatures principales :  | 75 |
| 4.3.4.2. Armatures de répartition :   | 76 |
| 4.3.5. Vérifications à l'ELU :  | 76 |
| 4.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).                       | 76 |
| 4.3.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).                     | 76 |
| 4.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)               | 76 |
| 4.3.5.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)                    | 77 |
| 4.3.5.4.1. Armatures longitudinales :   | 77 |
| 4.3.5.4.2. Armatures transversales :  | 77 |
| 4.3.5.5. Espacement des barres :  | 77 |
| 4.3.5.5.1. Armatures longitudinales :   | 77 |
| 4.3.5.5.2. Armature transversale :  | 77 |
| 4.3.6. Calcul à l'ELS :   | 78 |
| 4.3.6.1. Combinaison de charge :  | 78 |
| 4.3.6.2. Calcul des efforts internes :  | 78 |
| 4.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :   | 79 |
| 4.3.6.2.2. Moment d'inertie :   | 79 |
| 4.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)       | 79 |
| 4.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :                                  | 79 |
| 4.3.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)                        | 79 |
| 4.4. Escalier :   | 81 |
| 4.4.1. Introduction :   | 81 |
| 4.4.2. Pré dimensionnement des escaliers :  | 83 |
| 4.4.2.1. L'inclinaison de la paillasse :  | 84 |
| 4.4.2.2. La longueur de la paillasse :  | 84 |
| 4.4.2.3. Condition de résistance au fou   | 84 |
| 4.4.3. Descente des charges :   | 84 |
| 4.4.3.1. Combinaisons fondamentales :   | 85 |
| 4.4.3.2. Pour une bande de 1m de largeur on a :                                   | 85 |
| 4.4.3.3. Combinaisons fondamentales :   | 85 |
| 4.4.3.4. Pour une bande de 1m de largeur on a :                                   | 85 |
| 4.4.4. Calcul des moments fléchissant des efforts tranchants et efforts normaux : | 85 |
| 4.4.5. Calcul de ferrailage :   | 87 |
| 4.4.5.1. En travée :  | 88 |
| 4.4.5.2. En appuis :  | 89 |

|  |    |
|--|----|
| 4.4.6. Vérification de la condition de cisaillement :  | 90 |
| 4.5. Calcul de la dalle machine :  | 92 |
| 4.5.1. Introduction :  | 92 |
| 4.5.2. Calcul de la dalle pleine de la dalle machine à l'ELU :                                 | 92 |
| 4.5.2.1. Epaisseur de la dalle $h_0$ :   | 92 |
| 4.5.3. Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage :                          | 93 |
| 4.5.4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91) :                | 94 |
| 4.5.5. Les moments agissants sur la dalle :  | 94 |
| 4.5.6. Ferrailage de la dalle :  | 95 |
| 4.5.6.1. Dans le sens x-x :  | 95 |
| 4.5.6.1.1. En travée :   | 95 |
| 4.5.6.1.2. Aux appuis :  | 95 |
| 4.5.6.2. Dans le sens y-y :  | 95 |
| 4.5.6.2.1. En travée :   | 95 |
| 4.5.6.2.2. Aux appuis :  | 96 |
| 4.5.7. Vérification à l'ELU :  | 96 |
| 4.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :                                       | 96 |
| 4.5.7.1.1. Dans le sens x-x :  | 96 |
| 4.5.7.1.2. Dans le sens y-y :  | 96 |
| 4.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :   | 97 |
| 4.5.7.2.1. Sens principal :  | 97 |
| 4.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :  | 97 |
| 4.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :                                       | 97 |
| 4.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :  | 97 |
| 4.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :                                  | 97 |
| 4.5.8. Vérification à l'ELS :  | 98 |
| 4.5.8.1. Evaluation des moments ( $M_{x1}$ et $M_{y1}$ ) engendrant par le système de levage : | 98 |
| 4.5.8.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle pleine :                           | 98 |
| 4.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :                             | 98 |
| 4.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A. ....) :             | 99 |
| 4.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :  | 99 |
| 4.5.8.4.2. Moment d'inertie :  | 99 |
| 4.5.8.5. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) :                  | 99 |
| 4.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :   | 99 |
| 4.5.8.7. État limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91) :                                   | 99 |



|   |     |
|---|-----|
| Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA. ....                             | 102 |
| 5.1. Introduction : .....   | 102 |
| 5.2. Choix de la méthode de calcul : .....  | 102 |
| 5.2.1. Méthode statique équivalente : .....   | 102 |
| 5.2.1.1. Principe de la méthode : .....   | 102 |
| 5.2.1.2. Conditions d'application de la MSE : .....                                 | 102 |
| 5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale : .....                                   | 103 |
| 5.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale : .....                            | 103 |
| 5.2.2.2. Les hypothèses : .....   | 103 |
| 5.3. Méthode d'analyse modale spectrale : .....                                     | 103 |
| 5.3.1. Principe : .....   | 103 |
| 5.3.2. Domaine d'application : .....  | 103 |
| 5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse : .....                   | 103 |
| 5.3.3.1. Coefficient d'accélération A : .....                                       | 103 |
| 5.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R : .....               | 103 |
| 5.3.3.3. Facteur de qualité Q : .....   | 103 |
| 5.3.3.3.1. Régularité en plan : .....   | 103 |
| 5.3.3.3.2. Régularité en élévation : .....  | 104 |
| 5.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux : .....                             | 104 |
| 5.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution : .....                            | 104 |
| 5.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " $\eta$ " : .....                   | 104 |
| 5.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 : .....                             | 105 |
| 5.3.3.6. Spectre de réponse de calcul : .....                                       | 105 |
| 5.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action : .....             | 105 |
| 5.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure : .....              | 105 |
| 5.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D : .....                          | 105 |
| 5.4. Poids total de la structure : .....  | 106 |
| 5.5. Modélisation de la structure : .....   | 107 |
| 5.5.1. Position des voiles : .....  | 107 |
| 5.6. Calcul de la force sismique totale : .....                                     | 108 |
| 5.7. Résultats de calcul : .....  | 109 |
| 5.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 .....                                     | 110 |
| 5.8. Evaluation des excentricités : .....   | 111 |
| 5.8.1. Excentricités théoriques : .....   | 111 |
| 5.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente : ..... | 112 |

|   |     |
|---|-----|
| 5.10. Vérification des déplacements inter étage :                   | 112 |
| 5.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$ :                        | 113 |
| 4.12. Calcul de renversement :                                      | 115 |
| 5.13. Vérification efforce normal :                                 | 117 |
| 5.14. Conclusion :  | 117 |
| Chapitre 06 :   | 119 |
| 6.1. Introduction ;   | 119 |
| 6.2. Etude des poutre :   | 119 |
| 6.2.1. Introduction :   | 119 |
| 6.2.2. Les moments de la poutre :                                   | 119 |
| 6.2.3. Combinaisons d'actions :                                     | 119 |
| 6.2.3.1. Selon B.A.E.L 91 :   | 119 |
| 6.2.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :                                     | 119 |
| 6.2.4. Tableau des sollicitations :                                 | 120 |
| 6.2.3. Poutre Principales RDS :                                     | 120 |
| 6.2.3.1. Ferrailage longitudinal :                                  | 120 |
| 6.2.3.1.1. En travée :  | 120 |
| 6.2.3.1.1.1. Calcule des ferrailages :                              | 120 |
| 6.2.3.1.1.2. Vérification à l'ELU :                                 | 121 |
| 6.2.3.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 121 |
| 6.2.3.1.1.2.2. RPA :  | 121 |
| 6.2.3.1.1.3. Vérification à l'ELS :                                 | 121 |
| 6.2.3.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 121 |
| 6.2.3.1.1.3.2. Moment d'inertie :                                   | 121 |
| 6.2.3.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 121 |
| 6.2.3.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 121 |
| 6.2.3.1.2. En appuis :  | 122 |
| 6.2.3.1.2.1. Calcule des ferrailages :                              | 122 |
| 6.2.3.1.2.2. Vérification à l'ELU :                                 | 122 |
| 6.2.3.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 122 |
| 6.5.5.1.2.2.2. RPA :  | 122 |
| 6.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :                                 | 123 |
| 6.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 123 |
| 6.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :                                   | 123 |
| 6.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 123 |

|  |     |
|--|-----|
| 6.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....                                       | 123 |
| 6.5.5.2. Ferrailage longitudinal : .....   | 123 |
| 6.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) .....                                     | 123 |
| 6.5.5.2.2. Calcul du diamètre : .....  | 124 |
| 6.5.5.2.3. Calcul de l'espacement : .....  | 124 |
| 6.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 : .....   | 124 |
| 6.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 : .....  | 124 |
| 6.3. Etude des poteaux : .....   | 128 |
| 6.3.1. Leurs rôles : .....   | 128 |
| 6.3.2. Combinaison de charges : .....  | 128 |
| 6.3.3. Les types de poteaux : .....  | 129 |
| 6.3.4. Exemple de calcul : .....   | 129 |
| 6.3.4.1. Ferrailage du poteau de section (70 X 70 ) cm <sup>2</sup> : .....                              | 129 |
| 6.3.4.1.1. Les armatures longitudinales : .....  | 129 |
| Chapitre 07 : Etude des voiles .....   | 139 |
| 7.1. Introduction : .....  | 139 |
| 7.2. Ferrailage des voiles de contreventement : .....  | 139 |
| 7.3. Exemple de calcul : .....   | 140 |
| 7.3.1. Les caractéristiques géométriques : .....   | 140 |
| 7.3.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile : .....                                  | 140 |
| 7.3.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 : .....  | 141 |
| 7.3.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 : .....  | 141 |
| 7.3.5. Calcul de l'effort limite ultime : .....  | 141 |
| 7.4. Calcul de ferrailage : .....  | 142 |
| 7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1 : .....  | 142 |
| 7.4.4. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 : .....  | 142 |
| 7.4.5. L'effort normal appliqué sur la bande d1 : .....  | 142 |
| 7.4.6. Calcul de l'effort limite ultime : .....  | 142 |
| 7.4.7. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about : .....                                     | 144 |
| 7.4.8. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about : ..... | 144 |
| 7.5. Armatures minimales RPA : .....   | 145 |
| 7.6. Armatures courantes : .....   | 145 |
| 7.7. Espacement des armatures verticales : .....   | 145 |
| 7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement : .....   | 145 |
| 7.5. Voile périphérique : .....  | 148 |

|   |     |
|---|-----|
| 7.5.1. Introduction :   | 148 |
| 7.5.2. Le Dimensionnement :   | 148 |
| 7.5.2.1. Calcul des charges :                                       | 148 |
| 7.5.2.1.1. Poussée des terres :                                     | 148 |
| 7.5.2.1.2. Combinaison fondamentale :                               | 149 |
| 7.5.2.2. Calcul du ferrailage :                                     | 149 |
| 7.5.2.3. La réduction des moments :                                 | 149 |
| 7.5.2.4. Sens xx :  | 150 |
| 7.5. 2.4.1. En travée :   | 150 |
| 7.5.2.4.1.1. Calcule des ferrailages :                              | 150 |
| 7.5.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :                                 | 150 |
| 7.5.2.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 150 |
| 7.5.2.4.1.2.2. Espacement des barres :                              | 150 |
| 7.5.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :                                 | 150 |
| 7.5.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 150 |
| 7.5.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :                                   | 150 |
| 7.5.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 151 |
| 7.5.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 151 |
| 7.5.2.4.2. En appuis :  | 151 |
| 7.5.2.4.2.1. Calcule des ferrailages :                              | 151 |
| 7.5.2.4.2.2. Vérification à l'ELU :                                 | 151 |
| 7.5.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 151 |
| 7.5.2.4.2.2.2. Espacement des barres :                              | 152 |
| 7.5.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :                                 | 152 |
| 7.5.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 152 |
| 7.5.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :                                   | 152 |
| 7.5.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 152 |
| 7.5.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 152 |
| 7.5.2.5. Sens yy :  | 153 |
| 7.5.2.5.1. En travée :  | 153 |
| 7.5.2.5.1.1. Calcule des ferrailages :                              | 153 |
| 7.5.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :                                 | 153 |
| 7.5.2.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 153 |
| 7.5.2.5.1.2.2. Espacement des barres :                              | 153 |
| 7.5.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :                                 | 153 |

|  |     |
|--|-----|
| 7.5.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :.....                           | 153 |
| 7.5.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :.....                                   | 153 |
| 7.5.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :.....         | 154 |
| 7.5.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....       | 154 |
| 7.5.2.5.2. En appuis : .....   | 154 |
| 7.5.2.5.2.1. Calcul des ferraillements : .....                           | 154 |
| 7.5.2.5.2.2. Vérification à l'ELU : .....                                | 154 |
| 7.5.2.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :..... | 154 |
| 7.5.2.4.2.2.2. Espacement des barres : .....                             | 155 |
| 7.5.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :.....                                 | 155 |
| 7.5.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :.....                           | 155 |
| 7.5.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :.....                                   | 155 |
| 7.5.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :.....         | 155 |
| 7.5.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....       | 155 |
| Chapitre 08 : Etude de fondation.....                                    | 158 |
| 8.1. Introduction : .....  | 158 |
| 8.1.1. Fondations superficielles : .....                                 | 158 |
| 8.1.2. Fondations profondes :.....                                       | 158 |
| 8.2. Choix du type de fondation : .....                                  | 158 |
| 8.3. Etude de radier :.....  | 159 |
| 8.3.1. Pré dimensionnement du radier : .....                             | 159 |
| 8.3.1.1. Condition de rigidité : .....                                   | 159 |
| 8.3.1.2. Condition forfaitaire :.....                                    | 160 |
| 8.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :.....       | 160 |
| 8.3.1.4. Condition de non poinçonnement : .....                          | 161 |
| 8.4. Hauteur et épaisseur de la nervure $h_n$ :.....                     | 161 |
| 8.5. Epaisseur de la dalle :.....  | 162 |
| 8.6. Pré-dimensionnement des poutres :.....                              | 162 |
| 8.7. Déterminations des sollicitations :.....                            | 162 |
| 8.7. Combinaison d'action :.....   | 163 |
| 8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :.....                   | 163 |
| 8.7.1.1. A L'ELU : .....   | 163 |
| 8.7.1.2. A L'ELS : .....   | 163 |
| 8.8. Vérification de l'effet de sous pression : .....                    | 164 |
| 8.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) : .....         | 164 |

|   |     |
|---|-----|
| 8.9.1. Sens xx :  | 165 |
| 8.9.1.1. En travée :  | 165 |
| 8.9.1.1.1. Calcule des ferrailages :                              | 165 |
| 8.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :                                 | 165 |
| 8.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 165 |
| 8.9.3.1.2.2. Espacement des barres :                              | 165 |
| 8.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :                                 | 165 |
| 8.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 165 |
| 8.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :                                   | 165 |
| 8.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 166 |
| 8.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 166 |
| 8.9.3.2. En appuis :  | 166 |
| 8.9.3.2.1. Calcule des ferrailages :                              | 166 |
| 8.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :                                 | 166 |
| 8.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 166 |
| 8.9.3.2.2.2. Espacement des barres :                              | 166 |
| 8.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :                                 | 167 |
| 8.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 167 |
| 8.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :                                   | 167 |
| 8.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 167 |
| 8.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 167 |
| 8.9.4. Sens yy :  | 168 |
| 8.9.4.1. En travée :  | 168 |
| 8.9.4.1.1. Calcule des ferrailages :                              | 168 |
| 8.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :                                 | 168 |
| 8.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : | 168 |
| 8.9.4.1.2.2. Espacement des barres :                              | 168 |
| 8.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :                                 | 168 |
| 8.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :                           | 168 |
| 8.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :                                   | 168 |
| 8.9.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :         | 169 |
| 8.9.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :       | 169 |
| 8.9.4.2. En appuis :  | 169 |
| 8.9.4.2.1. Calcule des ferrailages :                              | 169 |
| 8.9.4.2.2. Vérification à l'ELU :                                 | 169 |

|   |     |
|---|-----|
| 8.9.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) : ..... | 169 |
| 8.8.4.2.2.2. Espacement des barres : .....                              | 170 |
| 8.8.4.2.3. Vérification à l'ELS : .....                                 | 170 |
| 8.8.4.2.3.1. Position de l'axe neutre : .....                           | 170 |
| 8.9.4.2.3.2. Moment d'inertie : .....                                   | 170 |
| 8.9.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton : .....         | 170 |
| 8.9.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers : .....       | 170 |
| 8.10. Ferrailage de la poutre nervure : .....                           | 171 |

## La liste des figures

|  |   |
|--|---|
| Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée. ....                                    | 3   |
| Figure 1.2 : Diagramme déformations limites de la section. ....                            | 8   |
| Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU. ....           | 11  |
| Figure 1.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS. ....           | 12  |
| Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation. ....  | 13  |
| Figure 2.1 : Section transversale d'une poutre. ....                                       | 17  |
| Figure 2.2 : Poutres Principale. ....  | 18  |
| Figure 2.3 : Poutre secondaires. ....  | 19  |
| Figure 2.4 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....                          | 20  |
| Figure 2.5 : Dimensions d'un panneau de dalle. ....  | 21  |
| Figure 2.6 : Coupe de voile. ....  | 22  |
| Figure 2.7 : Plancher terrasse inaccessible. ....  | 23  |
| Figure 2.8 : Section transversale d'un plancher. ....                                      | 24  |
| Figure 2.9 : Coupe transversale du plancher RDC. ....                                      | 24  |
| Figure 2.10 : Plancher balcon. ....  | 25  |
| Figure 2.11 : coupe vertical de mur extérieure. ....                                       | 25  |
| Figure 2.12 : Schéma de la loi de dégression. ....   | 27  |
| Figure 2.13 : Schéma représentatif d'un étage courant. ....                                | 27  |
| Figure 14 : Section réduite du béton. ....   | 28  |
| Figure 3.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....                          | 35  |
| Figure 3.2 : Schéma des poutrelles. ....   | 36  |
| Figure 3.3 : Section de calcul. ....   | 36  |
| Figure 3.4 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1 ....          | 40  |
| Figure 3.5 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées. .... | 44  |
| Figure 3.6 : Section de calcul. ....   | 45  |
| Figure 7 : Section de calcul en travée. ....   | 46  |
| Figure 3.8 ; Section de calcul en appuis. ....   | 47  |
| Figure 3.9 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....                          | 50  |
| Figure 3.10 : Section de calcul. ....  | 52  |
| Figure 3.11 : Dimensions d'un panneau de dalle. ....                                       | 54  |
| Figure 3.12 : Enrobage. ....   | 55  |
| Figure 3.13 : Section de calcul en travée (x-x) ....                                       | 57  |
| Figure 3.14 : Section de calcul en appuis (x-x). ....                                      | 58  |
| Figure 3.15 : Section de calcul en travée (y-y). ....                                      | 59  |
| Figure 3.16 : Section de calcul en appuis (y-y). ....                                      | 60  |
| Figure 3.17 : Panneau (8). ....  | 61  |
| Figure 3.18 : Coordonnée de centre de gravité. ....  | 63  |
| Figure 3.19 : Ferrailage de la dalle pleine. ....  | 65  |
| Figure 4.1 : Schéma statique de l'acrotère   | Figure 4.2 : Coupe transversal de l'acrotère. |
| .....  | 68  |
| Figure 4.3 : schémas de ferrailage d'acrotère. ....  | 73  |
| Figure 4.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU. ....                                       | 74  |
| Figure 4.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU ....                                  | 75  |
| Figure 4.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. ....                                 | 75  |
| Figure 4.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS. ....                                       | 78  |



|  |     |
|--|-----|
| Figure 4.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....                          | 78  |
| Figure 4.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. ....                         | 78  |
| Figure 4.10 : plan de ferrailage des balcons.....                                  | 79  |
| Figure 4.11 : Schéma d'escalier .....  | 81  |
| Figure 4.12 : Vue en plan d'escalier. ....   | 82  |
| Figure 4.13 : Schéma statique des escaliers. ....                                  | 86  |
| Figure 4.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. ....                        | 86  |
| Figure 4.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....                         | 86  |
| Figure 4.16 : Schéma statique des escaliers. ....                                  | 87  |
| Figure 4.17 : : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....                       | 87  |
| Figure 4.18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. ....                        | 87  |
| Figure 4.19 : Ferrailage de escalei. ....  | 91  |
| Figure 4.20 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.....                         | 92  |
| Figure 5.1 : disposition des voiles.....   | 107 |
| Figure 5.2 : Vue de la structure modélisée.....                                    | 107 |
| Figure 5.3 : Vue de la structure modélisée.....                                    | 108 |
| Figure 5.4 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)..... | 109 |
| Figure 5.5 : Le 2éme est mode de torsions.....                                     | 110 |
| Figure 5.6 : est une translation suivant l'axe (x-x).....                          | 110 |
| Figure 6.1 : Ferrailages Poutre RDC 45*30 cm. ....                                 | 126 |
| Figure 6.2 : Ferrailages Poutre étages courant 45*30 cm. ....                      | 126 |
| Figure 6.3 : Ferrailages Poutre Noyée Terrasse 45*30 cm. ....                      | 126 |
| Figure 6.14 : Ferrailages Poutre RDC 35*30 cm. ....                                | 127 |
| Figure 6.5 : Ferrailages Poutre étages courant 35*30 cm. ....                      | 127 |
| Figure 6.6 : Ferrailages Poutre Terrasse 35*30 cm.....                             | 127 |
| Figure 6.7 : Sollicitation sur les poteaux.....                                    | 128 |
| Figure 6.8 : Position de N°1 M°1 et M1 sur la section transversale.....            | 130 |
| Figure 6.13 : Ferrailage des poteaux .....   | 137 |
| Figure 7.1 : les sollicitations de calcul d'un voile. ....                         | 140 |
| Figure 7.2 : Ferrailage du voile de contreventement.....                           | 147 |
| Figure 7.9 : Schéma statique d'une voile périphérique. ....                        | 148 |
| Figure 7.10 : Ferrailages d' une voile pérphrique.....                             | 156 |
| Figure 7.1 : dimensions de la poutre. ....   | 162 |
| Figure 8.2 : Cartographies A L'ELU. ....   | 163 |
| Figure 8.3 : Cartographies A L'ELS.....  | 163 |
| Figure 6.4 : Ferrailages de radier. ....   | 171 |
| Figure 8.5 : Ferrailage Poutre Nervure. ....                                       | 171 |

## La liste des tableau

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 1.1 : Dimensios de plan. ....  | 4   |
| Tableau 1.2 : Différents types d'acier. ....   | 13  |
| Tableau 2.1: Plancher Terrasse accessible. ....  | 23  |
| Tableau 2.2 : Plancher étage courant. ....   | 24  |
| Tableau 2.3 : Plancher RDC.....  | 24  |
| Tableau 2.4 : Balcon.....  | 25  |
| Tableau 2.5 : Mur extérieurs (double parois). ....   | 25  |
| Tableau 2.6 : Murs intérieur. ....   | 26  |
| Tableau 2.7 : Les charges de la paillasse. ....  | 26  |
| Tableau 2.8 : Les charges de palier. ....  | 26  |
| Tableau 2.9 : récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation. ....                            | 30  |
| Tableau 2.10 : .....   | 32  |
| Tableau 11 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/v 2003).....                                     | 33  |
| Tableau 12 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement . ....                                      | 33  |
| Tableau 3.1 : Evaluation des chaeges.....  | 38  |
| Tableau 3.2 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant. ....  | 44  |
| Tableau 3.3 : <i>Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis</i> .....                     | 54  |
| Tableau 4.1 : Les charges de la volée.....   | 84  |
| Tableau 4.2 : Les charges de Palier.....   | 85  |
| Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité.....   | 104 |
| Tableau 5.2 : Taux de participation modale.....  | 109 |
| Tableau 5.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage. .... | 111 |
| Tableau 5.4 : les forces sismiques des deux directions. ....   | 112 |
| Tableau 5.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....  | 112 |
| Tableau 5.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y. ....   | 114 |
| Tableau 5.7 : la valeur de $M_s$ et $M_r$ suivant X,Y. ....  | 116 |
| Tableau 6.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.....  | 120 |
| Tableau 6.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).....  | 125 |
| Tableau 3 : récapitulatif des sections des poteaux. ....   | 129 |
| Tableau 6.4 : Ferrailage de poteaux 70*70 ELU. ....  | 132 |
| Tableau 6.5 : Ferrailage de poteaux 70*70 ACC.....   | 133 |
| Tableau 6.6 : récapitulatif du ferrailage des poteaux. ....  | 136 |
| Tableau 7.1 : Sollicitations obtenues par ROBOT.....   | 140 |
| Tableau 7.2 : Ferrailage du voile de contreventement. ....   | 146 |
| Tableau 8.1 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....  | 162 |
| Tableau 3.2 : Ferrailage de la poutre nervure.....   | 171 |





# **Chapitre 01 :**

# **Introduction et**

# **hypothèses de calcul**

## **Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul**

### **1.1. 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.

### **1.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et 9 étages, dont le Sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F5.

L'ouvrage est implanté à ORAN (BIR ELDJIR) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIA) et de groupe d'usage 2.



**Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.**

## **1.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :**

|  |         |
|--|---------|
| Longueur totale du bâtiment                  | 33.90 m |
| Largeur totale du bâtiment                   | 16.00 m |
| Hauteur totale du bâtiment (avec L'acrotère) | 34.43 m |
| Hauteur de sous-sol                          | 2.89 m  |
| Hauteur de RDC                               | 4.76 m  |
| Hauteur des étages courants                  | 3.23 m  |

**Tableau 1.1 : Dimensios de plan.**

## **1.3. Donnée sismique de la structure :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIA).

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$ .
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S3).

N.B : la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

## **1.4. Les éléments de l'ouvrage :**

### **1.4.1. Planchers :**

Le type de plancher adopter est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps Creux +dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.
- Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs Formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser Le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

## *Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul*

### **1.4.2. Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure) Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

### **1.4.3. Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

### **1.4.4. La terrasse :**

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

### **1.4.5. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

### **1.4.6. Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm.

### **1.4.7. La cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

### **1.4.8. Le revêtement :**

Les revêtements sont comme suit :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.



## *Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul*

### **1.4.9. Les fondations :**

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **1.4.10. Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

### **1.4.11. Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

## **1.5. Règlementation et normes utilisés :**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

## **1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

### **1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

### **1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :**

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
  - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
  - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
  - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

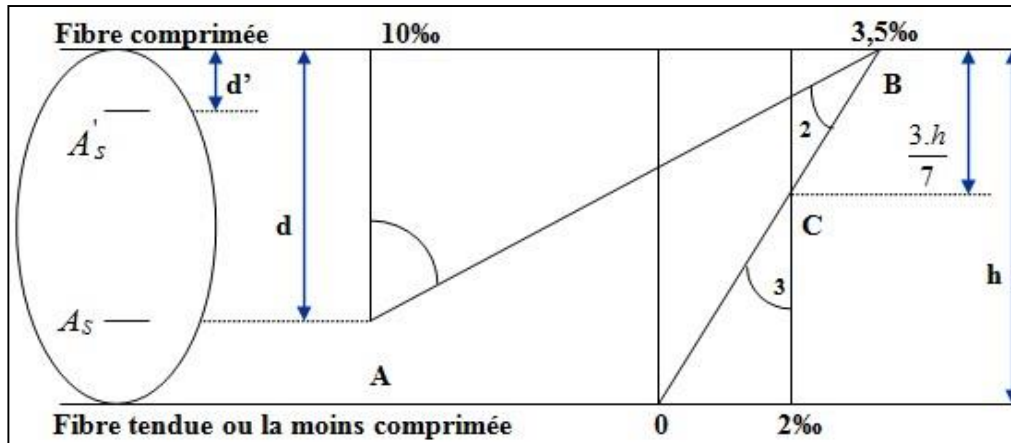


Figure 11.1.2 : Diagramme déformations limites de la section.

### 1.6.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

### 1.6.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton  
 $E_s = 15 E_b$  ;  $n = 15$  : Coefficient d'équivalence.

### 1.7. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

#### 1.7.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ❖ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Faible résistance à la traction.

##### 1.7.1.1. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1m<sup>3</sup> de béton est :

- ❖ 350 à 400 kg de ciment
- ❖ 175 à 200 l d'eau
- ❖ 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- ❖ Une résistance mécanique élevée.
- ❖ Un retrait minimum.
- ❖ Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

##### 1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [ $f_{c28}$ ], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge  $j < 28$  jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

Avec :  $j \leq 28$  jours

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours  $< j < 60$  jours .....  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour  $j \geq 60$  jours.....  $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

### **1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

### **1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

#### **1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 33164.195 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### **1.7.1.4.2. Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### **1.7.1.5. Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

**E** : module de YOUNG.

**$\nu$**  : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson  $\nu$  : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

**A.**  $\nu = 0$  (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

**B.**  $\nu = 0.2$  (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

### 1.7.1.6. Modèles de calcul :

#### 1.7.1.6.1. A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$  : c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$  : compression avec flexion.

Avec  $\varepsilon$  : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- $\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$  : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$  : si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

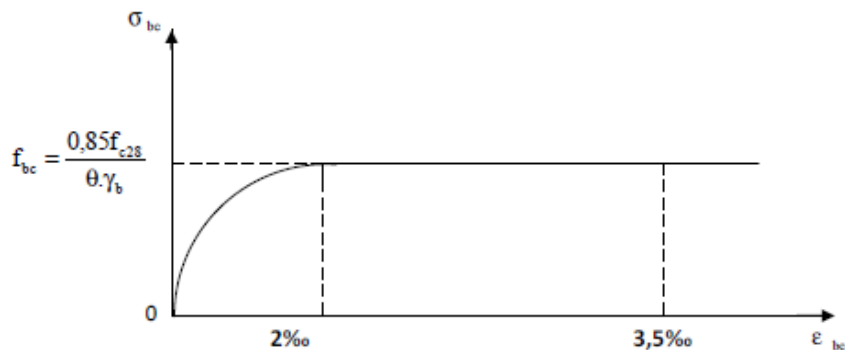


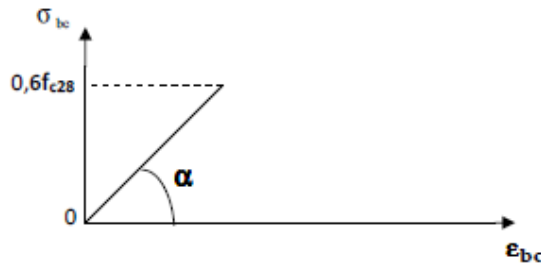
Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

### 1.7.1.8.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



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

Figure 11.1.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

### 1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

#### 1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

#### 1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$T_u$ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$ : Largeur de la section cisailée.

$d$ : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

### 1.7.1.10. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.

## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

2500 daN/m S'il est armé.

### 1.7.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

#### 1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :

| Type         | Désignation | Limite d'élasticité $f_e$ (MPa) |
|--------------|-------------|---------------------------------|
| Ronds lisses | FeE235      | 235                             |
| Barre HA     | FeE400      | 400                             |

Tableau 1.2 : Différents types d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210000$  MPa

#### 1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

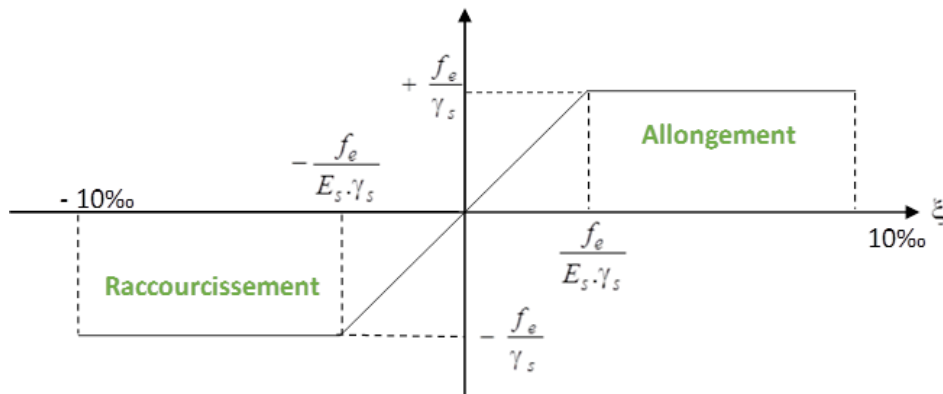


Figure 11.1.5 : Diagramme contrainte déformation.

#### 1.7.2.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ . [BAEL91 /A.4.3.2]

$f_e$ : Résistance élastique d'acier.



## Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

### 1.7.2.2.2. L'ELS :

- Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  limitation à **Fe** [BAEL91/A.4.5,32]
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  [BAEL91/A.4.5,33]
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  [BAEL91/A.4.5,34]

**Avec :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

**n** : Coefficient de fissuration

$n = 1$  Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$  Pour les armatures à haute adhérence HA.

## 1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

### 1.8.1. Etat limite ultime :

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

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

### 1.8.2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

### 1.8.3. Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par  $G+Q \pm 1,2E$ .

**Avec :**

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte :  $e = h-d$  avec  $d = h-e$

- **Les hypothèses de calcul :**

## *Chapitre 01 : Introduction et 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 :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : **H.A.  $f_e = 400 \text{ MPa}$**

Transversales : on a choisi le : **R.L.  $f_e = 235 \text{ MPa}$**

# **Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants**

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

### 2.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dûes aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

### 2.2. Pré-dimensionnement des poutres :

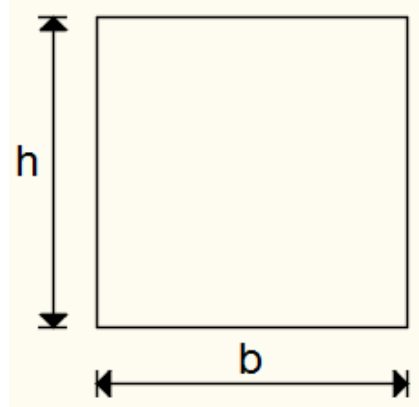


Figure 2.6 : Section transversale d'une poutre.

#### 2.2.1. Poutres principales :

##### 2.2.1.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{ la portée de la poutre} \\ h : \text{ la hauteur de la poutre} \\ b : \text{ la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

### 2.2.1.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖  $\frac{h}{b} < 4$

### 2.2.1.3. Critères de flèche :

$$L = 5.40 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

Pour le choix de  $b$  :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq b \leq 36.75$$

On prendra :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

### 2.2.1.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{ les conditions sont vérifiées}$$

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

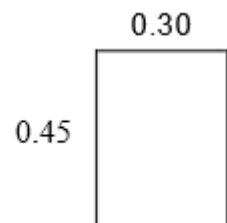


Figure 02.7 : Poutres Principale.

## 2.2.2. Poutres secondaires :

### 2.2.2.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{ la portée de la poutre} \\ h : \text{ la hauteur de la poutre} \\ b : \text{ la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

### 2.2.2.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖  $\frac{h}{b} < 4$

### 2.2.2.3. Critères de flèche :

$$L = 5.20 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34.66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

Pour le choix de  $b$  :

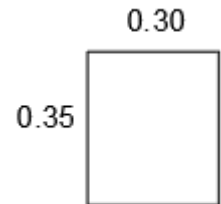
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$8.5 \leq b \leq 29.75$$

On prendra :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

### 2.2.2.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.17 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$



Donc la section de la poutre secondaires est de dimension  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Figure 2.8 : Poutre secondaires.

## 2.3. Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

### 2.3.1. Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisé à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.2.4.)

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

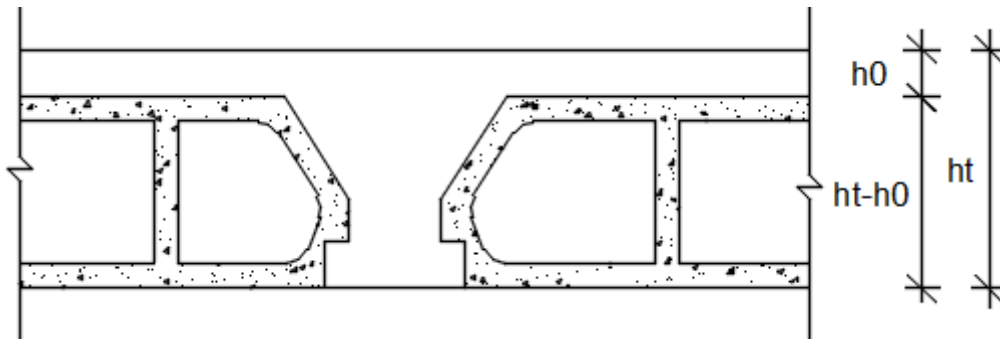


Figure 02.9 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$h_t$  : Epaisseur totale du plancher.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$  : Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

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

[BAEL91 / 7.6.8, 424]

Avec :

$L_{max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On  $L_{max} = 500$

$$\frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} \Rightarrow 20 \leq h_t \leq 25$$

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

### 2.3.2. Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

#### 2.3.2.1. Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle  $h_d$  est donnée par :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.40$

- La charge doit être uniformément répartie :

$$\Rightarrow h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

- **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :**

- $0.40 \leq \rho \leq 1$
- La charge doit être uniformément répartie ou bien dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de  $p$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

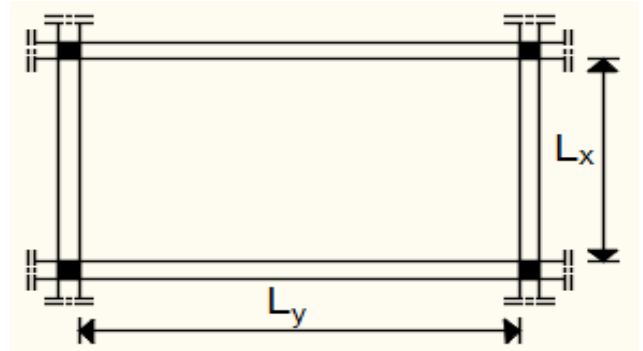


Figure 2.10 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : Plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = 5,20\text{m}$$

$$L_y = 5,40\text{m}$$

$$L_x = 5,20 - 0,40 = 4,80\text{m}$$

$$L_y = 5,40 - 0,40 = 5,00\text{m} \quad \rho = \frac{5,80}{5,00} = 0,96 \Rightarrow 0,40 \leq 0,96 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{580}{50} = 9,6 \text{ cm} \leq e \leq \frac{1070}{40} = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h_d = 15 \text{ cm}$

**L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :**

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits aériens :  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$ .
- Contre les bruits d'impacts :  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$ .

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- Pour une heure de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm}$ .
- Pour deux heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm}$ .
- Pour quatre heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 17,5 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine :  $h_d = 16 \text{ cm}$ .



## 2.4. Les Voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

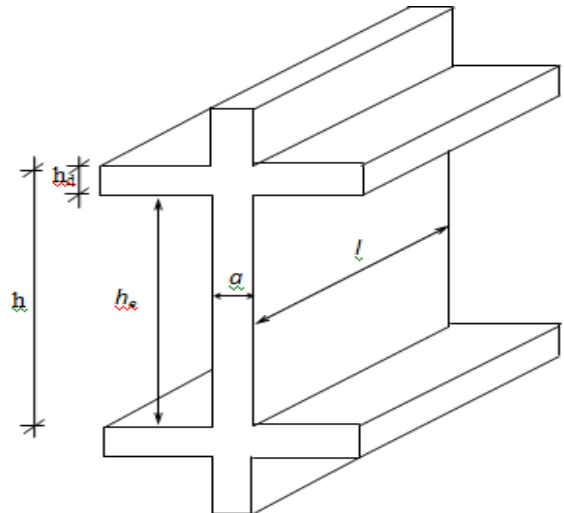


Figure 20.11 : Coupe de voile.

### 2.4.1. Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

$$\begin{cases} e \leq \frac{L}{4} \\ e > \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec ;  $h_e$  : Hauteur libre d'étage  $h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

$h_d$  : Hauteur de la dalle

$$\begin{cases} e \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \\ e > \frac{408-25}{20} = 19.38 \\ e > \frac{306-25}{20} = 14.25 \end{cases}$$

On prendra :  $e = 20\text{cm}$

### 2.4.2. Voiles de d'ascenseur :

Selon le RPA 99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\begin{cases} e_{\min} = 15\text{cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \end{cases}$$

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$\begin{cases} e \geq \frac{408}{25} = 15.22 \\ e \geq \frac{286}{25} = 11.44 \end{cases}$$

On prendra :  $e = 20\text{cm}$

### 2.4.2. Voiles de périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$ . [Article 7.7.1]

$$\begin{cases} e_{\min} = 15\text{cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \end{cases}$$

$$e \geq \frac{250-16}{25} = 9.36\text{cm}$$

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

### 2.5.1. Plancher Terrasse inaccessible :

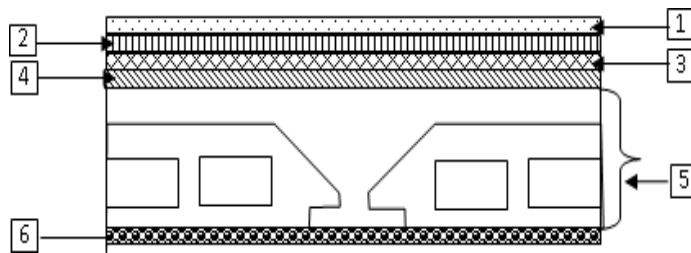


Figure 020.12 : Plancher terrasse inaccessible.

| Matériaux                         | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Protection gravillon              | 0,04   | 20                        | 0.80                      |
| Étanchéité multicouche            | 0,02   | 6                         | 0,12                      |
| Forme de pente                    | 0,08   | 22                        | 2.97                      |
| Isolation thermique               | 0,05   | 4                         | 0,16                      |
| Plancher à corps creux (20+5)     | /      | /                         | 3.25                      |
| Enduit au ciment                  | 0,015  | 18                        | 0,27                      |
| <b>Charges permanentes :</b>      |        |                           | <b>7.57</b>               |
| <b>Surcharge d'exploitation :</b> |        |                           | <b>1</b>                  |

Tableau 2.1: Plancher Terrasse accessible.

2.5.2. Plancher Etage Courant :

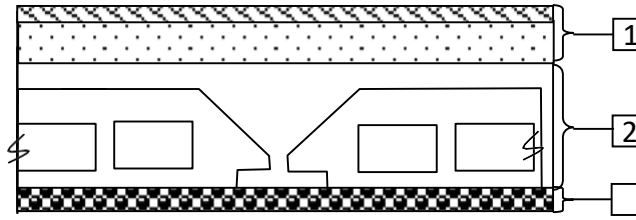


Figure 2.013 : : Section transversale d'un plancher.

| Matériaux                         | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Dalle de sol                      | 0.2    | 20                        | 0.4                       |
| Chappe de beton                   | 0.2    | 20                        | 0.4                       |
| Enduit en plâtre                  | 0,01   | 18                        | 0.18                      |
| Plancher à corps creux (20+5)     | /      | /                         | 3.25                      |
| Cloisons intérieur                | 0,1    | 10                        | 1                         |
| <b>Charges permanentes :</b>      |        |                           | <b>5.43</b>               |
| <b>Surcharge d'exploitation :</b> |        |                           | <b>1,5</b>                |

Tableau0 2.2 : Plancher étage courant.

2.5.3. Plancher RDC :

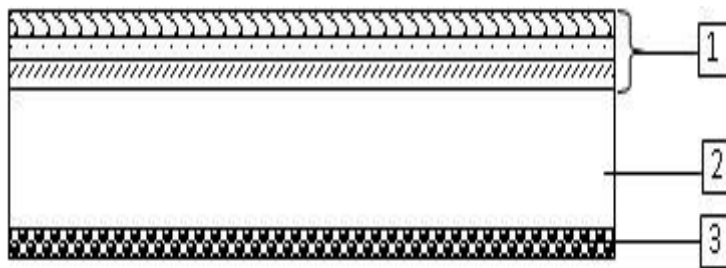


Figure 2.14 : Coupe transversale du plancher RDC.

| Matériaux                         | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Carrelage +sable+Mortier de pose  | 0.05   | /                         | 1.04                      |
| Dalle pleine enbéton armé         | 0.16   | 25                        | 4.00                      |
| Enduit en ciment                  | 0.015  | 18                        | 0.18                      |
| Cloisons intérieur                | 0,1    | 10                        | 1                         |
| <b>Charges permanentes :</b>      |        |                           | <b>6.31</b>               |
| <b>Surcharge d'exploitation :</b> |        |                           | <b>5</b>                  |

Tableau 2.3 : Plancher RDC.

2.5.4. Balcon :

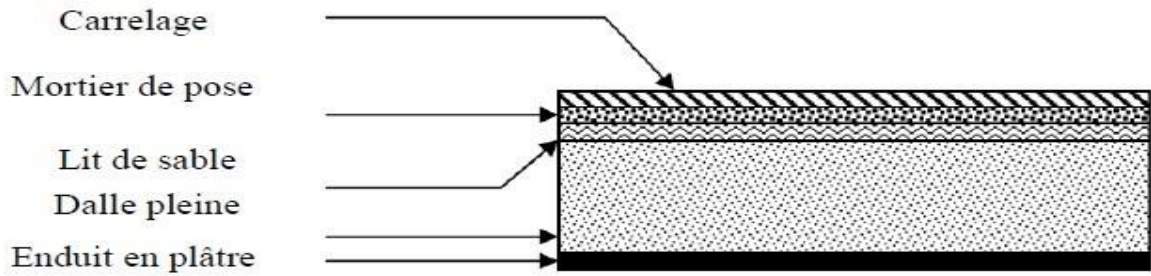


Figure 02.15 : Plancher balcon.

| Matériaux                         | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Dalle de sol                      | 0,01   | 12                        | 0,12                      |
| Dalle en BA                       | 0,15   | 22                        | 3,3                       |
| Enduit en plâtre                  | 0,02   | 10                        | 0,2                       |
| <b>Charges permanentes :</b>      |        |                           | <b>3,62</b>               |
| <b>Surcharge d'exploitation :</b> |        |                           | <b>3,5</b>                |

Tableau 2.4 : Balcon.

2.5.5. Mur Extérieure :

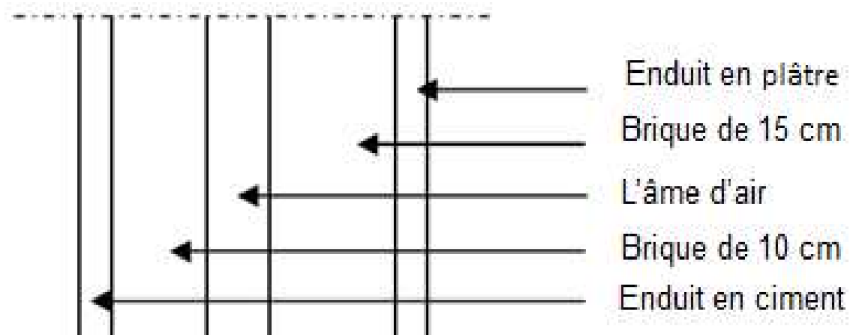


Figure 2.16 : coupe vertical de mur extérieure.

| Matériaux                    | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Enduit en ciment             | 0,2    | 10                        | 2                         |
| Parois en brique creuse      | 0,15   | 9                         | 1,35                      |
| Lame d'air                   | 0,5    | 0                         | 0                         |
| Parois en brique creuse      | 0,1    | 9                         | 0,9                       |
| Enduit en plâtre             | 0,1    | 2                         | 0,2                       |
| <b>Charges permanentes :</b> |        |                           | <b>4,45</b>               |

Tableau 02.5 : Mur extérieurs (double parois).

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

### 2.5.6. Mure Intérieur :

| Matériaux               | EP (cm) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|---------|---------------------------|---------------------------|
| Enduit en ciment        | 0,2     | 20                        | 4                         |
| Parois en brique creuse | 0,1     | 9                         | 0,9                       |
| Enduit en plâtre        | 0,1     | 0,02                      | 0,002                     |
| Charges permanentes :   |         |                           | <b>4,902</b>              |

Tableau 2.6 : Murs intérieur.

### 2.5.7. Escalier :

#### 2.5.7.1. Volée (la paillasse) :

| Matériaux                       | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Revêtement en marbre horizontal | 0,01   | 20                        | 0,2                       |
| Mortier de pose horizontal      | 0,02   | 20                        | 0,4                       |
| Revêtement en marbre vertical   | /      | 21                        | 0,25                      |
| Poids propre de la paillasse    | 0,15   | 25                        | 3,75                      |
| Poids propre des marches        | /      | 22                        | 1,87                      |
| Garde-corps                     | /      | /                         | 0,1                       |
| Enduit en pâte                  | 0,02   | 10                        | 0,2                       |
| Charges permanentes :           |        |                           | <b>6,77</b>               |
| Surcharge d'exploitation :      |        |                           | <b>2,5</b>                |

Tableau 2.7 : Les charges de la paillasse.

#### 2.5.7.2. Palier :

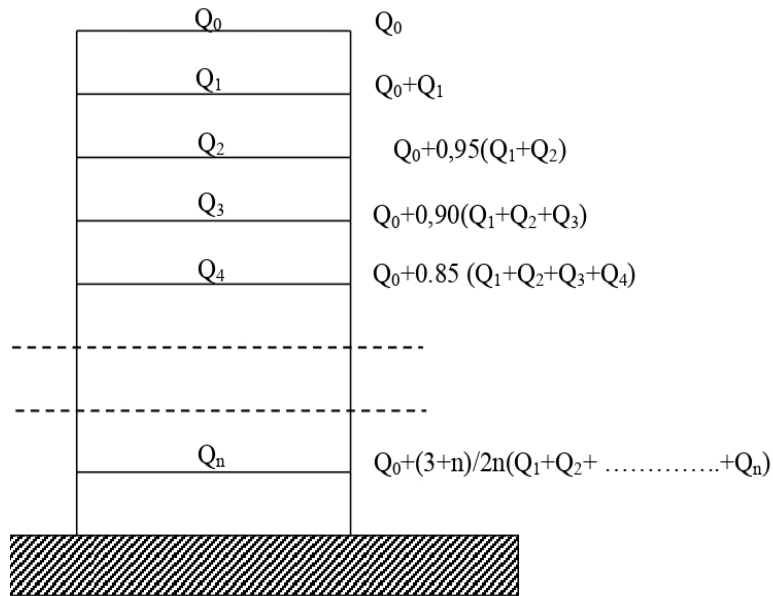
| Désignation                | EP (m) | P<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|
| Poids propre du palier     | 0,15   | 25                        | 3,75                      |
| Revêtement en marbre       | 0,02   | 12                        | 0,24                      |
| Mortier de pose            | 0,02   | 20                        | 0,4                       |
| Enduit en ciment           | 0,02   | 20                        | 0,4                       |
| Charges permanentes :      |        |                           | <b>4,79</b>               |
| Surcharge d'exploitation : |        |                           | <b>2,5</b>                |

Tableau 2.8 : Les charges de palier.

**2.5.8. Pontaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

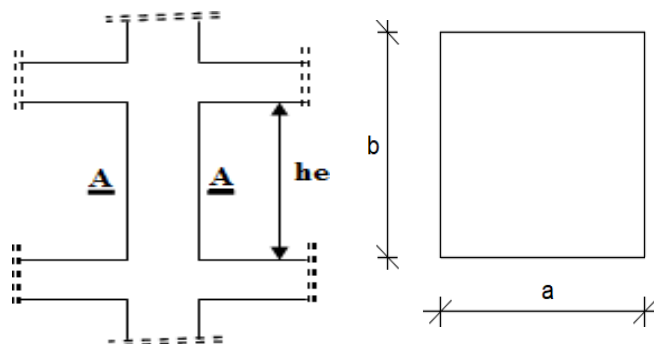
$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.



**Figure 2.17 : Schéma de la loi de dégression.**

Le coefficient  $\frac{n+3}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

- Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)



**Figure 2.18 : Schéma représentatif d'un étage courant.**

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a; b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre de l'étage.

**D'après les règles BAEL91** : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

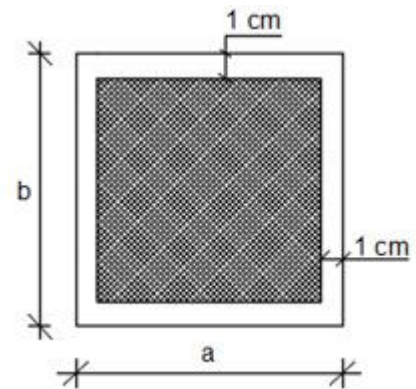
**Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2)(b - 2); \text{ a et b : en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$



**Figure 19 : Section réduite du béton.**

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

$f_e$  : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

**A** : Section de l'armature à mettre en place

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement  $\lambda$

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0,9} + 0,86 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots *$$

On prend :  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$  (zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton ;  $\sigma_b = 0,86 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$ .

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,86 \left( \frac{0,8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \quad \longrightarrow \quad B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$  en  $[\text{cm}^2]$  ; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

Avec :

$N_g$  : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$  : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$  D'après les règles BAEL91.

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et

On prend :  $a=b$

➤ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } B = a \times b. \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration de la section du béton.

$I$  : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

$B$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :  $l_f = 0,7 \times L_0$  ;

Avec :  $L_0$  : Longueur libre du poteau.



## *Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants*

**Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

| <b>i</b>  | <b>Niveaux</b>          | <b>G [KN]</b> | <b>Q (KN)</b> |
|-----------|-------------------------|---------------|---------------|
| <b>1</b>  | <b>Haut 9ème étage</b>  | <b>7,570</b>  | <b>1</b>      |
| <b>2</b>  | <b>Haut 8ème étage</b>  | <b>13</b>     | <b>2,5</b>    |
| <b>3</b>  | <b>Haut 7ème étage</b>  | <b>18,43</b>  | <b>3,85</b>   |
| <b>4</b>  | <b>Haut 6ème étage</b>  | <b>23,86</b>  | <b>5,05</b>   |
| <b>5</b>  | <b>Haut 5 ème étage</b> | <b>29,29</b>  | <b>6,1</b>    |
| <b>6</b>  | <b>Haut 4ème étage</b>  | <b>34,72</b>  | <b>7</b>      |
| <b>7</b>  | <b>Haut 3ème étage</b>  | <b>40,15</b>  | <b>7,75</b>   |
| <b>8</b>  | <b>Haut 2ème étage</b>  | <b>45,58</b>  | <b>8,5</b>    |
| <b>9</b>  | <b>Haut 1ème étage</b>  | <b>51,01</b>  | <b>9,25</b>   |
| <b>10</b> | <b>Haut RDC</b>         | <b>53,11</b>  | <b>10</b>     |

**Tableau 2.9 : récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation.**

*Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants*

| H    | ETAGE           | G [KN] | Q [KN] | N <sub>upp</sub> [KN] | N <sub>ups</sub> [KN] | N <sub>ulong</sub> [KN] | N <sub>upot</sub> [KN] | N <sub>planc</sub> [KN] | N <sub>u</sub> [KN] | N <sub>s</sub> [KN] | Br [cm <sup>2</sup> ] | a      | choix | Verifi RPA | Verif flambement |
|------|-----------------|--------|--------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|--------|-------|------------|------------------|
| 3,06 | Haut 9ème étage | 7,570  | 1      | 22,781                | 17,010                |                         | 0,000                  | 281,268                 | 321,059             | 235,155             | 212,787               | 16,587 | 35    | 20,690     | 22,379           |
| 3,06 | Haut 9ème étage | 13     | 2,5    | 45,563                | 34,020                |                         | 34,596                 | 511,200                 | 625,378             | 456,576             | 414,479               | 22,359 | 35    | 24,673     | 22,379           |
| 3,06 | Haut 7ème étage | 18,43  | 3,85   | 68,344                | 51,030                |                         | 46,089                 | 735,732                 | 901,195             | 657,285             | 597,281               | 26,439 | 35    | 29,604     | 22,379           |
| 3,06 | Haut 6ème étage | 23,86  | 5,05   | 91,125                | 68,040                |                         | 57,583                 | 954,864                 | 1171,612            | 854,394             | 776,504               | 29,866 | 40    | 33,752     | 19,582           |
| 3,06 | Haut 5ème étage | 29,29  | 6,1    | 113,906               | 85,050                |                         | 72,595                 | 1168,596                | 1440,147            | 1050,509            | 954,479               | 32,895 | 40    | 37,426     | 19,582           |
| 3,06 | Haut 4ème étage | 34,72  | 7      | 136,688               | 102,060               |                         | 87,607                 | 1376,928                | 1703,282            | 1243,024            | 1128,876              | 35,599 | 45    | 40,711     | 17,406           |
| 3,06 | Haut 3ème étage | 40,15  | 7,75   | 159,469               | 119,070               |                         | 106,606                | 1579,860                | 1965,005            | 1434,893            | 1302,337              | 38,088 | 45    | 43,740     | 17,406           |
| 3,06 | Haut 2ème étage | 45,58  | 8,5    | 182,250               | 136,080               |                         | 125,606                | 1782,792                | 2226,728            | 1626,761            | 1475,798              | 40,416 | 50    | 46,573     | 15,666           |
| 3,06 | Haut 1ème étage | 51,01  | 9,25   | 205,031               | 153,090               |                         | 149,062                | 1985,724                | 2492,907            | 1821,931            | 1652,212              | 42,647 | 50    | 49,287     | 15,666           |
| 4,76 | Haut RDC        | 53,11  | 10     | 246,038               | 184,280               |                         | 172,518                | 2080,764                | 2683,600            | 1961,185            | 1778,597              | 44,173 | 55    | 51,136     | 20,987           |
|      | Haut sous-sol   | 58,22  | 10,75  | 270,642               | 202,708               |                         | 216,521                | 2273,328                | 2963,199            | 2166,295            | 1963,905              | 46,316 | 55    | 53,744     | 12,742           |

*Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants*

|            |                          |              |              |                |                |               |                |                 |                 |                 |                 |               |           |               |               |
|------------|--------------------------|--------------|--------------|----------------|----------------|---------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|-----------|---------------|---------------|
|            | <b>haut Avant poteau</b> | <b>63,33</b> | <b>11,5</b>  | <b>295,246</b> | <b>221,136</b> | <b>37,125</b> | <b>241,432</b> | <b>2465,892</b> | <b>3260,831</b> | <b>2384,763</b> | <b>2161,165</b> | <b>48,488</b> | <b>60</b> | <b>58,013</b> | <b>10,104</b> |
| <b>2,5</b> | <b>haut semelle</b>      | <b>68,44</b> | <b>12,25</b> | <b>319,850</b> | <b>239,564</b> | <b>37,125</b> | <b>266,339</b> | <b>2658,456</b> | <b>3521,334</b> | <b>2575,729</b> | <b>2333,818</b> | <b>50,310</b> | <b>60</b> | <b>56,389</b> | <b>0,000</b>  |

**Tableau 2.10 : .....**

## Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

| Niveaux                  | Poteaux | Condition (1)                   | $\frac{h}{20}$<br>[cm] | Condition (2)                   | $\frac{a}{b}$ | Condition (3)                         |
|--------------------------|---------|---------------------------------|------------------------|---------------------------------|---------------|---------------------------------------|
|                          |         | $\min(a; b) \geq 25 \text{ cm}$ |                        | $\min(a; b) \geq \frac{he}{20}$ |               | $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ |
| 9ème étage<br>7ème étage | 35X35   | Vérifiée                        | 16.15                  | Vérifiée                        | 1             | Vérifiée                              |
| 6ème étage<br>5ème étage | 40X40   | Vérifiée                        | 16.15                  | Vérifiée                        | 1             | Vérifiée                              |
| 4ème étage<br>3ème étage | 45X45   | Vérifiée                        | 16.15                  | Vérifiée                        | 1             | Vérifiée                              |
| 2ème étage<br>1ème étage | 50X50   | Vérifiée                        | 16.15                  | Vérifiée                        | 1             | Vérifiée                              |
| RDC<br>Sous-sol          | 55X55   | Vérifiée                        | 16.15                  | Vérifiée                        | 1             | Vérifiée                              |

**Tableau 11 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/v 2003)**

| A  | B  | Niveaux                     | Poteaux<br>[cm <sup>2</sup> ] | L <sub>0</sub><br>[cm] | L <sub>f</sub><br>[cm] | I<br>[cm <sup>4</sup> ] | B<br>[cm <sup>2</sup> ] | i<br>[cm] | $\lambda$ | $\lambda \leq 35$ |
|----|----|-----------------------------|-------------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------|-----------|-------------------|
| 35 | 35 | 9ème étage<br>7ème<br>étage | 35X35                         | 306                    | 214.2                  | 125052.08               | 1225                    | 10.10     | 30.30     | CV                |
| 40 | 40 | 6ème étage<br>5ème<br>étage | 40X40                         | 306                    | 214.2                  | 213333.33               | 1600                    | 11.55     | 26.49     | CV                |
| 45 | 45 | 4ème étage<br>3ème<br>étage | 45X45                         | 306                    | 214.2                  | 341718.75               | 2025                    | 12.99     | 23.56     | CV                |
| 50 | 50 | 2ème étage<br>1ème<br>étage | 50X50                         | 306                    | 214.2                  | 520833.33               | 2500                    | 14.44     | 21.19     | CV                |
| 55 | 55 | RDC<br>Sous-<br>sol         | 55X55                         | 306                    | 214.2                  | 762552.08               | 3025                    | 15.88     | 19.27     | CV                |

**Tableau 12 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement .**

### 2.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton

# **Chapitre 03 : Etude Des Planchers**

## Chapitre 03 : Etude des planchers

### 3.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue type de planchers :

- Planchers à corps creux.

### 3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé.

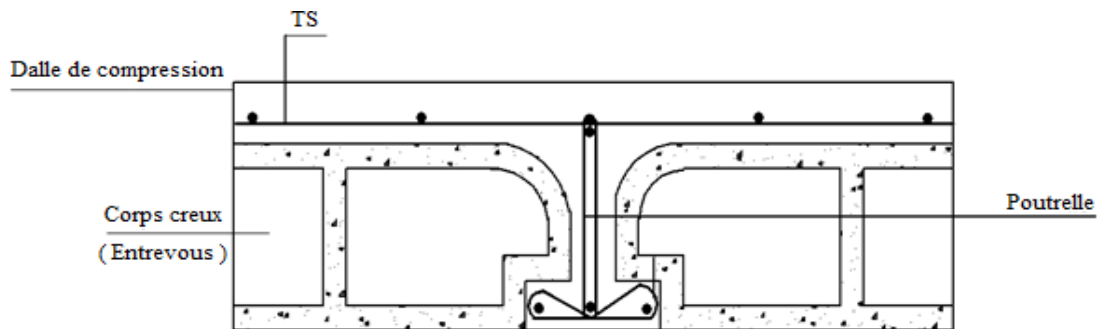


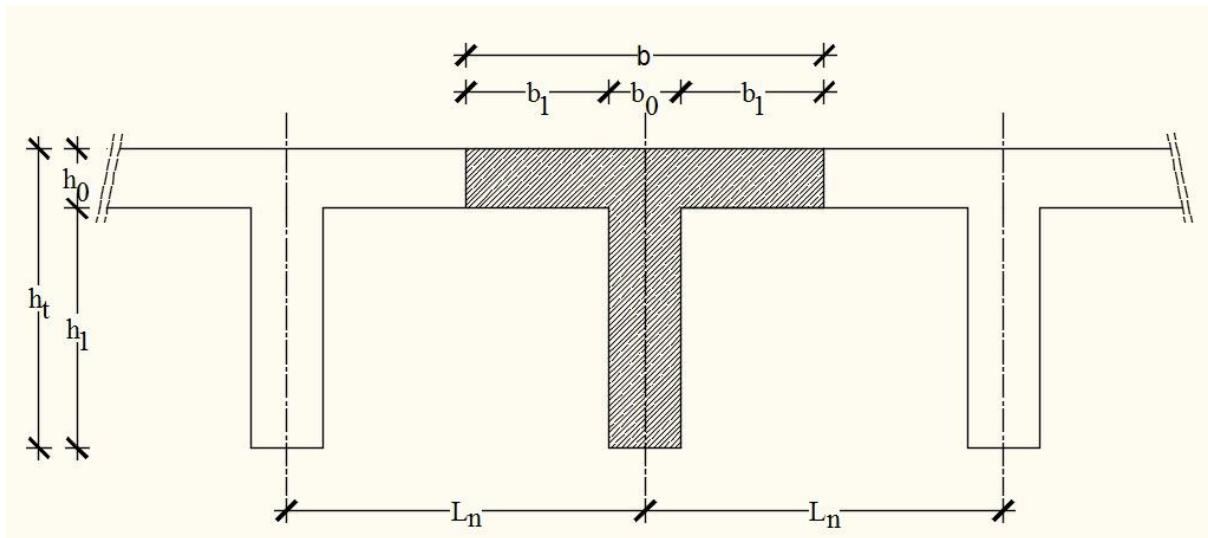
Figure 3.20 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

#### 3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 25 cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de compression.

## Chapitre 03 : Etude des planchers



**Figure 3.21 : Schéma des poutrelles.**

$h_t = 25 \text{ cm}$  ;  $h_1 = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a :  $L_n = 60 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n = 60\text{cm}$ ) [DTR .B.C.2.2/Annexe C3] ;

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L = 5 \text{ m}$ )

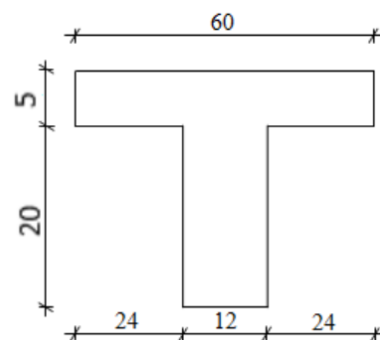
$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Epaisseur de la nervure ( $b_0 = 12\text{cm}$ )

On prend  $b_1 = 24\text{cm}$ .

La largeur de la dalle de compression est donc :

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



**Figure 3.22 : Section de calcul.**

## Chapitre 03 : Etude des planchers

### 3.2.2. Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow A_{//} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

#### 3.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

On prendra  $\emptyset = 4\text{mm}$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

#### 3.2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,60}{2} = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

**Donc :** Le treillis soudé adopté est : TS  $\emptyset 4$  (150x150) mm<sup>2</sup>.

### 3.2.3. Evaluation de ma charge :

$$\text{Etat limite ultime : } \mathbf{qu} = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\text{Etat limite de service : } \mathbf{qs} = (G + Q) \times b$$



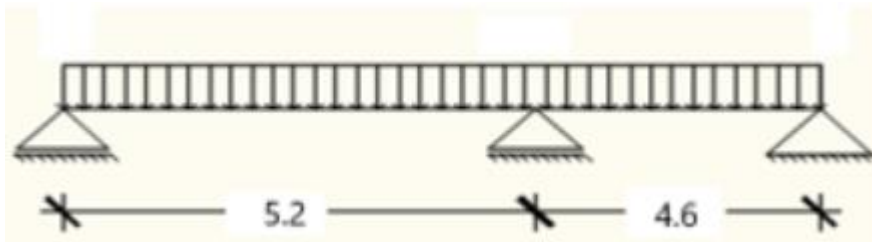
## Chapitre 03 : Etude des planchers

| Type de plancher | Destinations | G [KN/m <sup>2</sup> ] | Q [KN/m <sup>2</sup> ] | (b) [m] | Q <sub>u</sub> [KN/ml] | Q <sub>s</sub> [KN/ml] |
|------------------|--------------|------------------------|------------------------|---------|------------------------|------------------------|
| Terrasse         | Inaccessible | 7.57                   | 1,00                   | 0,6     | 6.6672                 | 4.872                  |
| Etage courant    | Habitation   | 5.43                   | 1,50                   | 0,6     | 5.4891                 | 3.966                  |

**Tableau 3.13 : Evaluation des chaeges.**

### Types de poutrelles :

Type 01 ;



### 3.2.4. Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales ) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres , les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité , éventuellement par des conditions complémentaires :[B A E L 91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;  
[B A E L 91/B.6.2 ,21]
- ✓ Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée ;  
[B A E L 91/B.6.2 ,22]

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

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$  ;
  2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
  3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25  
 $(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25)$  et
  4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).
- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
  - ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

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

## Chapitre 03 : Etude des planchers

Plancher terrasse :

1.  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  pour plancher terrasse.  
 Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G ; 500)$  condition vérifiée  
 Les moments d'inerties sont constants. condition vérifiée
3.  $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} = \frac{5.20}{4.6} = 1.3 \leq 1.25$  condition non vérifiée
4. la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

### Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

- **Méthode forfaitaire :** (plancher à charges d'exploitation modérées).

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$\alpha$  : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$\alpha$  : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

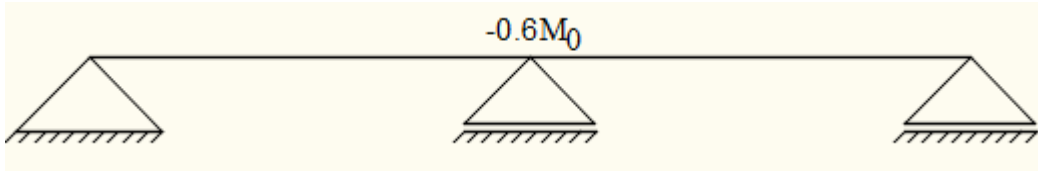
- **Moment en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05] M_0 \\ M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée de rive}) \\ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

$M_w$  : Le moment en appuis de gauche et  $M_e$  : Le moment en appuis de droite

- **Moment en appuis :**

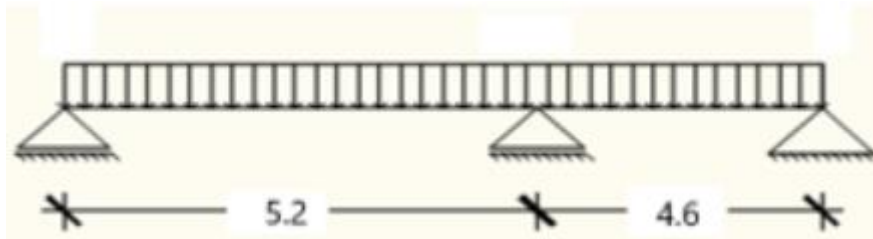
➤  $M_a \leq -0.6M_0$  Cas d'une poutre à deux travées ;



**Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :**

➤ **Type de poutrelle à étudiée :**

➤ **Type 01 :**



**Figure 3.23 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1**

**Moment fléchissant en appuis :**

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.6672 \times 5.2^2}{8} = 22.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.6672 \times 4.6^2}{8} = 17.63 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.872 \times 5.2^2}{8} = 16.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.872 \times 4.6^2}{8} = 12.88 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de rives (1et 3) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 22.54 = -4.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 17.63 = -3.82 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 16.46 = -3.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 12.88 = -2.58 \text{ KN.m}$$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

- **Appuis de intermédiaires (2) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{02}^u = -0.6 \times \max(M_{01}^u; M_{03}^u) = -0.6 \times \max(22.54; 17.63) = -13.524 \text{ KN. m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{02}^s = -0.6 \times \max(M_{01}^s; M_{03}^s) = -0.6 \times \max(16.467; 12.886) = -9.88 \text{ KN. m}$$

**a. Moment fléchissant en travée :**

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}; \alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{0.60}{427.2+0.60} = \mathbf{0.123}$$

$$0 \leq 0.123 \leq \frac{2}{3} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Travées de rives (1-2) et (3-4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

Travée (1-2) et (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{4.51 + 13.52}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + 9.015 \text{ KN. m} \geq 1.05M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62M_{01}^u \end{cases} \begin{cases} M_{t1}^u + 0.40M_{01}^u \geq 1.05M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 \text{ KN. m} \end{cases} \begin{cases} M_{t1}^u \geq 0.65 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 \text{ KN. m} \end{cases}$$

Donc en prend :  $M_{t1}^u = 0.62M_{01}^u \implies M_{t1}^u = 0.65 \times 22.54 \implies \mathbf{M_{t1}^u = 14.65 \text{ KN. m}}$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

Travée (1-2)et (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{3.29 + 9.88}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + 6.585 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{cases} \implies \begin{cases} M_{t1}^s + 0.4M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62 \text{ KN.m} \end{cases} \implies \begin{cases} M_{t1}^s \geq 0.65M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc en prend :  $M_{t1}^s = 0.65M_{01}^s \implies M_{t1}^s = 0.65 \times 16.46 \implies \mathbf{M_{t1}^s = 10.70 \text{ KN.m}}$

• **Travée intermédiaire (2-3) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$M_{t2}^u + \frac{M_{a3} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{02}^u$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{13.52 + 3.53}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u \end{cases}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 8.525 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 0.4M_{02}^u \geq 1.05M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62\text{KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u \geq 0.65M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc en prend :  $M_{t2}^u = 0.65M_{02}^u \implies M_{t2}^u = 0.65 \times 17.63 \implies \mathbf{M_{t2}^u = 10.91 \text{ KN.m}}$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{01}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{9.88 + 2.58}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + 4.12\text{KN.m} \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + 0.4M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62\text{KN.m} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s \geq 0.65M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc en prend :  $M_{t1}^s = 0.65M_{01}^s \implies M_{t1}^s = 0.65 \times 12.88 \implies \mathbf{M_{t1}^s = 8.37 \text{ KN.m}}$

#### a. Efforts tranchants :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.6672 \times 5.2}{2} = 17.33 \text{ KN}$$

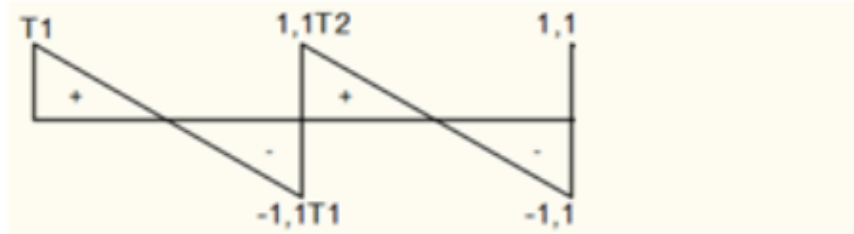
$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.6672 \times 4.6}{2} = 15.33\text{KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.872 \times 4.8}{2} = 12.67 \text{ KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.872 \times 4.2}{2} = 11.21 \text{ KN}$$



**Figure 3.24 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a plus de (02) travées.**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_1^u = 12.67 \text{ KN}$$

$$T_2^u = -1.15 \times 17.33 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^u = -19.92 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 15.33 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 1.15 \times 11.21 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^u = -12.90 \text{ KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_1^s = 12.67 \text{ KN}$$

$$T_2^s = -1.15 \times 12.67 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^s = -14.57 \text{ KN}$$

$$T_2^s = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_2^s = -1.1 \times 11.21 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3^s = -12.90 \text{ KN}$$

| Moment en appuis<br>[KN.m] |              | Effort tranchant<br>[daN] |              | moment en travées<br>[daN.m] |              |
|----------------------------|--------------|---------------------------|--------------|------------------------------|--------------|
| ELU                        | ELS          | ELU                       | ELS          | ELU                          | ELS          |
| <b>-13,52</b>              | <b>-9,88</b> | <b>17,33</b>              | <b>13,67</b> | <b>14,65</b>                 | <b>10,70</b> |

**Tableau 3.14 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant.**

**3.2.5. Détermination des armatures :**

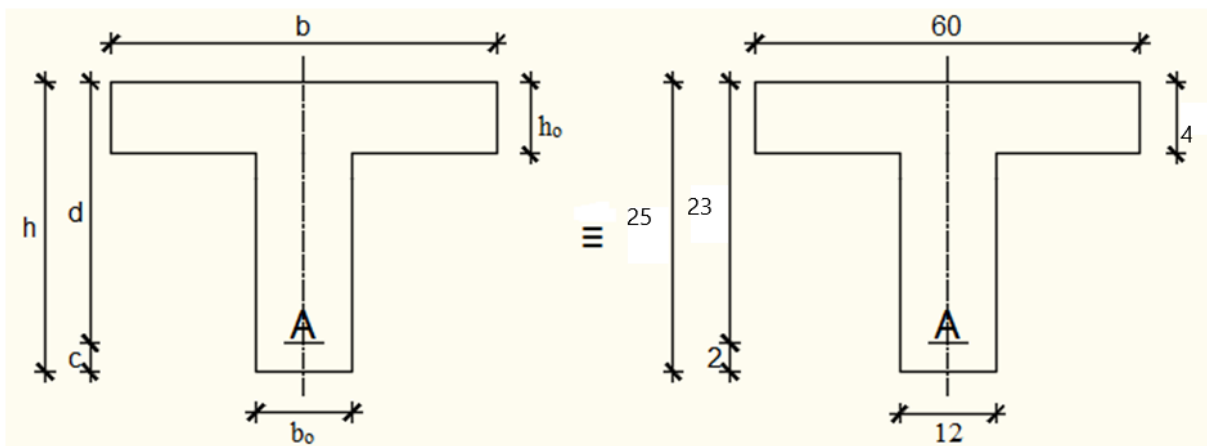
**A. En travée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 14.65 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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



**Figure 3.25 : Section de calcul.**

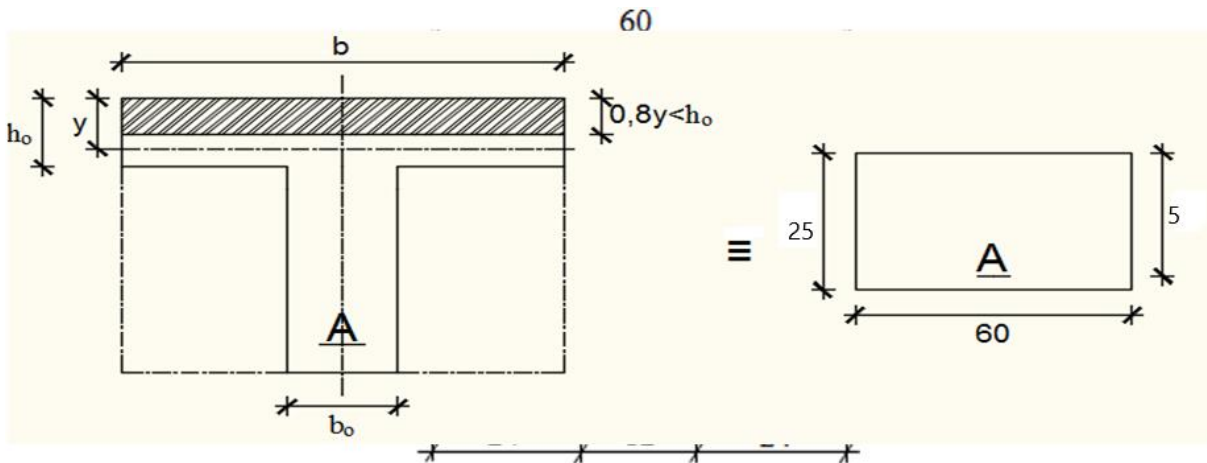
$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(23 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_T = 66030 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 14650 \text{ N.m} < M_T = 66030 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 25) \text{ cm}^2$ .



## Chapitre 03 : Etude des planchers



**Figure 26 : Section de calcul en travée.**

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

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14650}{60 \cdot 23^2 \cdot 14,2} = 0,032$$

$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,040$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14650}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,37 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,37 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 10,70 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -442,7 < 0$$

$\Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\square$  la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12)5 + 15 \times 2,36}{12} = 22,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12)5^2 + 30 \times 2,36 \times 23}{12} = 235,7 \text{ cm}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -22.95 + \sqrt{22.95^2 + 235.7} = 4.66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.66^2 - (60 - 12)(4.66 - 5)^3}{3} + 15 \times 2.36(23 - 4.66)^2 = 11550.06 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{10700}{11550.06} = 0.92$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.92 \times 4.66 = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.92 \times (23 - 4.66) = 186.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{ Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

#### B. En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -13.520 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$ .

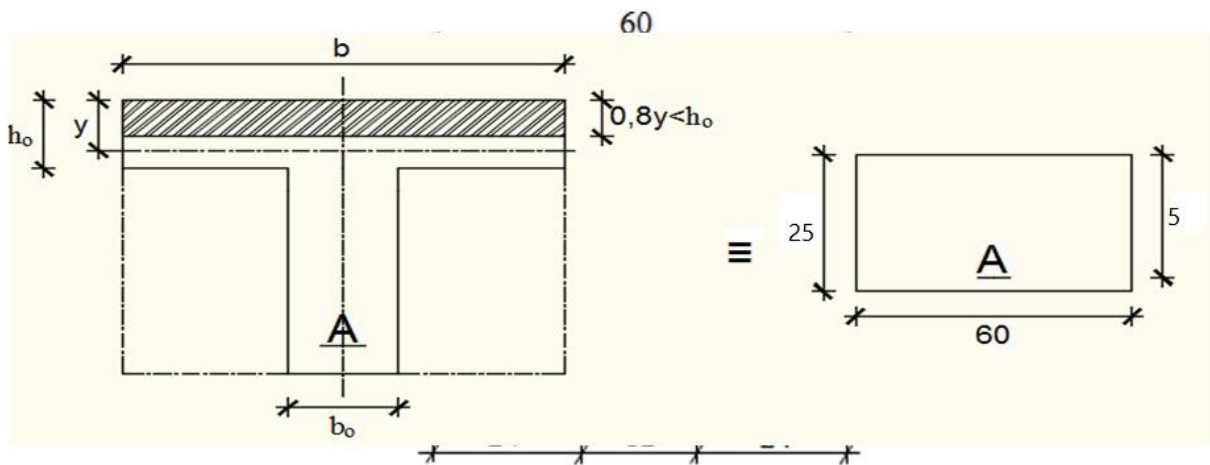


Figure 3.27 ; Section de calcul en appui.

## Chapitre 03 : Etude des planchers

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{13520}{12 \times 23^2 \times 14,2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,18$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13520}{0,928 \cdot 23 \cdot 348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,82 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,82 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 1 \text{ HA16} = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

|  |   |   |
|--|---|---|
| Flexion simple<br>Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$<br>Acier FeE400 | } | $M_a^{\text{ser}} = 9,88 \text{ KN.m}$<br><br>$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$ |
|--|---|---|

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{13520}{9880} = 1,36$$

$$\alpha = 0,28 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues.

⇒ Les armatures calculées à E.L.U seront

Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

### 3.2.5. Calcul des armatures transversales :

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

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$T_u^{\max} = 17.330 \text{ KN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :  
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

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

$$T_u^{\max} = 17330 \text{ N} \leq 0.28 \times 20.7 \times 12 \times 25 \times 100 = 173880 \text{ N}$$

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

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1.15}{400} \left[ 17330 + \frac{13520}{0.9 \times 23} \right] \times 10^{-2} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17330}{12 \times 23 \times 100} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]

a) Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

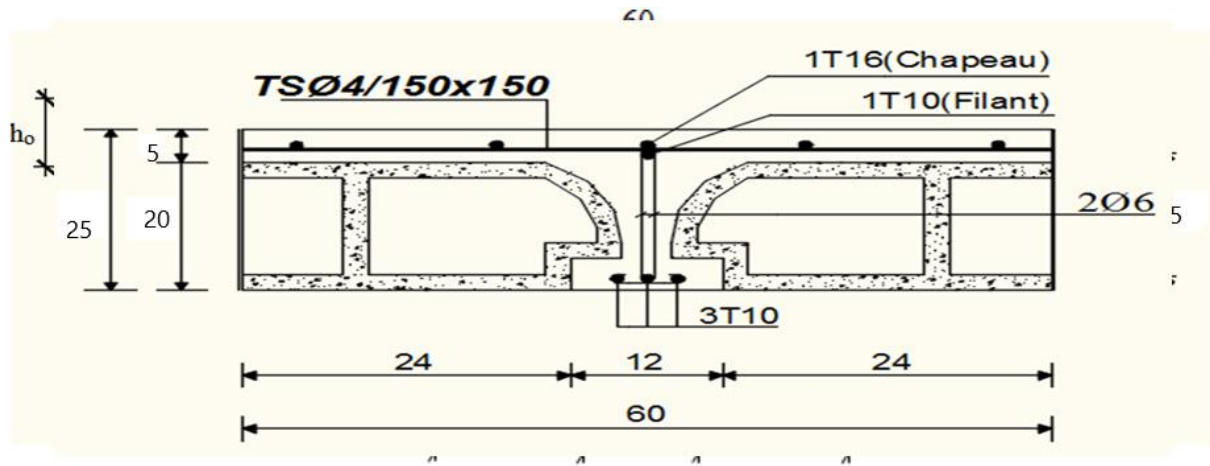


Figure 3.28 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$k = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 51.60 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

### 3.2.6. Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{520} = 0.04 < 0.063$  Avec :  $l = 5.2 \text{ m}$  (la plus grande portée)  $\Rightarrow$  condition non vérifiée.

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^S}{M_0^S} \right)$$

$$M_0^S = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 5.2^2}{8} = 16467.36 \text{ N.m}$$

avec :  $M_t^S =$  le moment max en travée

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\Rightarrow 0.04 < \frac{1}{10} \left( \frac{10700}{16467.36} \right) = 0.063 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 23} = 0.0085 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0178 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### • Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que :  $\Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{max}$

,  $f_g$ : Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

: La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 757 = 454.2 \text{ daN/ml ;}$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons, j = g = 454,2 daN/ml (Plancher errasse) et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (757 + 100) \times 0,6 = 514,2 \text{ daN/m}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

#### a) Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = \frac{0.65 q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{0.65 \times 302.8 \times 5.2^2}{8} = 665.25 \text{ DaN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{0.65 q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{0.65 \times 362.8 \times 5.2^2}{8} = 797.07 \text{ DaN.m}$$

#### b) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

#### c) Calcul des moments inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

#### a) Coordonnées du centre de gravité :

### Chapitre 03 : Etude des planchers

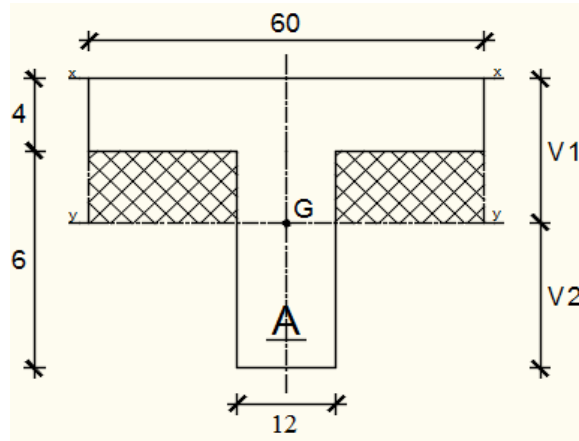


Figure 3.29 : Section de calcul.

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

$$V_1 = \frac{5 \times 60 \times \frac{5}{2} + 12 \times (25 - 5) \times \left(\frac{25-5}{2} + 5\right) + 15 \times 2.36 \times 23}{60 \times 5 + 12 \times (25 - 5) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 8.97 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 7.32 = 16.02 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 117894,00 \text{ cm}^4$$

a) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \text{ tableau } \beta_1 = 0.856$$

$\rho$  : le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6652.5}{2.36 \times 0.856 \times 23} = 143.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7970.7}{2.36 \times 0.856 \times 23} = 171.555 \text{ MPa}$$

b) Calcul de :  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 143.17 + 2.1} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 171.555 + 2.1} = 0.60$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :  $I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 117894,00}{1 + 3.69 \times 0.56} = 42291.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 117894,00}{1 + 1.47 \times 0.56} = 7112955 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 117894,00}{1 + 3.69 \times 0.60} = 40349.53 \text{ cm}^4$$

#### c) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6652.5 \times 5.2^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 71129.55} = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{665.25 \times 5.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 42291.75} = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{5755.2 \times 5.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 40349.53} = 0.11 \text{ cm}$$

#### d) La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (0.23 - 0.13) + (0.11 - 0.13)$$

$$\Delta_{ft} = 0.08 \text{ cm}$$

#### e) La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5 \text{ m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{520}{500} = 1.04$$



## Chapitre 03 : Etude des planchers

$f = 0,68 < \bar{f} = 1,04 \rightarrow$  condition vérifiée

| Armature  | Longitudinale | Transversale |
|-----------|---------------|--------------|
| En Travée | 3 HA10        | 2 Ø6         |
| En Appui  | 1 HA16        | 2 Ø6         |

Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

### 3.3. Dalle plein :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le pourtour).

#### 3.3.1. Méthode de calcul :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

- Si La charge est uniformément répartie  $\rightarrow$  La dalle porte suivant une seule direction.  
 $0.4 \leq \rho \leq 1$
- Si La charge est uniformément répartie  $\rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions.
- Si On a une charge concentrée  $\rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de  $\rho$ .

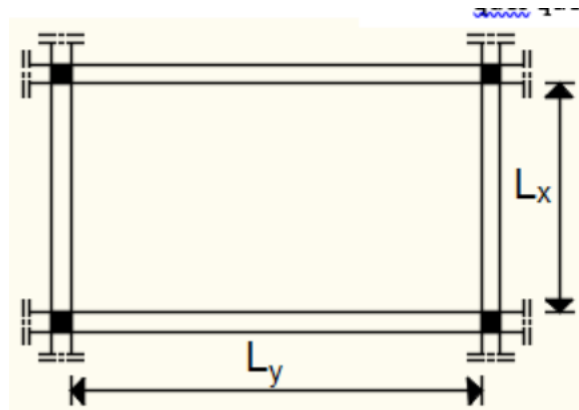


Figure 3.30 : Dimensions d'un panneau de dalle.

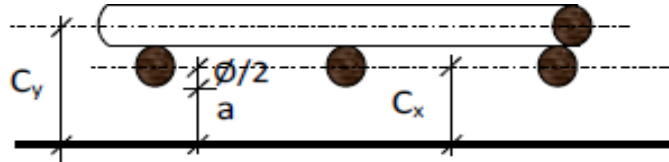
## Chapitre 03 : Etude des planchers

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre. II) et leur calcul se fera en flexion simple.

➤ Diamètre des armatures

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

[Pratique du BAEL 91-14.5].



**Figure 3.31 : Enrobage.**

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

• **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

### 3.3.2. Etude des planchers dalle plein :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{480}{500} = 0.96$$

si  $0.4 < p < 1$

Donc la dalle portent en

deux sens.

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9395 \end{cases}$$

### 3.3.3. RDC:

#### 3.3.3.1. Evaluation des charges :

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### 5.2.3.2. Combinaison d'action :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.31 + 2.5) \times 1\text{ml} = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

#### 5.2.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0401 \times 12.27 \times 4.8^2 = 11.30 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9092 \times 11.30 = 10.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0474 \times 8.81 \times 4.8^2 = 9.62 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9395 \times 9.62 = 9.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 5.2.3.4. La réduction des moments :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.30 = 8.48 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 10.32 = 7.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 11.30 = 5.65 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 10.32 = 5.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 9.62 = 7.21 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 9.02 = 6.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.62 = 4.81 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 9.02 = 4.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

|           |          | ELU                           |                                | ELS                           |                                |
|-----------|----------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Planchers | Sens     | M <sub>appuis</sub><br>[KN.m] | M <sub>travées</sub><br>[KN.m] | M <sub>appuis</sub><br>[KN.m] | M <sub>travées</sub><br>[KN.m] |
| RDC       | Sens X-X | -5,65                         | 8,48                           | -4,81                         | 7,21                           |
|           | Sens Y-Y | -5,16                         | 7,74                           | -4,51                         | 6,76                           |

### 3.3.3.5. Sens xx :

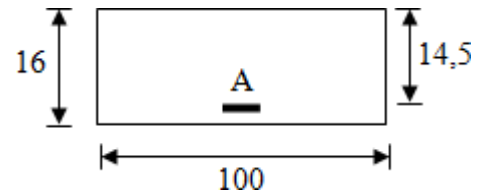
#### 3.3.3.5.1. En travée :

$$M_{tx}^u = 8.48 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8.48 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$



$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0.986$$

Figure 3.32 : Section de calcul en travée (x-x).

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8.48 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 14.5} = 1.70 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 2.11 \text{ cm}^2/m_L$$

- **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 7.21 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

Avec :  $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{8480}{7210} = 1.17$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**• Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues.

Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

} => Les armatures calculées à E.L.U seront

**5.2.3.5.2. En appuis :**

$$M_{tx}^u = 5.65 \text{ KN.m}$$

**• Calcul des ferrillages :**

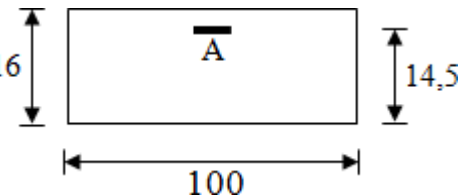
$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.65 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = 0.991$$

**Figure 3.33 : Section de calcul en appuis (x-x).**



$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5.65 \times 10^3}{0.991 \times 348 \times 14.5} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.11 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

**• Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

**• Choix des armatures :**

5T10/mL  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

**• Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{ser} = 4.81 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

} =>  $\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

Avec :  $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{5610}{4810} = 1.17$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues.

} => Les armatures calculées à E.L.U seront

Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

### 3.3.3.6. Sens yy :

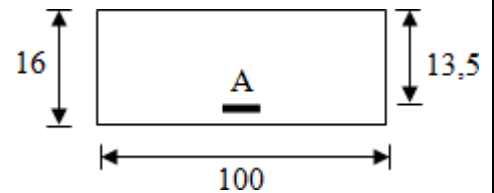
#### 3.3.3.6.1. En travée :

$$M_{tx}^u = 7.74 \text{ KN.m}$$

- Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{7.74 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.027 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$



$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = 0.986$$

Figure 3.34 : : Section de calcul en travée (y-y).

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8.48 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 13.5} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2/\text{mL}$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.11 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Choix des armatures :**

5T10/mL  $\rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

- Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{ser} = 6.76 \text{ KN.m}$$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'≠A

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :  $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{7750}{6760} = 1.14$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**• Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues.

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

Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

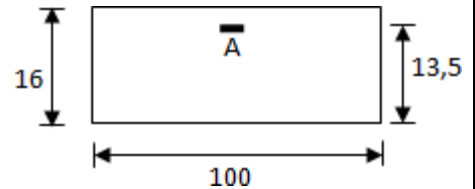
**3.3.3.6.2. En appuis :**

$$M_{tx}^u = 5.16 \text{ KN.m}$$

**• Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.16 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.024$$



$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = 0.990$$

Figure 3.35 : Section de calcul en appuis (y-y).

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5.16 \times 10^3}{0.990 \times 348 \times 13.5} = 1.70 \text{ cm}^2$$

**• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.11 \text{ cm}^2/m_L$

**• Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

**• Choix des armatures :**

5T10/m<sub>L</sub>  $\rightarrow$   $A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L$ .

(T10  $\rightarrow$   $e = 20\text{cm}$ ).

**• Vérification à l'ELS :**

## Chapitre 03 : Etude des planchers

$$M_{tx}^{ser} = 4.51 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \bar{A}$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{5160}{4510} = 1.14$$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues.

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

Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

### 3.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

Le panneau le plus sollicité est le panneau (8) :

•  $T_U$  max:

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_x^u = \frac{12,27 \times 4.8}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 4.8^4} \Rightarrow T_x^u = 15.92 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12,27 \times 5}{2} \times \frac{4.8^4}{5^4 + 4.8^4} \Rightarrow T_y^u = 14.088 \text{ KN/ml}$$

$$T^{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max}) \Rightarrow T^{max} = 15.92 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1592 \times 10}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### Vérification de la flèche :

➤ Condition de la flèche :

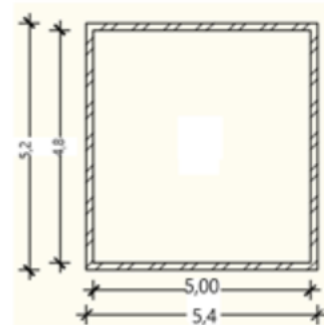


Figure 3.36 : Panneau (8).



### Chapitre 03 : Etude des planchers

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{0.16}{4.80} = 0.033 < \frac{6080}{20 \times 8110} = 0.037 \Rightarrow$  condition non vérifiée.
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.0027 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow$  condition vérifiée.

⇒ Une des deux conditions n'est pas vérifiée □ Le calcul de la flèche est nécessaire.

vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

$f_{gv}, f_{gi}$  : Les flèches dus à charge g ;

$f_{ji}$  On doit : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$  : La flèche dus à la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = (631 - 100) = 531 \text{ daN/ml}$  et

p : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881 \text{ daN/ml}$

#### a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^g = 0.75 \times \mu_{xser} \times g \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 631 \times 4.8^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 522.28 \text{ daN/ml} = 5.2228 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^j = 0.75 \times \mu_{xser} \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 531 \times 4.8^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 439.51 \text{ daN/ml} = 4.3951 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^p = 0.75 \times \mu_{xser} \times p \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 881 \times 4.8^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 729.214 \text{ daN/ml} = 7.9221 \text{ KN/ml}$$

#### b) Module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

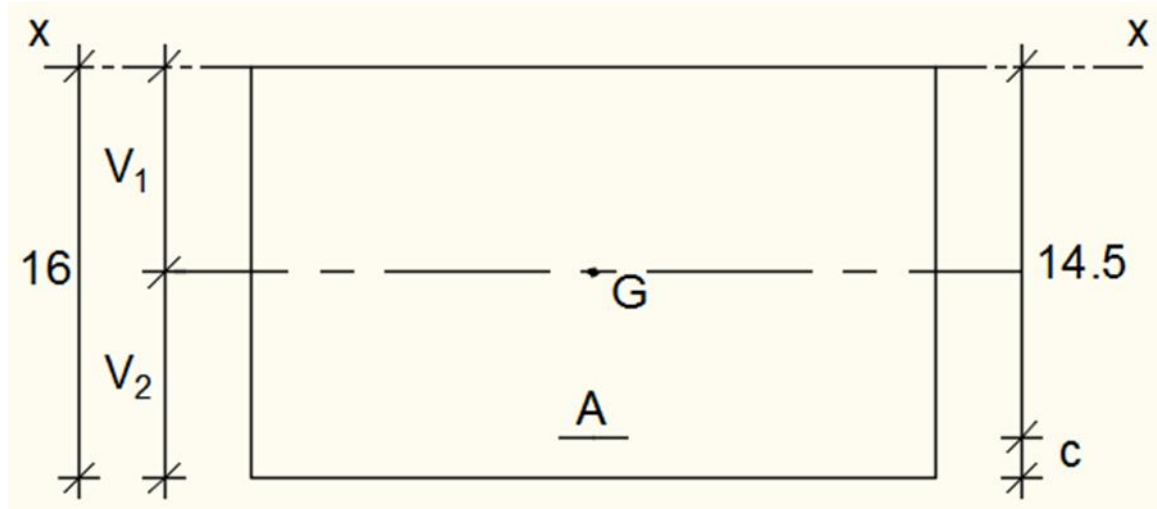
#### c) Calcul des moments inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

## Chapitre 03 : Etude des planchers

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité :**



**Figure 3.37 : Coordonnée de centre de gravité.**

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.93 \times 14.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.93} = 8.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.23 = 7.77 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 100 \times \frac{8.23^3}{3} + \frac{7.77^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (7.77 - 1.5)^2 = 36535,47 \text{ cm}^4$$

- a) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.271 \text{ tableau} \quad \beta_1 = 0.917$$

$\rho$  : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5222.28}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 99.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7292.14}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 139.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4395.1}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 84.10 \text{ MPa}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

**a) Calcul de :  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 99.93 + 2.1} = -0.15$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 84.10 + 2.1} = -0.22$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 139.54 + 2.1} = -0.017$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

**b) Moments d'inerties fictifs :**

Avec :  $I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 7.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 3.09$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 3.10 \times 0} = 40189,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,01 \text{ cm}^4$$

**c) Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5222.8 \times 4.8^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 40189,017} = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5222.8 \times 4.8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0.09 \text{ cm}$$

### Chapitre 03 : Etude des planchers

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5222.8 \times 4.8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0.078 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7292.14 \times 4.8^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 40189,017} = 0.12 \text{ cm}$$

a) **La flèche totale :**

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

$$\Delta_{ft} = (0.27 - 0.078) + (0.12 - 0.09)$$

$$\Delta_{ft} = 0.222 \text{ cm}$$

b) **La flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{520} = 0.96$$

$f = 0,202 \text{ cm} < \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

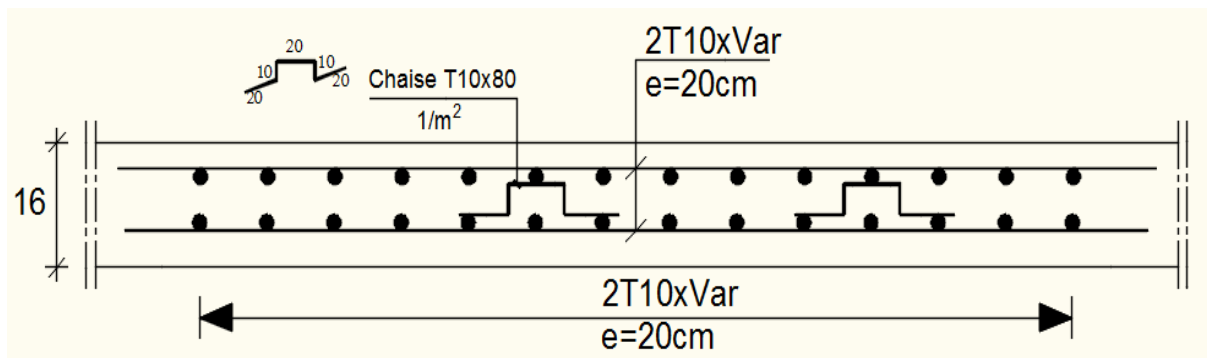


Figure 3.38 : Ferrailage de la dalle pleine.

# **Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux**

## **Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux**

### **4.1. Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier. ...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseur

### **4.2. Etude d'acrotère :**

#### **4.2.1. Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

#### **4.2.2. L'acrotère :**

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

#### **4.2.3. Calcul des sollicitations :**

##### **4.2.3.1. Charge permanente :**

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec  $\gamma_b$  : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 0.60 \times 0.15 = \mathbf{0.09 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.08 \times 0.15 = \mathbf{0.012 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = \frac{0.02 \times 0.15}{2} = \mathbf{0.0015 \text{ m}^2}$$

$$S = \mathbf{0.1035 \text{ m}^2/\text{l}}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$G = 0.1035 \times 25 = 2.95 \text{ KN}$$

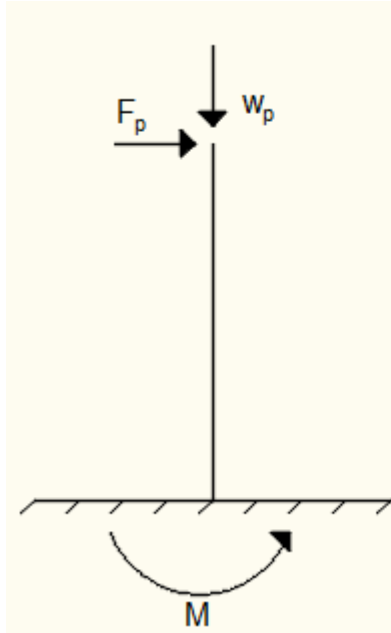


Figure 04.1 : Schéma statique de l'acrotère

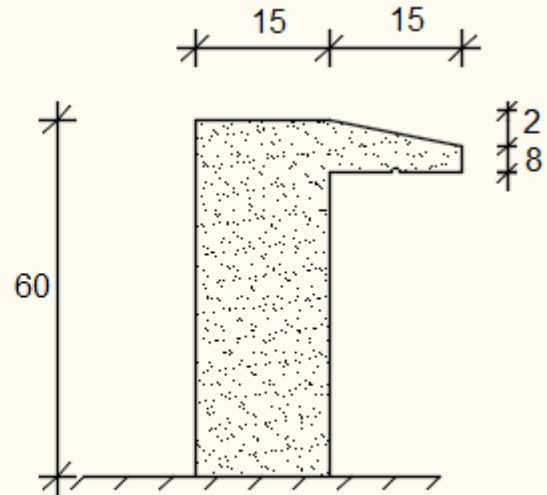


Figure 4.2 : Coupe transversal de l'acrotère.

### 4.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 0.6 \text{ kg/ml}$$

### 4.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$$A = 0.15 \quad \text{Coefficient d'accélération de la zone IIa.}$$

$$W_p = 1.6875 \text{ kg/ml} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0.8 \text{ KN} \quad \text{Facteur de la force horizontale.}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59 = 1.24 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(1.24 \text{ KN} ; 1 \text{ KN} ) \quad P = 1.24 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 0.6 ml.

#### 4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

##### 4.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.59 = \mathbf{3.49 \text{ KN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.24 \times 0.6 = \mathbf{1.12 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = 0.6 \times 1.5 = \mathbf{0.9 \text{ KN}}$$

##### 4.2.4.2. ELS :

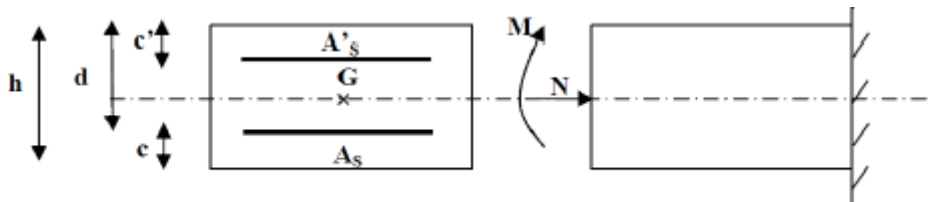
$$N_s = G = \mathbf{2.59 \text{ KN}}$$

$$M_s = FP \times h = 1.24 \times 0.6 = \mathbf{0.75 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{0.6 \text{ KN}}$$

#### 4.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.



**Figure 4.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

##### 4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{1.12}{3.49} = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$

$$e_u = \mathbf{0.32 \text{ m}} > \frac{h}{2} = \mathbf{0.075 \text{ m}}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment  $M_L$  par rapport aux armatures tendues.

#### 4.2.6. Calcul en flexion simple :

##### 4.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = N_V \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.49 \times \left( 0.32 + \frac{0.15}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{1.308 \text{ KN.m}}$$



## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.2.6.2. Moment réduit :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.087 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.0545}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

### 4.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0545}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0545)}) = \mathbf{0.070}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = \mathbf{0.997}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.087 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 13} = \mathbf{0.29 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{100\sigma_s} = 0.29 - \frac{3490}{100 \times 348} = \mathbf{0.19 \text{ cm}^2}$$

### 4.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.190 ; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 =  $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

### 4.2.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 =  $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

## 4.2.7. Vérifications à l'ELU :

### 4.2.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{es-0.445 \times d}{es-0.185 \times d} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{24-0.445 \times 7}{24-0.185 \times 7} \times \frac{2.1}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.11 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

### 4.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -1.24 \times 1.5 = -1.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.86 \times 10^3}{100 \times 100 \times 13} = 0.014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

### 4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres :(BAEL99/ Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{vu}{0.9-d \sum u}$$

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$\psi$  : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.06 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 90 \times 10.06} = 1.244 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 1.244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.89 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 4.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = 24.69 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 25 \text{ cm}$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 25 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

### 4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 4.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{2.59 \text{ KN}}$$

$$M_s = \mathbf{0.75 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{0.6 \text{ KN}}$$

#### 4.2.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 635.85$$

$$y_1 = 3.13$$

#### 4.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y_1^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (8 - 3.06)) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

#### 4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{486}{6087.13} \times 3.13 = \mathbf{0.25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.25 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 486}{6087.13} \times (13 - 3.13) = \mathbf{25.55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{25.55 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99\_V2003}]$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$C_p$  : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$  (élément en console)

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$$

Alors :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = 2.24 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 2.24 \text{ KN/ml} < Q = 2.244 \text{ KN/ml}$$

**Condition vérifiée.**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

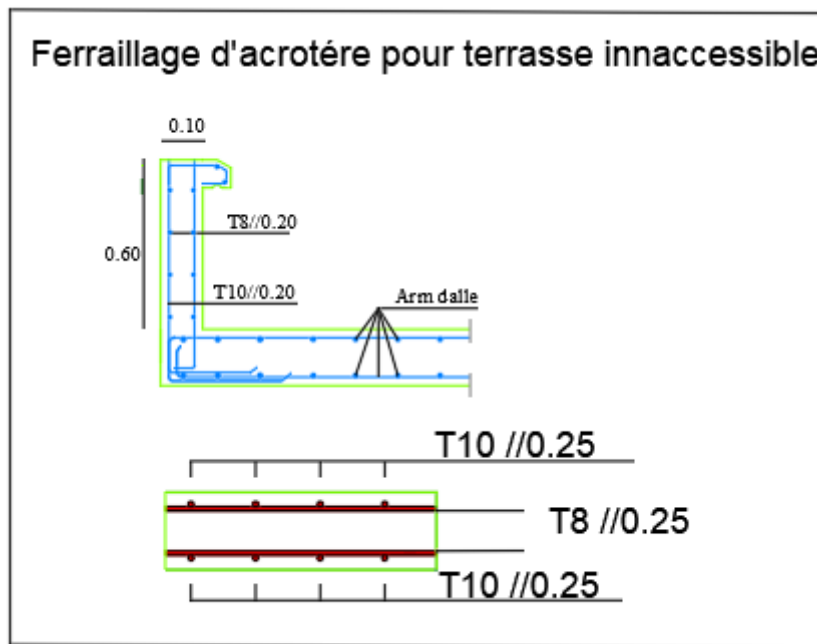


Figure 04.3 : schémas de ferrailage d'acrotère.

### 4.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

#### 4.3.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique :  $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{70}{10} = 7 \text{ cm}$$

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

#### 4.3.2. Détermination des charges :

##### 4.3.2.1. Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine :  $G = 3.75 \times 0.7 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1.2 \times 1.2 = 1.87 \text{ KN}$$

##### 4.3.2.2. Charges d'exploitations :

Surcharge :  $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}$

#### 4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

##### 4.3.3.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 = 12.081 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.87 = 2.53 \text{ KN}$$

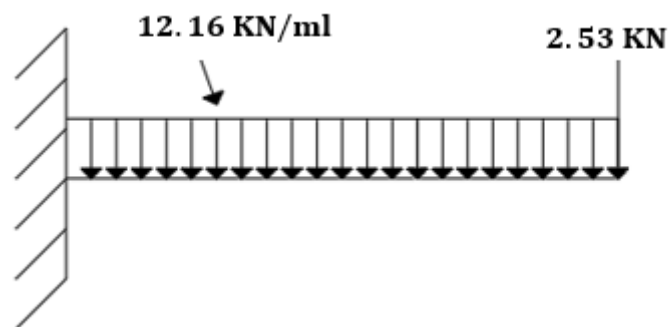


Figure 04.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

##### 4.3.3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.16 \times 1.2^2}{2} + 2.53 \times 1.2 = 11.79 \text{ KN. m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -12.16 \times 1.2 - 2.53 = -17.12 \text{ KN}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

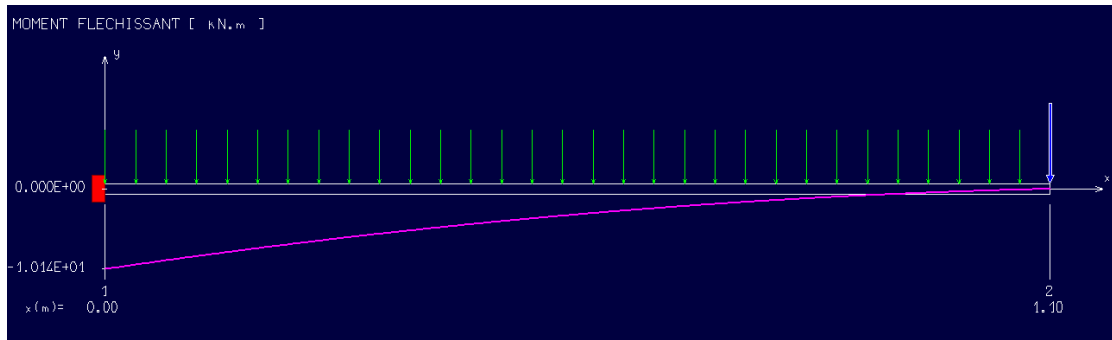


Figure 4.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

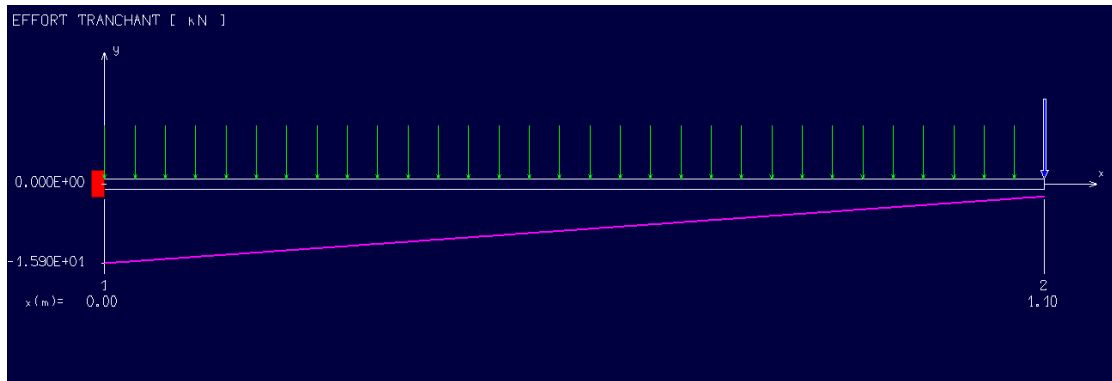


Figure 04.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

### 4.3.4. Calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### 4.3.4.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.49}$$

$\mu < \mu_l$   $0.038 < 0.254$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = \mathbf{0.063}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.063 = \mathbf{0.975}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.68 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 =  $\mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 15 cm/ml

### 4.3.5. Vérifications à l'ELU :

#### 4.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).

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

$$T_u = 20.55 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.12 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### 4.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\psi = 1.5$  : Barres de haute adhérence.

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.12 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 7.54} = 0.970 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 15.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.970 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 15.12 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.3.5.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

#### 4.3.5.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\sigma \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 0.970} = \mathbf{24.87 \text{ cm}}$$

On prend :  $l_s = \mathbf{25 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

#### 4.3.5.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\sigma \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 2.835} = \mathbf{35.27 \text{ cm}}$$

On prend :  $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

### 4.3.5.5. Espacement des barres :

#### 4.3.5.5.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

#### 4.3.5.5.2. Armature transversale :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 35 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**



**4.3.6. Calcul à l'ELS :**

**4.3.6.1. Combinaison de charge :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times l = (4.34 + 4.2) \times 1.2 = 8.54 \text{ KN/ml}$$

$$g_{ser} = g \times l = 1.72 \times 1.2 = 2.25 \text{ KN}$$

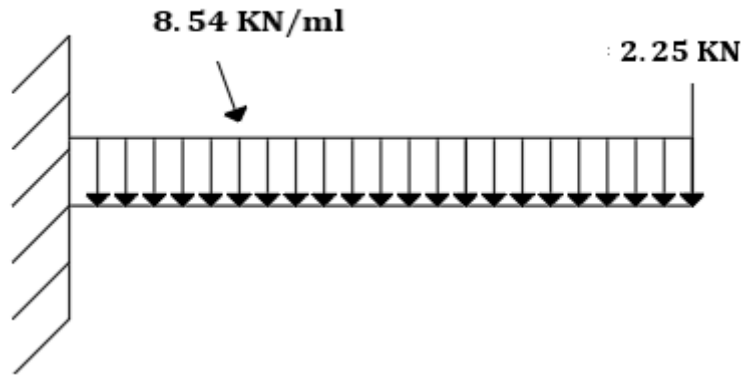


Figure 04.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

**4.3.6.2. Calcul des efforts internes :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{8.54 \times 1.2^2}{2} + 2.25 \times 1.2 = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_{ser} \times l - p_{ser} = 8.54 \times 1.2 - 2.25 = -12.50 \text{ KN}$$

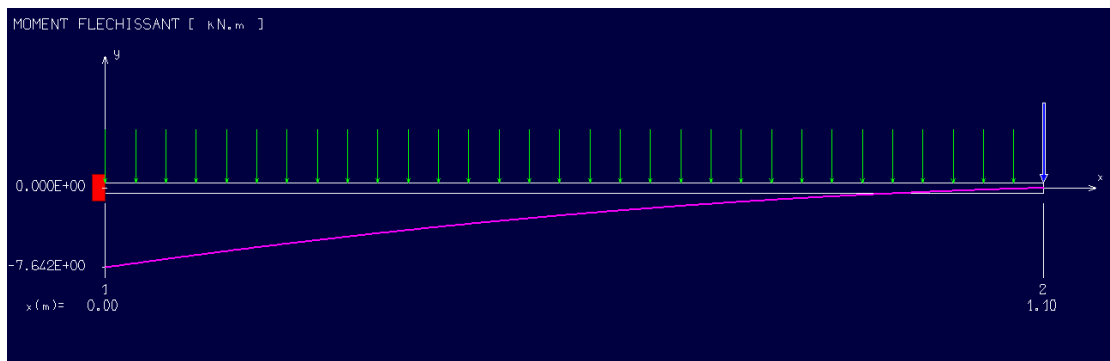


Figure 04.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

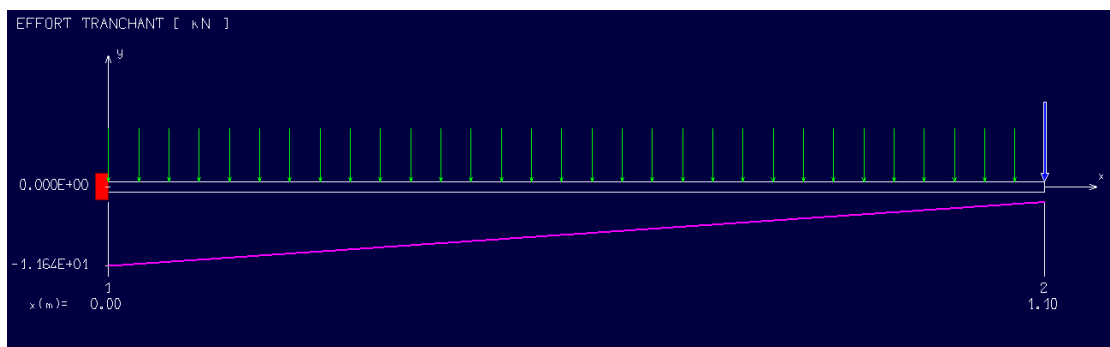


Figure 04.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 881.4$$

$$yl = 3.57 \text{ cm}$$

### 4.3.6.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 3.06^3}{3} + 15 \times (3.14 \times (13 - 3.57)^2)$$

$$I = 7545.74 \text{ cm}^4$$

### 4.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{8.85}{7545.74} \times 3.57 = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 4.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 8.85}{7545.74} \times (13 - 3.57) = 165.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 165.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 4.3.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

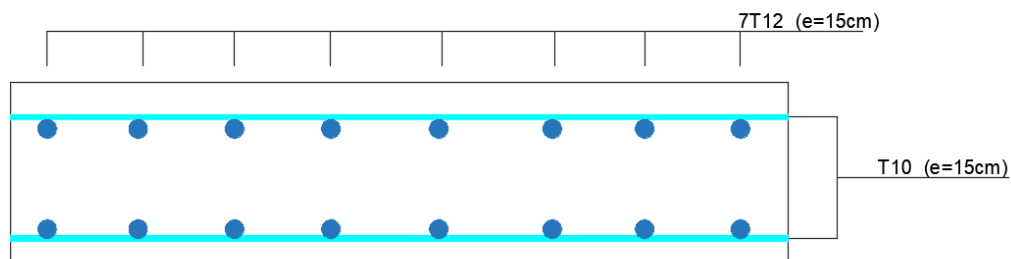


Figure 04.10 : plan de ferrailage des balcons.

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 13 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

**Condition vérifiée.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 13 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{7.99}{10 \times 10037} = 0.1 \end{array} \right.$$

**Condition vérifiée.**

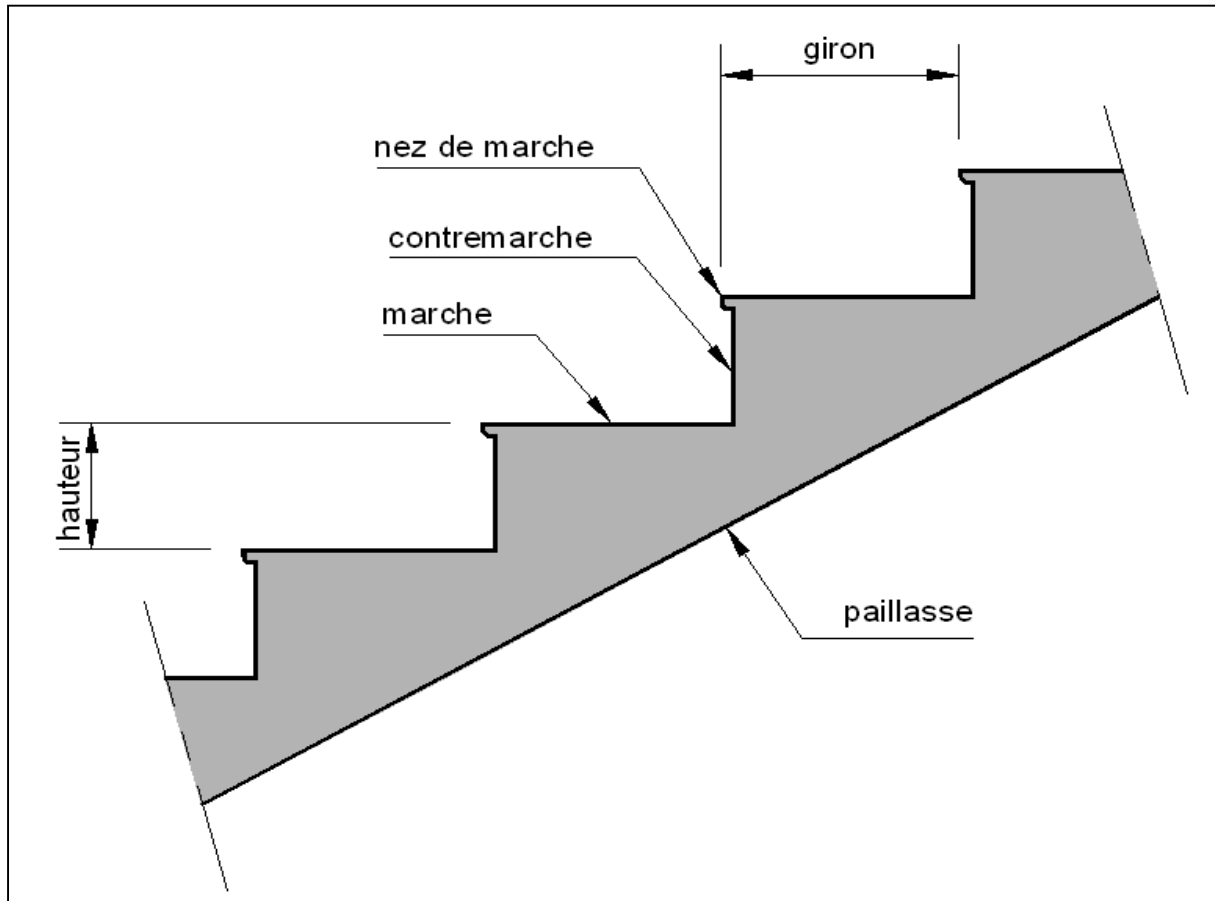
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00348 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

**Condition vérifiée.**

## **4.4. Escalier :**

### **4.4.1. Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.



**Figure 4.11 : Schéma d'escalier**

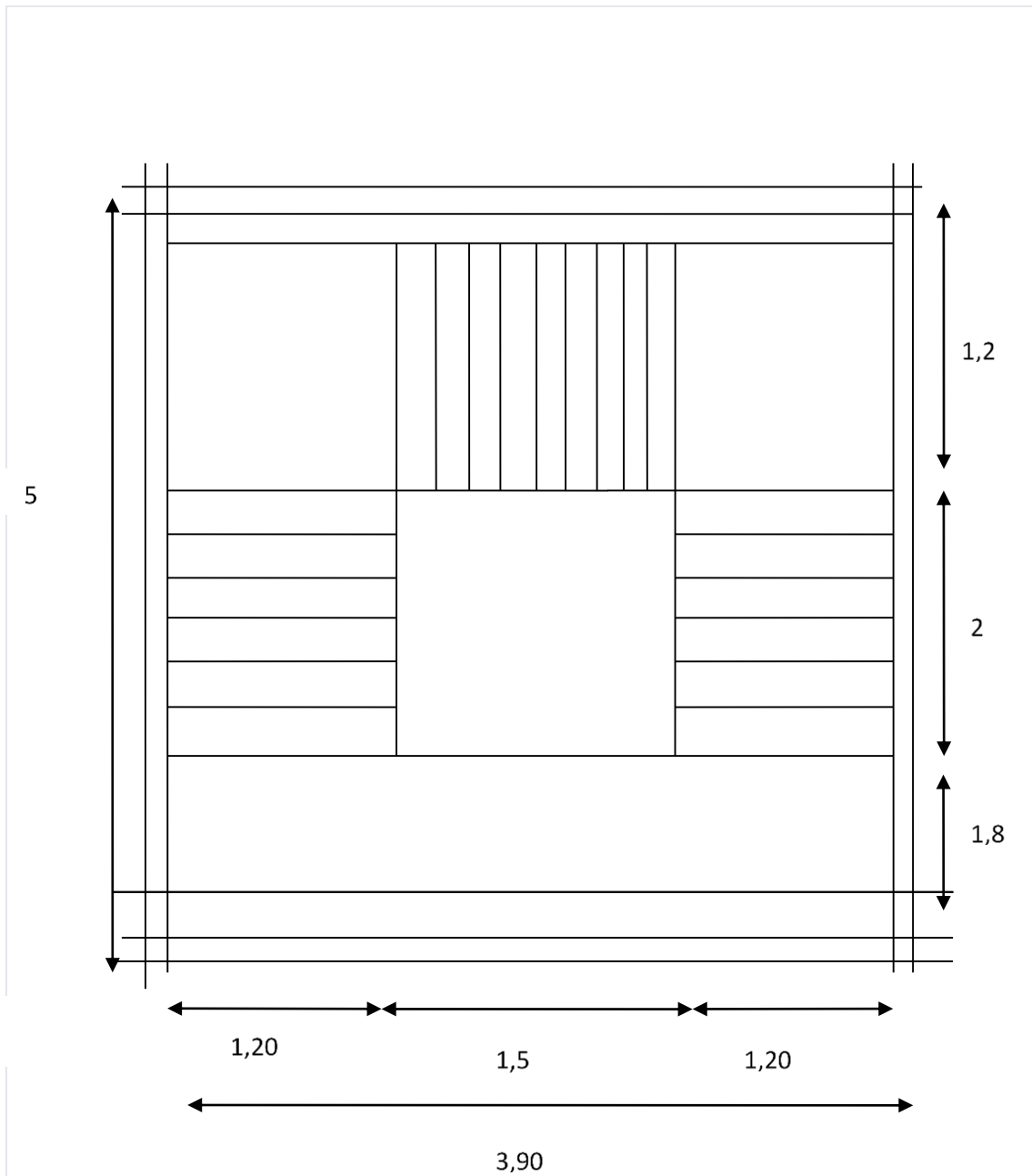


Figure 4.12 : Vue en plan d'escalier.

**4.4.2. Pré dimensionnement des escaliers :**

Remarque :

Pour l'escalier qu'on va étudier, on adopte :

H : hauteur d'étage

h : hauteur de contre marche;

g : Le giron;

L : longueur du palier.

Paillasse : Dalle pleine incliner porte des marches.

Contre marche : Partie verticale d'une marche :

Ligne de foulée : ligne désigne le sens de déplacement,

Volée : Suite de marche (avec 20 marches au maximum);

Palier de repos : Dalle pleine horizontale d'un escalier entre 2 volées.

Pour étage courant :

H = 323 cm

Giron : 30 cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :

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

h : varié de 14 cm à 20cm ;

Pour : h= 17cm

$$Nc = H/h = 323 / 17 = 19$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$$n = Nc - 1 = 18 \text{ marches}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.4.2.1. L'inclinaison de la paille :

$$\operatorname{tg} \alpha = h/H = 17/30 = 0,57 \quad \alpha = 29,54^\circ$$

### 4.4.2.2. La longueur de la paille :

$$L_p = (h * N_c) / \sin \alpha = (0,17 * 7) / (\sin(29,54)) = 241,36 \text{ cm}$$

$$L_p = (h * N_c) / \sin \alpha = (0,17 * 5) / (\sin(29,54)) = 172,4 \text{ cm}$$

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \rightarrow (241,36)/30 \leq e_p \leq (241,36)/20 \rightarrow 8,04 \leq e_p \leq 12,06$$

$$e_{p1} = 10 \text{ cm}$$

### 4.4.2.3. Condition de résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe-feu

$e = 11 \text{ cm}$  Pour deux heures de coupe-feu

$e = 17,5 \text{ cm}$  Pour un coupe-feu de quatre heures.

■ On prend :  $e_{p2} = 11 \text{ cm}$

Condition d'isolation phonique

• Contre les bruits aériens :  $2500 * e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2$   $e_{p3} = 14 \text{ cm}$ .

• Contre les bruits impacts :  $2500 * e_p \geq 400 \text{ Kg/m}^2$   $e_{p3} = 16 \text{ cm}$

### Conclusion

$$e_p = \max (e_{p1}; e_{p2}; e_{p3}) \text{ (cm)}$$

$$e_p = 16 \text{ cm}$$

### 4.4.3. Descente des charges :

Volée :

| Matériaux                       | EP (m) | P (KN/m <sup>2</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|--------|------------------------|------------------------|
| Revêtement en marbre horizontal | /      | /                      | 1.04                   |
| Revêtement en marbre vertical   | 0.085  | 22                     | 1.87                   |
| Poids propre de la paille       | 0,085  | 25                     | 4.31                   |
| Poids propre des marches        | 0.085  | 22                     | 1,87                   |
| Enduit en ciment                | 0.15   | 18                     | 31                     |
| Charges permanentes :           |        |                        | <b>8.12</b>            |
| Surcharge d'exploitation :      |        |                        | 2,5                    |

Tableau 4.16 : Les charges de la volée.

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.4.3.1. Combinaisons fondamentales :

**E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 812 + 1,5 * 250) = 1471,2 \text{ daN/m}^2$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = (G + Q) = (812 + 250) = 1062 \text{ daN/m}^2$$

### 4.4.3.2. Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$q_u = 1471,2 * 1,00 = 1471,2 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{ser} = 1062 * 1,00 = 1062 \text{ daN/ml}$$

**Palier :**

| Désignation                       | EP (m) | P (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|--------|------------------------|------------------------|
| Poids propre du palier            | 0,16   | 25                     | 4.00                   |
| Revêtement horizontale            | /      | /                      | 1.04                   |
| Enduit en ciment                  | 0,15   | 18                     | 0.27                   |
| <b>Charges permanentes :</b>      |        |                        | <b>5.31</b>            |
| <b>Surcharge d'exploitation :</b> |        |                        | <b>2.5</b>             |

**Tableau 4.17 : Les charges de Palier.**

### 4.4.3.3. Combinaisons fondamentales :

**E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 531 + 1,5 * 250) = 1091,85 \text{ daN/m}^2.$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = (G + Q) = (531 + 250) = 781 \text{ daN/m}^2$$

### 4.4.3.4. Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$q_u = 1091,85 * 1,00 = 1091,85 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{ser} = 781 * 1,00 = 781 \text{ daN/ml.}$$

### 4.4.4. Calcul des moments fléchissant des efforts tranchants et efforts normaux :

**Etage courant :**



## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

E.L.U :

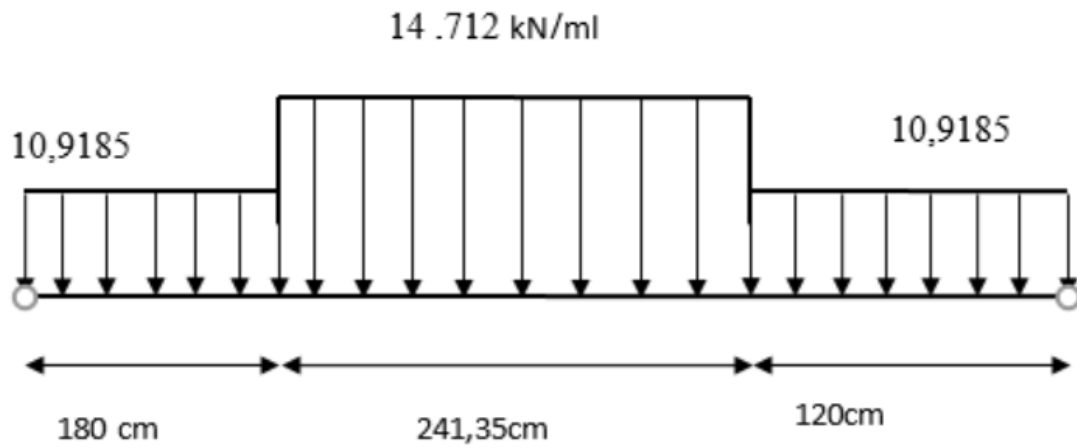


Figure 4.13 : Schéma statique des escaliers.

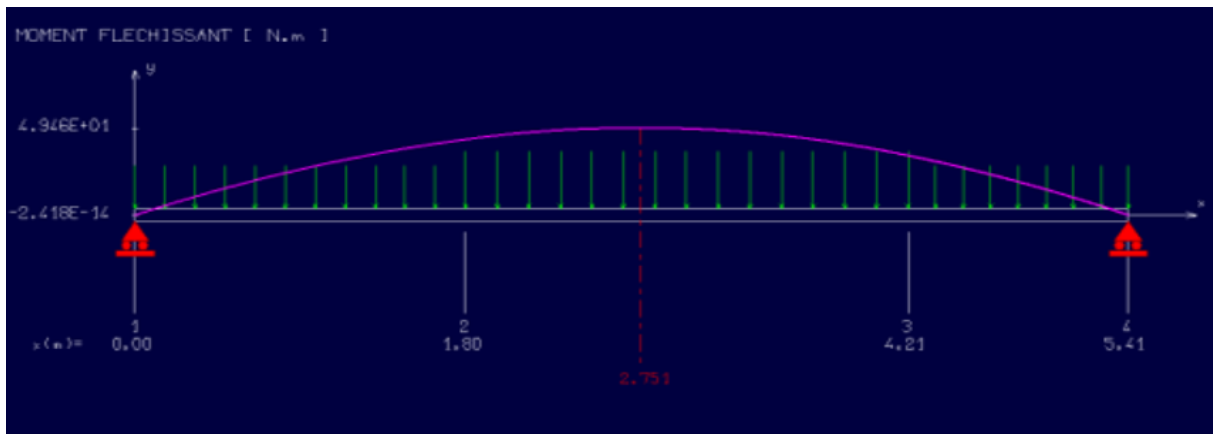


Figure 4.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

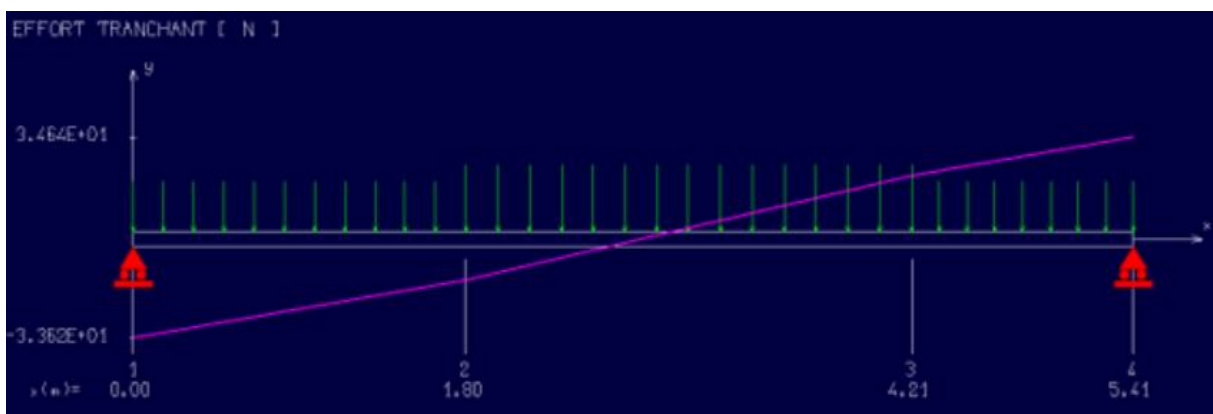
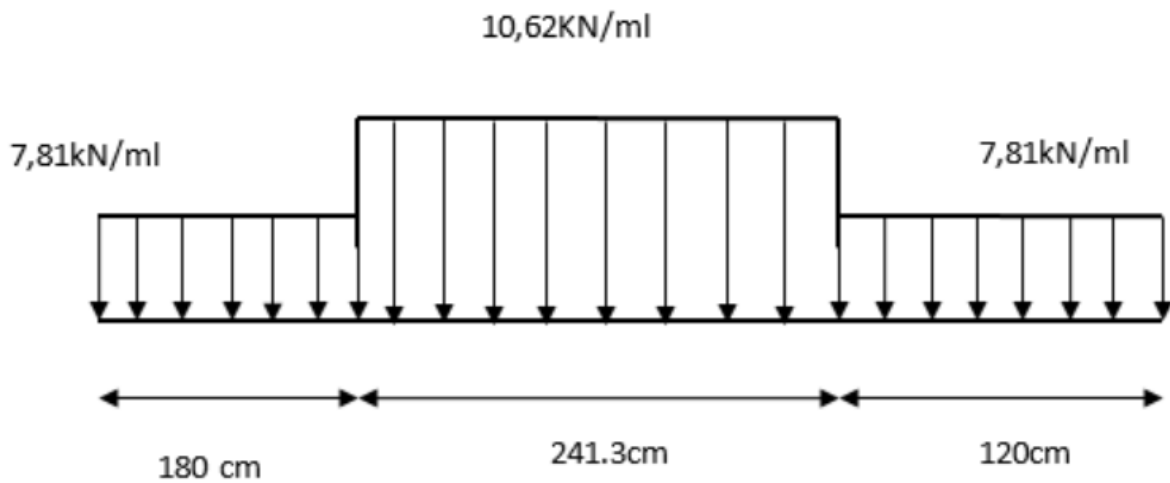


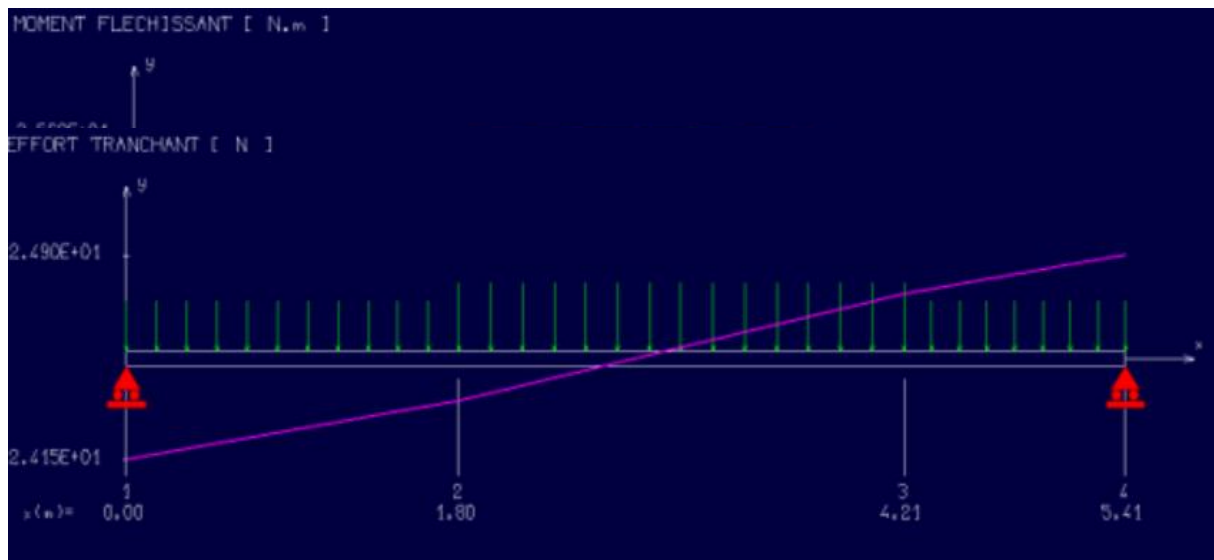
Figure 4.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

**E.L.U :**



**Figure 4.16 : Schéma statique des escaliers.**



**Figure 4.18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.**

### 4.4.5. Calcul de ferrailage :

$$M_t = 0,8M_{\text{Max}}$$

$$M_a = -0,2M_{\text{Max}}$$

|     | Mt (kN.m) | Ma (kN.m) |
|-----|-----------|-----------|
| ELU | 39,56     | -9,89     |
| ELS | 28,49     | -7,12     |

4.4.5.1. En travée :

**E.L.U :**

$$M^u_t = 39,56 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M^u_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39560}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,134$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A} \longrightarrow \text{A n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \implies \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,134})$$

$$\alpha = 0,18$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,18$$

$$\beta = 0,93$$

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39560}{348 \cdot 0,93 \cdot 14,4} = 8,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max(A_U ; A_{\min}) = A_U = 8,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$8 \text{ T } 12 \longrightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 12,5$$

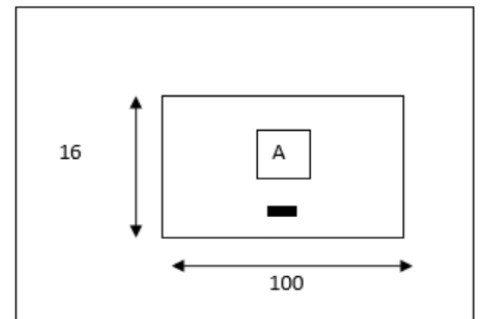
**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } 5 \text{ T } 8 \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**E.L.S :**

$$M^t_{\text{ser}} = 28,49 \text{ kN.m}$$



## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_{\bar{b}} = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{39560}{28490} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,14$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_{\bar{b}}$$

Fissuration peu nuisible  
(Aucun vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armature calculées à ELU seront convient

### 4.4.5.2. En appuis :

**E.L.U :**

$$M_u^a = 9,89 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9890}{14,2 * 100 * (14,4)^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{AB} = 0,186 \Longrightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,980$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{au}}{\sigma_s * \beta * d * x} = \frac{9890}{348 * 0,980 * 14,4} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_t; A_{min}) = A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Chois des armatures :**

$$4T8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T 8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 1T8  $\longrightarrow$   $A = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### ELS :

$$M_a^s = 7,12 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{39560}{28490} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,049$$

### Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_s = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

} les armatures calculées à ELU seront convient.

### 4.4.6. Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad ; T_{\max} = 34,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = \frac{34640}{100*14,4*100} \longrightarrow \tau_u = 0,24$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 0,05 * 25 \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1,25$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

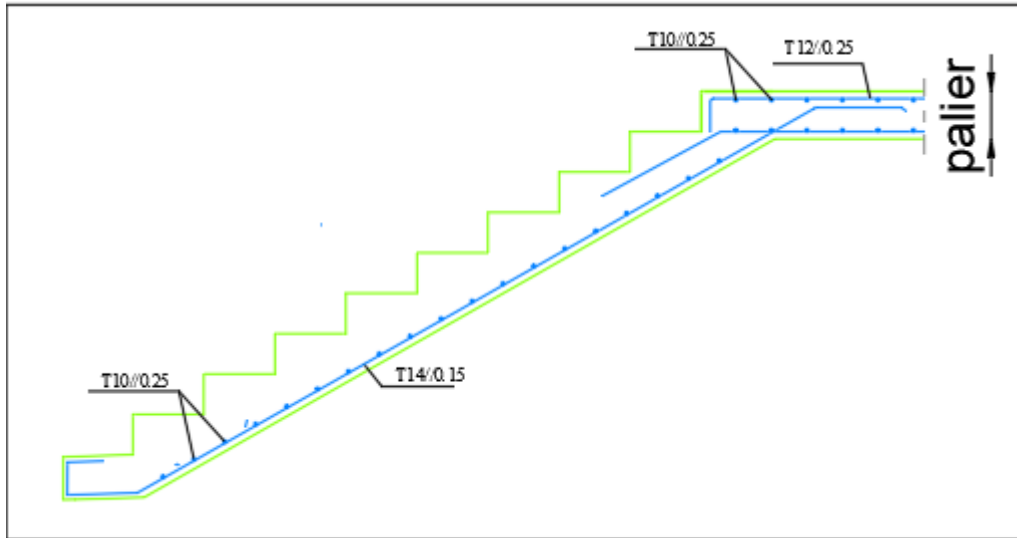


Figure 4.19 : Ferrailage de escalei.

## 4.5. Calcul de la salle machine :

### 4.5.1. Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

La surface du cabinet est :  $S = 2.25 \times 4 = 9 \text{ m}^2$ . Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$p = 90 \text{ KN}$$

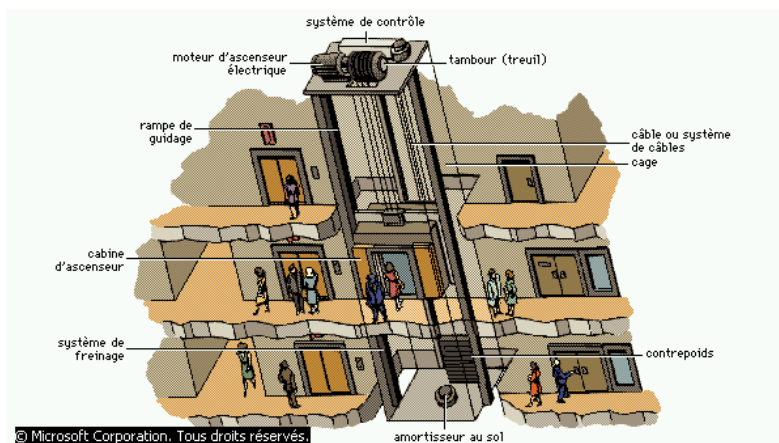


Figure 04.20 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.

## 4.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

### 4.5.2.1. Epaisseur de la dalle $h_0$ :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{240}{30} = 7.5$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h \geq 12 \text{ cm}$ . Donc on opte  $h = 20 \text{ cm}$ .

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

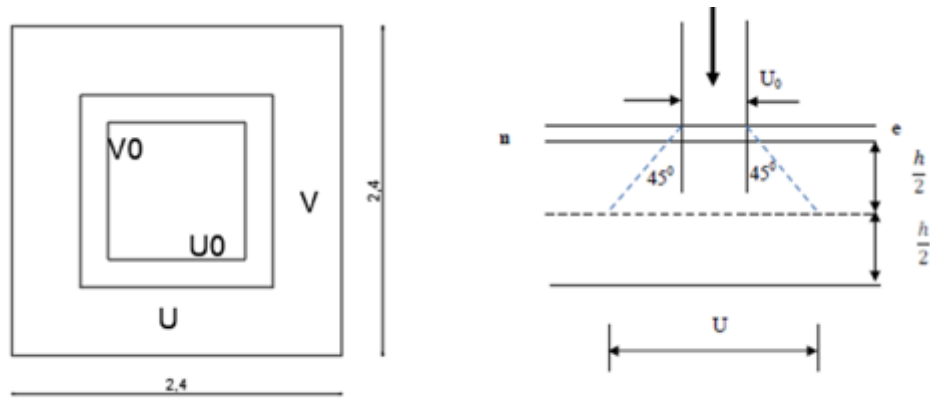


Figure 4.23 : schéma statique de la dalle machine.

La dalle repose sur 4 appuis elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ( $U \times V$ ). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

Avec :  $h = 20 \text{ cm}$

$e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$\xi = 1$  Pour le béton.

$$U_0 = 80 \text{ cm}$$

$$V_0 = 80 \text{ cm}$$

On aura :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont respectivement parallèles à  $L_x$  et  $L_y$ .

### 4.5.3. Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$\nu$  : coefficient de poisson ;  $\nu = 0$  à l'ELU

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{225} = \mathbf{0.49}$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{400} = \mathbf{0.28}$$



## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Donc :

$$M1 = 0.049$$

$$M2 = 0.028$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = \mathbf{121.5 \text{ KN}}$$

$$M1_x = M1 \times P_u \times U \times V = 0.049 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{7.02 \text{ KN.m}}$$

$$M1_y = M1 \times P_u \times U \times V = 0.028 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{4.12 \text{ KN.m}}$$

### 4.5.4. Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = \mathbf{6.1 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = \mathbf{9.74 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M2_y = \mu_y \times M2_x \end{cases}$$

On a :  $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$  Donc la dalle portent en deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 9.74 \times 2.4^2 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 1 \times 2.06 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### 4.5.5. Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M1_x + M2_x = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.21 = \mathbf{10.38 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.21 = \mathbf{-3.66 \text{ KN.m}}$$

#### 4.5.6. Ferraillage de la dalle :

##### 4.5.6.1. Dans le sens x-x :

###### 4.5.6.1.1. En travée :

$$M_{u_t} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.990 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures :  $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

###### 4.5.6.1.2. Aux appuis :

$$M_{u_a} = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures :  $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

##### 4.5.6.2. Dans le sens y-y :

###### 4.5.6.2.1. En travée :

$$M_{u_t} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures :  $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

### 4.5.6.2.2. Aux appuis :

$$M_{u_a} = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T10 =  $3.14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$ .

### 4.5.7. Vérification à l'ELU :

#### 4.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

##### 4.5.7.1.1. Dans le sens x-x :

$$A_{st} = 4T10 \quad A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

$P_0$  : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe Fe E400)}$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = \mathbf{1.6 \text{ cm}^2}$$

$$A_x = A_{\min} = \mathbf{1.6} < 3.14 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

##### 4.5.7.1.2. Dans le sens y-y :

$$A_{st} = 4T10 \quad A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.6 < 3.14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

### 4.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

#### 4.5.7.2.1. Sens principal :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

Condition vérifiée.

#### 3.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

Condition vérifiée.

### 4.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

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

$P_u$  : charge de calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$h_0$  : épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.10 + 1.10) = 4.4 \text{ m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.046 \times 4.4 \times 0.20 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{1.5}\right) = 674.67 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

### 4.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2 \times V + U} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = 36.82 \text{ KN}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.82 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.205 \text{ MPa}$$

### 4.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

On doit vérifier :

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

#### **4.5.8. Vérification à l'ELS :**

##### **4.5.8.1. Evaluation des moments ( $M_{x1}$ et $M_{y1}$ ) engendrant par le système du levage :**

$\nu$  : coefficient de poisson ;  $\nu = 0.2$  à l'ELS

$$\frac{u}{L_x} = \frac{\nu}{L_y} = \frac{110}{240} = \mathbf{0.46}$$

Donc :  $M_1 = M_2 = \mathbf{0.046}$

$$P_s = P = \mathbf{90 \text{ KN}}$$

$$M_{1x} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_{1y} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

##### **4.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

On a :  $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$  Donc la dalle portent en deux sens.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = 1G + Q = 6.1 + 1 = \mathbf{7.1 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0441 \times 7.1 \times 2.4^2 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} = 1 \times 1.80 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

##### **4.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 12.42 + 1.80 = \mathbf{14.22 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

**Sens x-x et sens y-y :**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.22 = \mathbf{12.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 14.22 = \mathbf{-4.27 \text{ KN.m}}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

### 4.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A.

#### 4.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50yl^2 + 47.1 yl - 847.8$$

$$Yl = 4.74 \text{ cm}$$

#### 4.5.8.4.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.74^3}{3} + 15 \times (3.14 \times (18 - 4.47)^2)$$

$$I = 9371.09 \text{ cm}^4$$

### 4.5.8.5. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{14.22 \times 10^3}{9371.09} \times 4.47 = 6.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 4.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 14.22}{9371.09} \times (18 - 4.47) = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 4.5.8.7. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

## Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 12 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases}$$

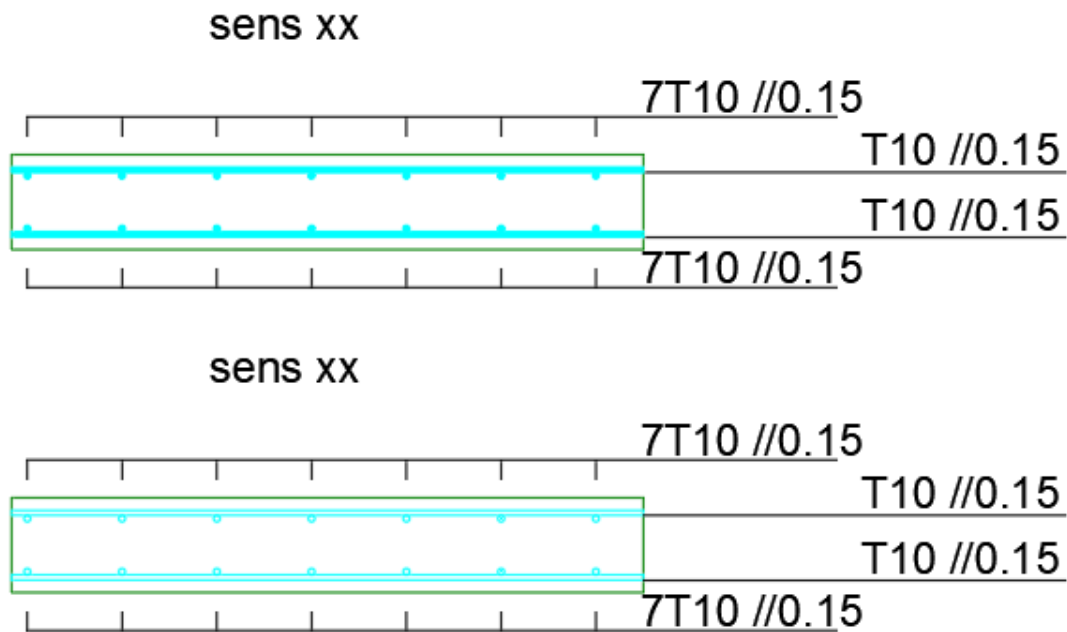
Condition vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.1} = 12 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{14.22}{10 \times 14.22} = 0.1 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases}$$

Condition vérifiée.



**Figure 4.24 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.**

# **Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.**



## **Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.**

### **5.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **5.2. Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

#### **5.2.1. Méthode statique équivalente :**

##### **5.2.1.1. Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### **5.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :**

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

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :  
 $6H \leq 5m$  en zone I et IIa ,
- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

## **5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

### **5.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :**

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.

### **5.2.2.2. Les hypothèses :**

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

## **5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :**

### **5.3.1. Principe :**

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.

### **5.3.2. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

### **5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

#### **5.3.3.1. Coefficient d'accélération A :**

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

#### **5.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

#### **5.3.3.3. Facteur de qualité Q :**

##### **5.3.3.3.1. Régularité en plan :**

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.
- ❖ La structure a une force compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur =  $\frac{33.42}{15.60} = 2.15 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé  $p_q = 0$

#### **5.3.3.3.2. Régularité en élévation :**

La structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$

#### **5.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :  $p_q = 0.05$

#### **5.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par :  $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

| Critère « q »  | $p_q$ |
|--|-------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.00  |
| 2. Redondance en plan                                    | 0.00  |
| 3. Régularité en plan                                    | 0.05  |
| 4. Régularité en élévation                               | 0.00  |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0.05  |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0.10  |
| $\Sigma$   | 0.20  |

**Tableau 04.1 : Pénalités du facteur de qualité**

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

#### **5.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend  $\xi = 7\%$

D'où :  $\eta = 0.882 \geq 0.7$

### 5.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

### 5.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

### 5.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

### 5.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

### 5.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :  $T_2 = 0.50 \text{ s}$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = \mathbf{39.61 \text{ m}}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = \mathbf{33.42 \text{ m}}$$

$$d_y = \mathbf{15.60 \text{ m}}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 39.61^{3/4} = \mathbf{0.79 \text{ s}}$$
 Dans les deux directions.

$$T_x = \min(0.79 ; 0.59) = \mathbf{0.59 \text{ s}}$$

$$T_y = \min(0.79 ; 0.92) = \mathbf{0.79 \text{ s}}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.59}\right)^{2/3} = \mathbf{1.98 \text{ s}}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.79}\right)^{2/3} = \mathbf{2.21 \text{ s}}$$

$$T = \max(0.59 ; 0.79) = \mathbf{0.79 \text{ s}}$$

#### **5.4. Poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.  $W$

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.  $Q_i$   $W$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = \mathbf{59890.98 \text{ KN}}$$

## 5.5. Modélisation de la structure :

### 5.5.1. Position des voiles :

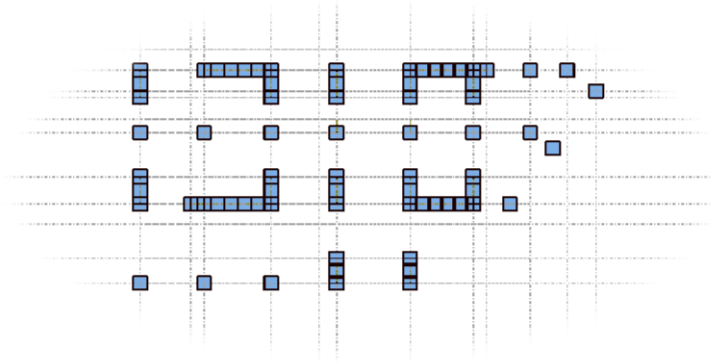


Figure 5.1 : disposition des voiles.

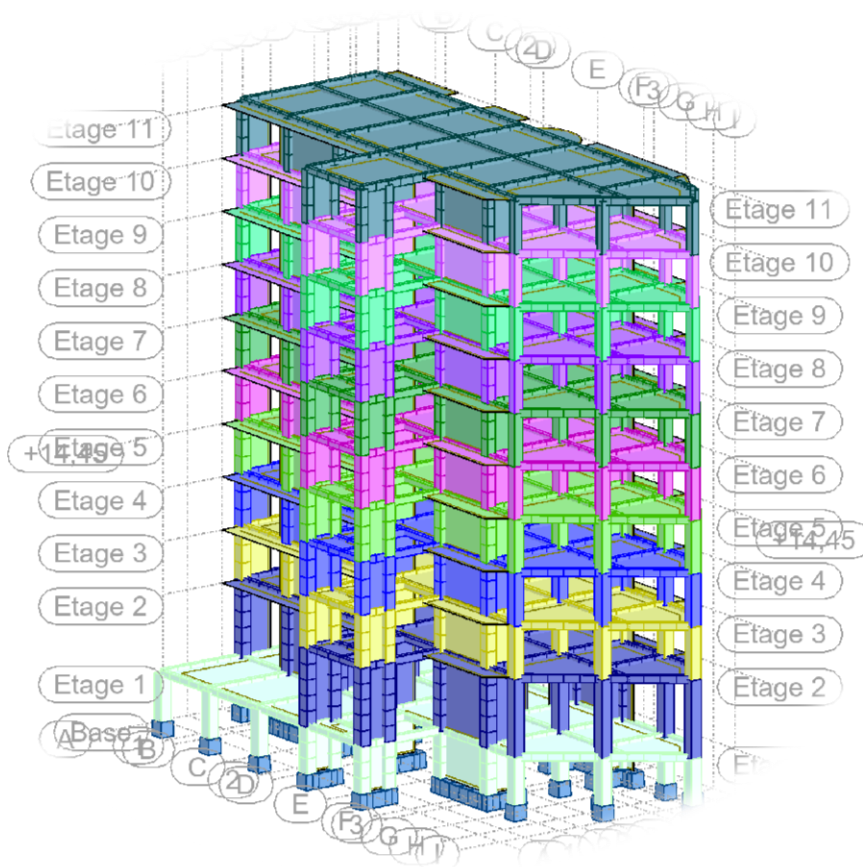
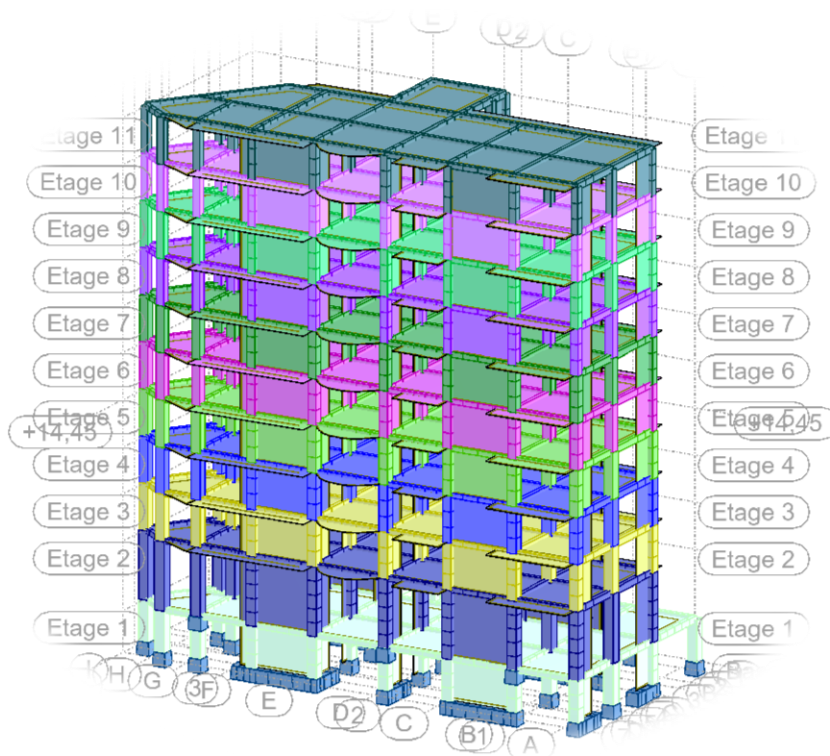


Figure 5.2 : Vue de la structure modélisée.



**Figure 5.3 : Vue de la structure modélisée.**

## **5.6. Calcul de la force sismique totale :**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.98 \times 1.2}{3.5} \times 59890.98 = \mathbf{6098.61 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.21 \times 1.25}{3.5} \times 59890.98 = \mathbf{7090.66 \text{ KN}}$$

## 5.7. Résultats de calcul :

| Mode | Période(s) | Facteur de participation massique |       |       |       |
|------|------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|
|      |            | Ux                                | Uy    | Ux    | Uy    |
| 1    | 0,88       | 0,41                              | 66,80 | 0,41  | 66,80 |
| 2    | 0,83       | 0,77                              | 67,55 | 0,36  | 0,75  |
| 3    | 0,66       | 63,66                             | 68,14 | 62,89 | 0,59  |
| 4    | 0,25       | 63,70                             | 82,16 | 0,04  | 14,02 |
| 5    | 0,22       | 63,77                             | 82,17 | 0,07  | 0,01  |
| 6    | 0,15       | 83,47                             | 82,19 | 19,70 | 0,02  |
| 7    | 0,11       | 83,48                             | 87,85 | 0,01  | 5,66  |
| 8    | 0,10       | 83,51                             | 87,88 | 0,04  | 0,03  |
| 9    | 0,07       | 89,82                             | 87,89 | 6,31  | 0,01  |
| 10   | 0,06       | 89,83                             | 91,03 | 0,01  | 3,14  |
| 11   | 0,06       | 89,89                             | 91,16 | 0,06  | 0,13  |
| 12   | 0,06       | 89,89                             | 91,16 | 0,00  | 0,00  |
| 13   | 0,06       | 90,13                             | 91,16 | 0,23  | 0,00  |

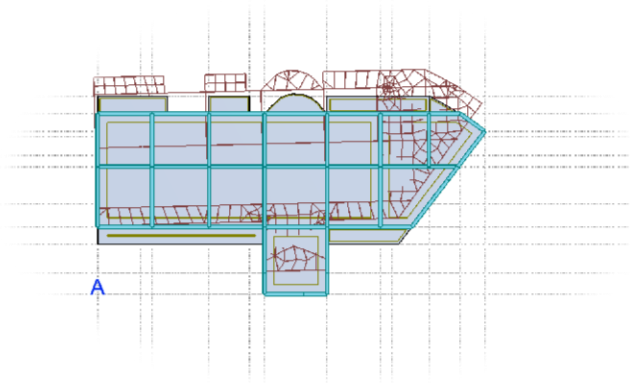
**Tableau 5.2 : Taux de participation modale.**

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = 0.59 \text{ s} \quad T_{\text{dyn}} = 0.79 \text{ s}$$

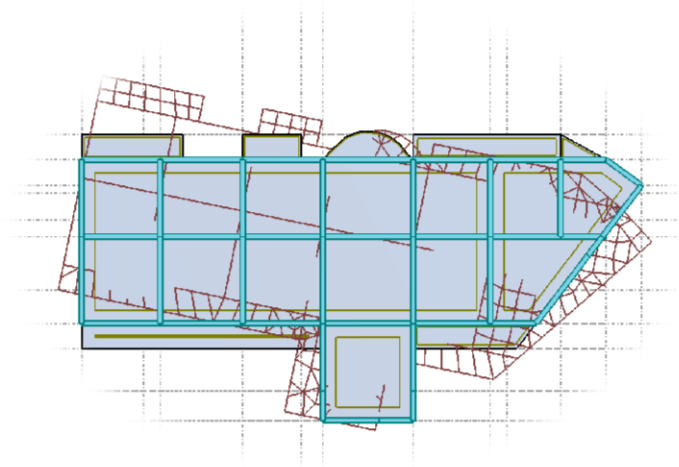
Selon RPA 99 V 2003 il faut que :  $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}}$   $1.01 \text{ s} > 0.88 \text{ s}$

- ❖ Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2<sup>ème</sup> est mode de torsions
- ❖ Et le 3<sup>ème</sup> une translation suivant l'axe (x-x)

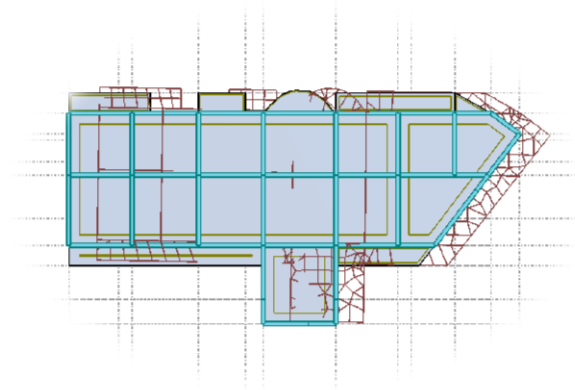


**Figure 05.4 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).**





**Figure 05.5 : Le 2ème est mode de torsions.**



**Figure 5.6 : est une translation suivante l'axe (x-x)**

### **5.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003**

Direction x-x : 13ème mode : Masse cumulée = 90.13 %

Direction y-y : 10ème mode : Masse cumulée = 91.03 %

Masse cumulée > 90%

**Condition vérifié.**

## 5.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

### 5.8.1. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases} \quad X_m ; Y_m : \text{Les coordonnées du centre de masse. } X_t ; Y_t : \text{Les coordonnées du centre de torsion.}$$

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 26.25 \text{ m} \quad L_y = 17.00 \text{ m}$$

| Niveaux                | Masse (Kg) | G (x ; y) [m] | R (x ; y) [m] | I <sub>x</sub> [Kg.m <sup>2</sup> ] | I <sub>y</sub> [Kg.m <sup>2</sup> ] | Ex0 [m] | Ey0 [m] | Ex2 [m] | Ey2 [m] |
|------------------------|------------|---------------|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| <b>Sous-sol</b>        | 732160,93  | 14,10 8,99    | 14,31 10,64   | 16813612,03                         | 58161259,92                         | 0,21    | 1,65    | 0,05    | 0,05    |
| <b>RDC</b>             | 661324,48  | 15,95 10,10   | 14,41 10,67   | 16123407,14                         | 56521877,23                         | 1,54    | 0,57    | 0,05    | 0,05    |
| <b>1<sup>er</sup></b>  | 540044,10  | 16,02 10,17   | 14,35 10,67   | 11816943,67                         | 45258547,54                         | 1,67    | 0,50    | 0,05    | 0,05    |
| <b>2<sup>ème</sup></b> | 540044,10  | 16,02 10,17   | 14,35 10,67   | 11816943,67                         | 45258547,54                         | 1,67    | 0,50    | 0,05    | 0,05    |
| <b>3<sup>ème</sup></b> | 525905,14  | 16,00 10,18   | 14,30 10,68   | 11407860,39                         | 43832018,65                         | 1,70    | 0,50    | 0,05    | 0,05    |
| <b>4<sup>ème</sup></b> | 525905,14  | 16,00 10,18   | 14,30 10,68   | 11407860,39                         | 43832018,65                         | 1,70    | 0,50    | 0,05    | 0,05    |
| <b>5<sup>ème</sup></b> | 512897,30  | 15,98 10,20   | 14,26 10,68   | 11030611,54                         | 42518628,11                         | 1,73    | 0,49    | 0,05    | 0,05    |
| <b>6<sup>ème</sup></b> | 501020,57  | 15,97 10,21   | 14,22 10,69   | 10685362,04                         | 41318557,77                         | 1,74    | 0,48    | 0,05    | 0,05    |
| <b>7<sup>ème</sup></b> | 490274,97  | 15,95 10,22   | 14,20 10,69   | 10372283,27                         | 40231996,67                         | 1,75    | 0,47    | 0,05    | 0,05    |
| <b>8<sup>ème</sup></b> | 480660,47  | 15,94 10,23   | 14,18 10,69   | 10091549,95                         | 39259137,45                         | 1,76    | 0,46    | 0,05    | 0,05    |
| <b>9<sup>ème</sup></b> | 528978,27  | 15,62 10,19   | 14,17 10,69   | 10694967,70                         | 41635516,60                         | 1,45    | 0,50    | 0,05    | 0,05    |

**Tableau 05.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.**

## 5.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente  $V_{\text{Statique}}$  correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique ( $T_{\text{emp}}$ ).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

| Sens     | $V_{\text{st}}$ | $0.8V_{\text{st}}$ | $V_{\text{dyn}}$ | $V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$ | COF         |
|----------|-----------------|--------------------|------------------|--|-------------|
| <b>X</b> | 6098.62         | 4878.89            | 4733.54          | <b>C.V</b>                             | <b>1.03</b> |
| <b>Y</b> | 7090.66         | 5672.53            | 4275.25          | <b>C.V</b>                             | <b>1.32</b> |

**Tableau 05.4 : les forces sismiques des deux directions.**

## 5.10. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :  $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

$\sigma_K$  : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

$\sigma_{eK}$  : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

| Étage                  | $\Delta_{K}^{dr x}$ | $\Delta_{K}^{dr y}$ |
|------------------------|---------------------|---------------------|
| <b>Sous-sol</b>        | 0,117               | 0,209               |
| <b>RDC</b>             | 0,465               | 0,969               |
| <b>1<sup>er</sup></b>  | 0,462               | 0,889               |
| <b>2<sup>ème</sup></b> | 0,556               | 0,994               |
| <b>3<sup>ème</sup></b> | 0,629               | 1,046               |
| <b>4<sup>ème</sup></b> | 0,682               | 1,052               |
| <b>5<sup>ème</sup></b> | 0,718               | 1,029               |
| <b>6<sup>ème</sup></b> | 0,738               | 0,982               |
| <b>7<sup>ème</sup></b> | 0,745               | 0,919               |
| <b>8<sup>ème</sup></b> | 0,742               | 0,850               |
| <b>9<sup>ème</sup></b> | 0,720               | 0,786               |

**Tableau 05.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.**

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$   $01 \leq 1\% h_e = 3.06 \text{ cm}$ , donc **la condition est vérifiée**

### **5.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$ :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .
- Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$  : Hauteur de l'étage 'K'.

| Niveaux          | P         | Suivant (x-x) |         |      |            |              | Suivant (y-y) |         |      |            |              |
|------------------|-----------|---------------|---------|------|------------|--------------|---------------|---------|------|------------|--------------|
|                  |           | $\Delta$      | V       | h    | $\theta$   | Vérification | $\Delta$      | V       | h    | $\theta$   | Vérification |
| Sous-sol         | -59224,47 | 0,117         | 4733,54 | 2,89 | 0,00506528 | OK           | 0,209         | 4275,26 | 2,89 | 0,01001814 | OK           |
| RDC              | -51491,44 | 0,465         | 4663,87 | 4,76 | 0,01078536 | OK           | 0,969         | 4222,35 | 4,76 | 0,02482548 | OK           |
| 1 <sup>er</sup>  | -45111,66 | 0,462         | 4472,45 | 3,23 | 0,01442722 | OK           | 0,889         | 4048,65 | 3,23 | 0,03066746 | OK           |
| 2 <sup>ème</sup> | -39815,63 | 0,556         | 4244,92 | 3,23 | 0,01614568 | OK           | 0,994         | 3836,28 | 3,23 | 0,03193943 | OK           |
| 3 <sup>ème</sup> | -34559,23 | 0,629         | 3971,93 | 3,23 | 0,01694379 | OK           | 1,046         | 3572,06 | 3,23 | 0,03133102 | OK           |
| 4 <sup>ème</sup> | -29401,86 | 0,682         | 3650,79 | 3,23 | 0,01700473 | OK           | 1,052         | 3259,78 | 3,23 | 0,02937648 | OK           |
| 5 <sup>ème</sup> | -24280,94 | 0,718         | 3272,72 | 3,23 | 0,0164922  | OK           | 1,029         | 2905,92 | 3,23 | 0,02661918 | OK           |
| 6 <sup>ème</sup> | -19284,41 | 0,738         | 2843,66 | 3,23 | 0,01549468 | OK           | 0,982         | 2508,02 | 3,23 | 0,02337676 | OK           |
| 7 <sup>ème</sup> | -14401,18 | 0,745         | 2353,26 | 3,23 | 0,01411503 | OK           | 0,919         | 2051,91 | 3,23 | 0,01996884 | OK           |
| 8 <sup>ème</sup> | -9620,17  | 0,742         | 1763,29 | 3,23 | 0,01253315 | OK           | 0,85          | 1530,48 | 3,23 | 0,01654137 | OK           |
| 9 <sup>ème</sup> | -4930,27  | 0,72          | 1016,19 | 3,23 | 0,01081498 | OK           | 0,786         | 894,43  | 3,23 | 0,01341357 | OK           |

**Tableau 50.6 : Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens X-X et sens Y-Y.**

## **4.12. Calcul de renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. (Art.4.41 du RPA99/V2003)

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$$M_s = \sum W_i \times X_i$$

Avec

**M<sub>s</sub>** : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales.

**M<sub>r</sub>** : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

**F<sub>i</sub>** : Forces sismiques au niveau *i*.

**W<sub>i</sub>** : Poids de l'étage *i*.

**X<sub>i</sub>** : Coordonnée du centre de masse de l'étage *i*.

**h<sub>i</sub>** : hauteur du niveau *i*.

| ETAGE | DIRECTION X |            |       |           |           |          |            |              | DIRECTION Y |            |       |           |           |            |            |              |
|-------|-------------|------------|-------|-----------|-----------|----------|------------|--------------|-------------|------------|-------|-----------|-----------|------------|------------|--------------|
|       | Vx<br>KN    | Fx<br>[KN] | h [m] | W<br>[KN] | Xg<br>[m] | Mr[KN]   | Ms<br>[KN] | Vérification | Vy<br>[KN ] | Fy<br>[KN] | h [m] | W<br>[KN] | Yg<br>[m] | Mr<br>[KN] | Ms<br>[KN] | Vérification |
| 1     | 4733,54     | 69,67      | 2,89  | 59890,98  | 15,80     | 201,35   | 9462277,48 | C V          | 4275,26     | 52,91      | 2,89  | 59890,98  | 9,70      | 152,91     | 580942,51  | C V          |
| 2     | 4663,87     | 191,42     | 7,56  |           |           | 1447,14  |            | C V          | 4222,35     | 173,7      | 7,56  |           |           | 1313,17    |            | C V          |
| 3     | 4472,45     | 227,53     | 12,32 |           |           | 2803,17  |            | C V          | 4048,65     | 212,37     | 12,32 |           |           | 2616,40    |            | C V          |
| 4     | 4244,92     | 272,99     | 15,55 |           |           | 4244,99  |            | C V          | 3836,28     | 264,22     | 15,55 |           |           | 4108,62    |            | C V          |
| 5     | 3971,93     | 321,14     | 18,78 |           |           | 6031,01  |            | C V          | 3572,06     | 312,28     | 18,78 |           |           | 5864,62    |            | C V          |
| 6     | 3650,79     | 378,07     | 22,01 |           |           | 8321,32  |            | C V          | 3259,78     | 353,86     | 22,01 |           |           | 7788,46    |            | C V          |
| 7     | 3272,72     | 429,06     | 25,24 |           |           | 10829,47 |            | C V          | 2905,92     | 397,9      | 25,24 |           |           | 10043,00   |            | C V          |
| 8     | 2843,66     | 490,4      | 28,47 |           |           | 13961,69 |            | C V          | 2508,02     | 456,11     | 28,47 |           |           | 12985,45   |            | C V          |
| 9     | 2353,26     | 589,97     | 31,70 |           |           | 18702,05 |            | C V          | 2051,91     | 521,43     | 31,70 |           |           | 16529,33   |            | C V          |
| 10    | 1763,29     | 747,1      | 34,93 |           |           | 26096,20 |            | C V          | 1530,48     | 636,05     | 34,93 |           |           | 22217,23   |            | C V          |
| 11    | 1016,19     | 1016,19    | 38,16 |           |           | 38777,81 |            | C V          | 894,43      | 894,43     | 38,16 |           |           | 34131,45   |            | C V          |

**Tableau 05.7 : la valeur de Ms et Mr suivant X,Y.**

### **5.13. Vérification effort normal :**

| Section   | a [cm] | b [cm] | B [cm <sup>2</sup> ] | fc28 [Mpa] | Nb [N]  | V [N] | Vérification |
|-----------|--------|--------|----------------------|------------|---------|-------|--------------|
| Section 1 | 70     | 70     | 4900,00              | 25         | 3250373 | 0,27  | CV           |
| Section 2 | 65     | 65     | 4225,00              | 25         | 2354906 | 0,22  | CV           |
| Section 3 | 60     | 60     | 3600,00              | 25         | 1784936 | 0,20  | CV           |
| Section 4 | 55     | 55     | 3025,00              | 25         | 1250643 | 0,17  | CV           |
| Section 5 | 50     | 50     | 2500,00              | 25         | 996529  | 0,16  | CV           |
| Section 6 | 45     | 45     | 2025,00              | 25         | 752173  | 0,15  | CV           |
| Section 7 | 40     | 40     | 1600,00              | 25         | 515908  | 0,13  | CV           |
| Section 8 | 35     | 35     | 1225,00              | 25         | 287457  | 0,09  | CV           |

### **5.14. Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique



# **Chapitre 06 : Etude des portiques**

## **Chapitre 06 :**

### **6.1. Introduction ;**

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

### **6.2. Etude des poutre :**

#### **6.2.1. Introduction :**

Les poutres sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

#### **6.2.2. Les moments de la poutre :**

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

#### **6.2.3. Combinaisons d'actions :**

##### **6.2.3.1. Selon B.A.E.L 91 :**

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

##### **6.2.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :**

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.80G \pm E \end{array} \right.$$

**6.2.4. Tableau des sollicitations :**

|    | Poutres         | $M_{max}^t$ (KN. m) |       |        | $M_{max}^a$ (KN. m) |        |        | T(KN)            |
|----|-----------------|---------------------|-------|--------|---------------------|--------|--------|------------------|
| PP | RDC             | 101.64              | 72.75 | 152.17 | 179.64              | 128.84 | 164.71 | 152.92<br>179.67 |
|    | Etages courants | 53.67               | 38.95 | 353.75 | 120.78              | 87.77  | 354.44 | 98.77<br>98.57   |
|    | Terrasse        | 67.61               | 49.48 | 174.38 | 128.08              | 93.5   | 206.31 | 109.57<br>98.76  |
| PS | RDC             | 47.57               | 34.03 | 35.28  | 92.45               | 66.18  | 75.46  | 70.98<br>83.97   |
|    | Etages courants | 51.41               | 37.26 | 66.95  | 88.49               | 63.99  | 120.17 | 86.36<br>132.23  |
|    | Terrasse        | 63.42               | 46.42 | 47.28  | 103.18              | 75.53  | 104.14 | 94.54<br>124.48  |

Tableau 6.8 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

**6.2.3. Poutre Principales RDS :**

**6.2.3.1. Ferrailage longitudinal :**

**6.2.3.1.1. En travée :**

**6.2.3.1.1.1. Calcule des ferrillages :**

A- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{101.64 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 40^2} = \mathbf{0.149} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = \mathbf{0.203}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.203 = \mathbf{0.919}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{101.64 \times 10^3}{0.919 \times 348 \times 40} = \mathbf{7.95 \text{ cm}^2}$$

A- AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{152.17 \times 10^3}{30 \times 18 \times 40^2} = \mathbf{0.212} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = \mathbf{0.301}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.301 = \mathbf{0.880}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{152.17 \times 10^3}{0.880 \times 400 \times 40} = \mathbf{12.01 \text{ cm}^2}$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

Soit :  $6T14 + 2T16 = 13.26 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 10 \text{ cm/ml}$

### 6.2.3.1.1.2. Vérification à l'ELU :

6.2.3.1.1.2.1. Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.4}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s = 13.85 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

6.2.3.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 40 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 13.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

### 6.2.3.1.1.3. Vérification à l'ELS :

6.2.3.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 198.9 \times yl - 7956$$

$$yl = 17.34$$

6.2.3.1.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{15 \times 17.34^3}{3} + 15 \times (13.26 \times (40 - 17.34)^2)$$

$$I = 154267.43 \text{ cm}^4$$

6.2.3.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{75.72 \times 10^3}{154267.43} \times 17.34 = 8.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

6.2.3.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 75.72 \times 10^3}{154267.43} \times (40 - 17.34) = \mathbf{195.69 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{195.69 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

### 6.2.3.1.2. En appuis :

#### 6.2.3.1.2.1. Calcul des ferrillages :

A ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{179.64 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 40^2} = 0.255 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.255}) = \mathbf{0.375}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.375 = \mathbf{0.850}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{179.64 \times 10^3}{0.850 \times 348 \times 40} = \mathbf{15.19 \text{ cm}^2}$$

A AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{164.71 \times 10^3}{30 \times 18 \times 40^2} = 0.229 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}) = \mathbf{0.330}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.330 = \mathbf{0.868}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{164.718 \times 10^3}{0.868 \times 400 \times 40} = \mathbf{13.18 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T14 + 6T16 =  $\mathbf{21.30 \text{ cm}^2}$  avec un espacement St =  $\mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

#### 6.2.3.1.2.2. Vérification à l'ELU :

##### 6.2.3.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.45 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.30 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

##### 6.5.5.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 40 = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.30 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

### 6.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :

#### 6.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 319.5 \times yl - 12780$$

$$yl = \mathbf{20.42}$$

#### 6.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 20.42^3}{3} + 15 \times (21.30 \times (40 - 20.42)^2)$$

$$I = \mathbf{207635.34 \text{ cm}^4}$$

#### 6.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{15 \times 128.84 \times 10^3}{207635.34} \times 20.42 = \mathbf{12.67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{12.67 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### 6.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 128.84 \times 10^3}{207635.34} \times (40 - 20.42) = \mathbf{182.23 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{182.23 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

### 6.5.5.2. Ferraillage longitudinal :

#### 6.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{-152.92 \text{ KN}}$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{152.92 \times 10^3}{600 \times 230} = \mathbf{0.113 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 6.5.5.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{45}{35} ; 16 ; \frac{30}{10} \right) = \min(8.4 ; 16 ; 30) = 8$$

$$\phi_t = \mathbf{8}$$

On prend :  $\phi_t = \mathbf{8}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

### 6.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :

#### 6.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = \mathbf{19.68 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{18.67 \text{ cm}}$$

#### 6.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_t \right) = \min(5.75 ; 19.20) = \mathbf{5 \text{ cm}}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{12.5 \text{ cm}}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = \mathbf{5 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = \mathbf{10 \text{ cm}^2}$$

**Chapitre 06 : Etude des portiques.**

|                            |                       |        | <b>MS<br/>(KN. m)</b> | <b>A<br/>Choisi<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> |              | <b>Y</b> | <b>I<br/>cm<sup>2</sup></b> | <b><math>\sigma_{bc}</math><br/>MPa</b> | <b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math>MPa</b> | <b><math>\sigma_s</math>MPa</b> | <b><math>\bar{\sigma}_s</math>MPa</b> | <b>Observation</b> |
|----------------------------|-----------------------|--------|-----------------------|--|--------------|----------|-----------------------------|---|--|---------------------------------|---------------------------------------|--------------------|
| <b>Poutres Principales</b> | <b>RDC</b>            | Travée | 72.75                 | 13.26                                    | 6T14<br>2T16 | 17.34    | 1542367.43                  | 8.18                                    | 18                                       | 195.69                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 128.84                | 21.30                                    | 6T14<br>6T16 | 20.42    | 207635.34                   | 12.67                                   | 18                                       | 182.23                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            | <b>Etages courant</b> | Travée | 38.95                 | 7.70                                     | 5T14         | 14.12    | 105510.60                   | 5.21                                    | 18                                       | 171.01                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 87.77                 | 15.20                                    | 2T14<br>6T16 | 18.17    | 168069.34                   | 9.49                                    | 18                                       | 171.01                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            | <b>Terrasse</b>       | Travée | 49.48                 | 10.78                                    | 7T14         | 15.03    | 105059                      | 7.08                                    | 18                                       | 176.38                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 93.5                  | 16.68                                    | 3T14<br>6T16 | 17.55    | 139223.13                   | 11.78                                   | 18                                       | 185.91                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
| <b>Poutres Secondaires</b> | <b>RDC</b>            | Travée | 34.03                 | 7.70                                     | 5T14         | 12.55    | 68068.95                    | 6.27                                    | 18                                       | 168.36                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 66.18                 | 13.26                                    | 6T14<br>2T16 | 15.31    | 98129.02                    | 10.33                                   | 18                                       | 178.92                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            | <b>Etages courant</b> | Travée | 37.26                 | 9.24                                     | 6T14         | 13.05    | 69404.25                    | 7.01                                    | 18                                       | 176.72                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 63.99                 | 13.26                                    | 6T14<br>2T16 | 14.86    | 87887.12                    | 10.82                                   | 18                                       | 181.78                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            | <b>Terrasse</b>       | Travée | 46.42                 | 9.24                                     | 6T14         | 13.44    | 77304.62                    | 8.07                                    | 18                                       | 194.17                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |
|                            |                       | Appuis | 75.53                 | 16.68                                    | 3T14<br>6T16 | 16.65    | 113035.54                   | 11.07                                   | 18                                       | 164.78                          | 196.77                                | <b>C.V</b>         |

**Tableau 6.9 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).**



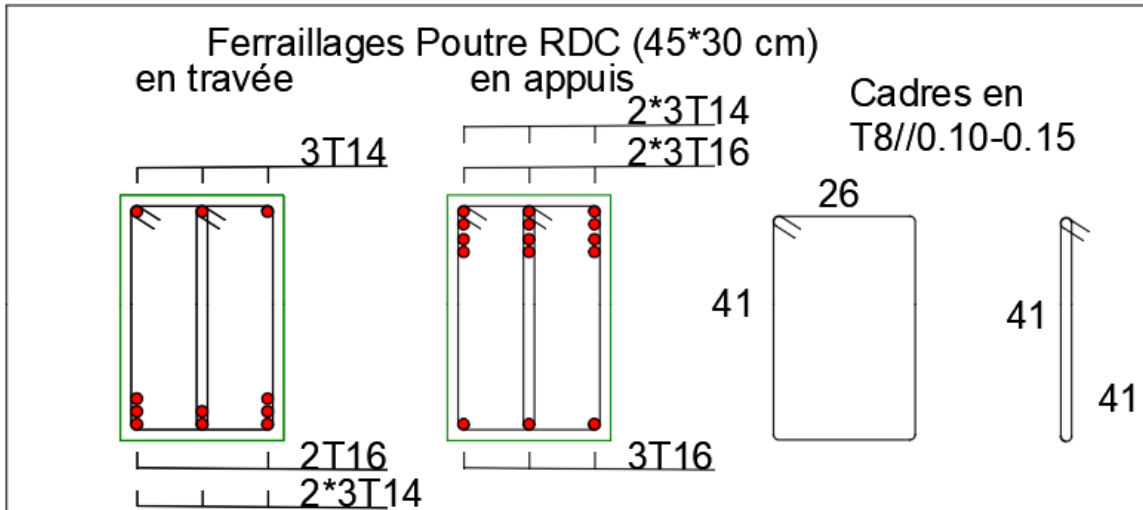


Figure 6.1 : Ferrailages Poutre RDC 45\*30 cm.

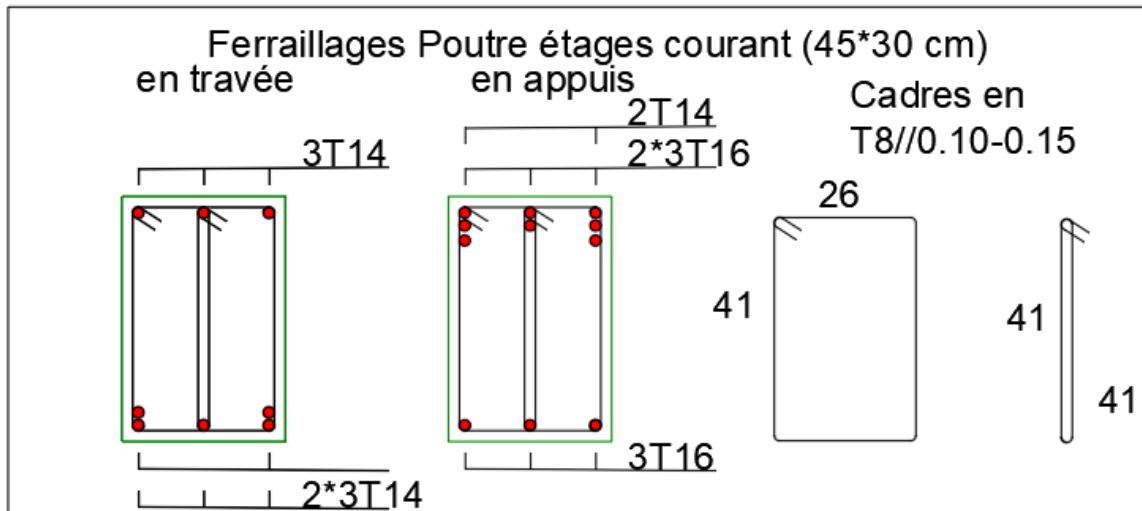


Figure 6.2 : Ferrailages Poutre étages courant 45\*30 cm.

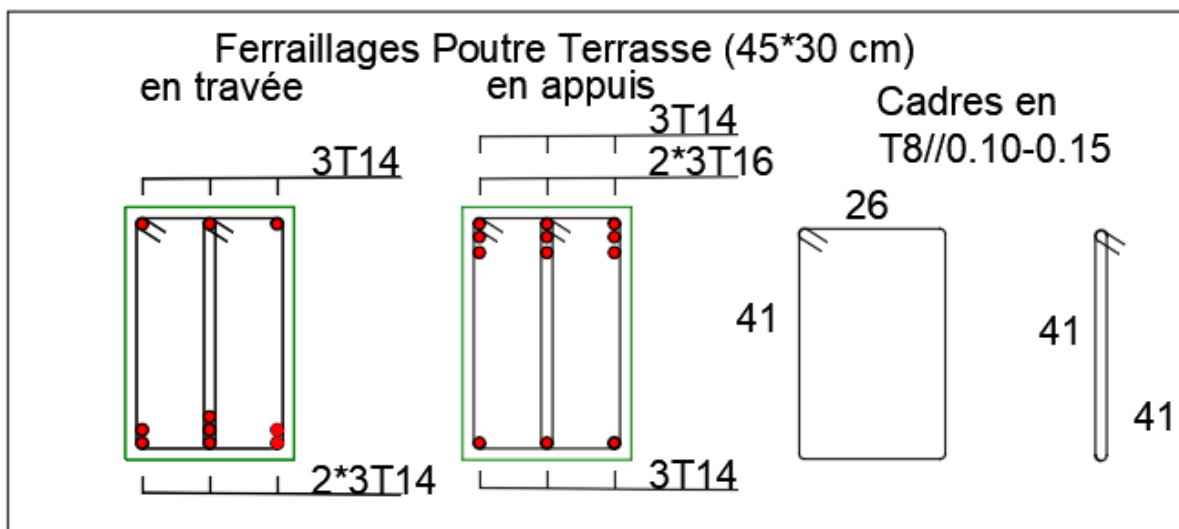


Figure 6.3 : Ferrailages Poutre Noyée Terrasse 45\*30 cm.

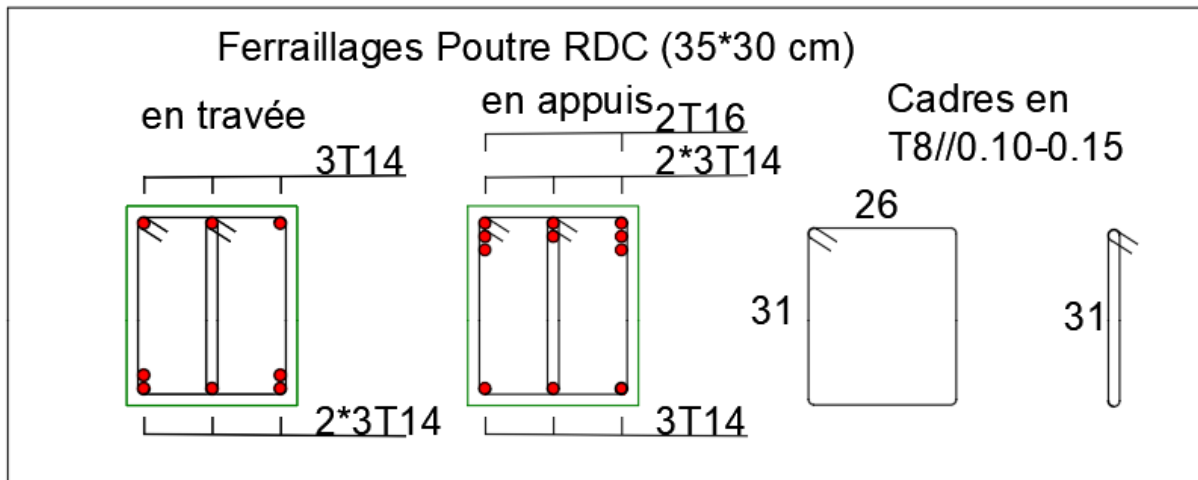


Figure 6.14 : Ferraillages Poutre RDC 35\*30 cm.

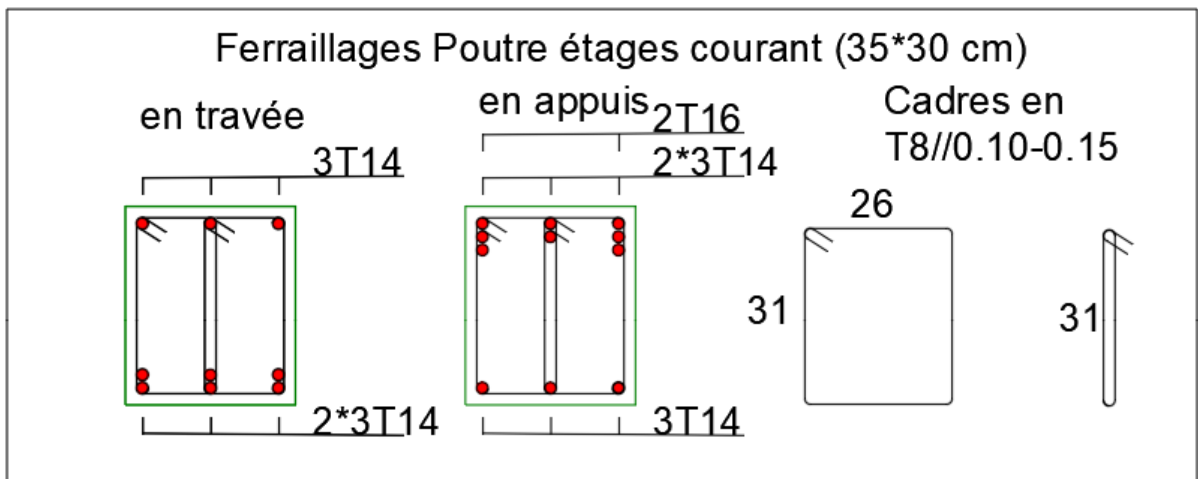


Figure 6.5 : Ferraillages Poutre étages courant 35\*30 cm.

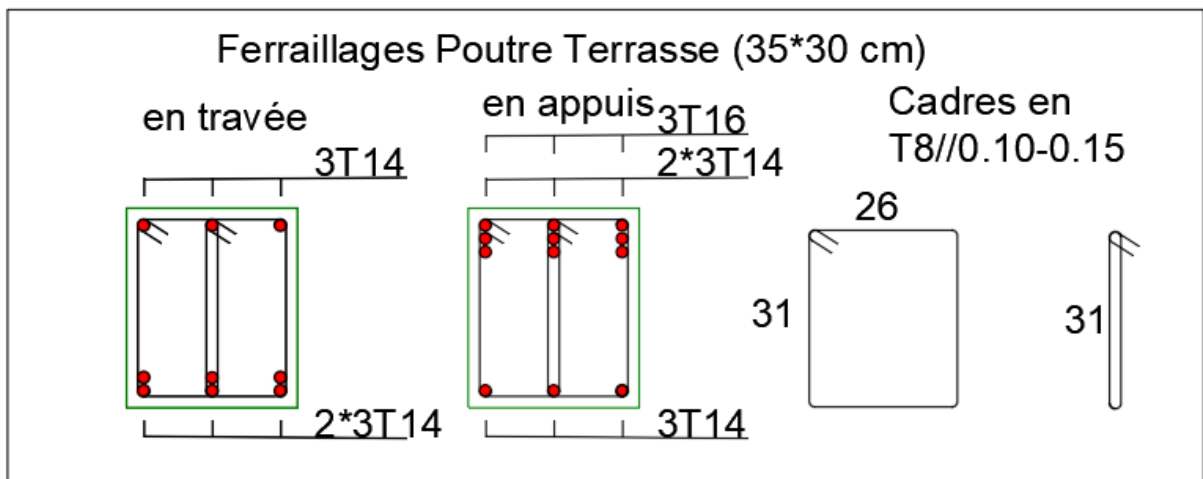


Figure 6.6 : Ferraillages Poutre Terrasse 35\*30 cm.

### 6.3. Etude des poteaux :

#### 6.3.1. Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant ( $M_y$ -y,  $M_z$ -z) (voir fig.6.5.).

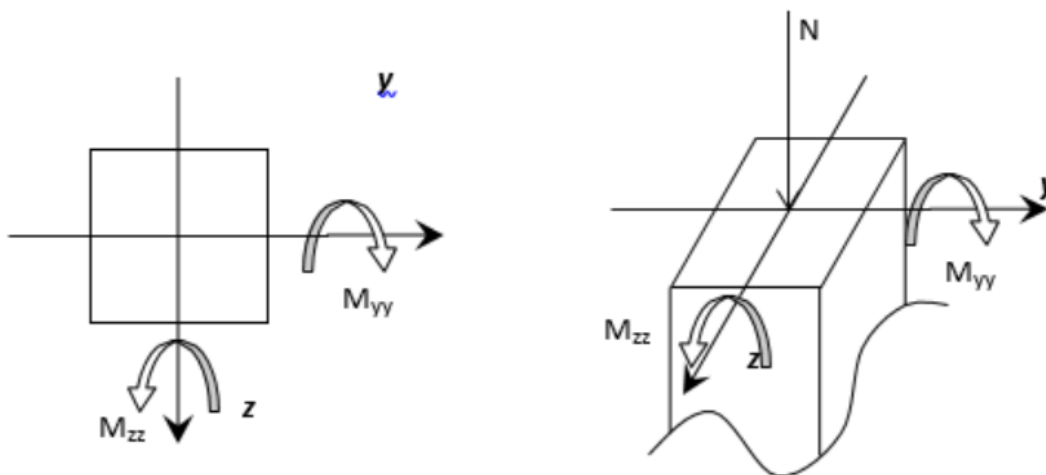


Figure 6.7 : Sollicitation sur les poteaux.

#### 6.3.2. Combinaison de charges :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
  - $1,35G + 1,5Q$  → Etat Limite ultime.
  - $G+Q$  → Etat Limite de service.
  - G
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
  - $0,8 \times G \pm E$

**6.3.3. Les types de poteaux :**

| Types | Niveaux                                   | Section [cm <sup>2</sup> ] |
|-------|---|----------------------------|
| 1     | Sous-sol RDC                              | (70 × 70)                  |
| 2     | 1 <sup>ème</sup> - 2 <sup>ème</sup> étage | (65 × 65)                  |
| 3     | 3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup> étage | (60 × 60)                  |
| 4     | 5 <sup>ème</sup> étage                    | (55 × 55)                  |
| 5     | 6 <sup>ème</sup> étage                    | (50 × 50)                  |
| 6     | 7 <sup>ème</sup> étage                    | (45 × 45)                  |
| 7     | 8 <sup>ème</sup> étage                    | (40 × 40)                  |
| 8     | 9 <sup>ème</sup> étage                    | (35 × 34)                  |

**Tableau 10 : récapitulatif des sections des poteaux.**

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

**6.3.4. Exemple de calcul :**

**6.3.4.1. Ferrailage du poteau de section (70 X 70 ) cm<sup>2</sup> :**

**6.3.4.1.1. Les armatures longitudinales :**

**A- Situation durable et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

❖ **Cas 1 :**

$$N^{\max} = 3250.37 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 2.12 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{212}{3250} = 0.065 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{70}{12} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

• **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{202.3}{70} = 2.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15; 20 \times \frac{0.065}{70} \right] = 15$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\frac{L_f}{h} = 2.89 \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

### Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.065$$

$$\begin{cases} e_a: \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2: \text{Excentricité de second ordre} \end{cases}$$

### ✓ Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

### ✓ Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.87}{0.87 + 0.63} = 0.580$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.580 \times 2] = 0.554 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3250.37 \times (0.065 + 2 + 0.554) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 85.142 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3250.37 \text{ KN}$$

### • Position du point d'application de l'effort normal de compression $N'_1$ :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8514.2}{3250.37} = 2.61 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

### • Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

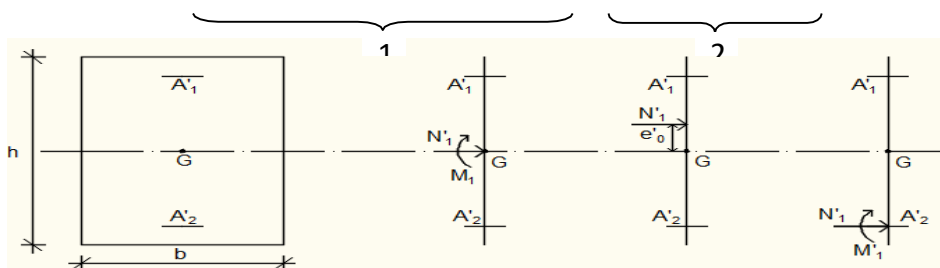


Figure 6.8 : Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 85.142 + 3250.37 \times \left( 0.63 - \frac{0.70}{2} \right)$$

$$M_1 = 995.246 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1243946.67 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1243.947 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 995.246 \times (0.70 - 0.07) - 1243.947$$

$$(2) = 910.104 \text{ KN.m}$$

• Conclusion :

$$(1) = 1243.946 \text{ KN.m} > (2) = 910.104 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{995.246 \times 10^3}{70 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0,253} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.253}) = \mathbf{0.371}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.371 = \mathbf{0,852}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{995.246 \times 10^3}{0.852 \times 348 \times 63} = \mathbf{53.34 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

|                   | CAS1            | CAS2            | CAS3    | CAS4    | CAS5    | CAS6    |
|-------------------|-----------------|-----------------|---------|---------|---------|---------|
| <b>N</b>          | 3250,37         | 3250,37         | 319,42  | 155,76  | 155,76  | 155,76  |
| <b>M</b>          | 2,12            | 19,05           | 241,28  | 85,12   | 85,12   | 123,68  |
| <b>Mg</b>         | 0,87            | 9,45            | 1,75    | 1,75    | 1,75    | 62,79   |
| <b>Mq</b>         | 0,63            | 4,19            | 0,41    | 0,41    | 0,41    | 25,94   |
| <b>e0= [cm]</b>   | 0,065           | 0,586           | 75,537  | 54,648  | 54,648  | 79,404  |
| <b>h/12= [cm]</b> | 5,833           | 5,833           | 5,833   | 5,833   | 5,833   | 5,833   |
|                   | CV              | CV              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>Lf= [cm]</b>   | 202,3           | 202,3           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>Lf/h= [cm]</b> | 2,89            | 2,89            | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>20*e0/h</b>    | 0,0186          | 0,1675          | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>max</b>        | 15              | 15              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
|                   | CV              | CV              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>N'1=</b>       | 3250,37         | 3250,37         | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>M'1=</b>       | 85,142          | 106,828         | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>e0= [cm]</b>   | 0,065           | 0,586           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>α=</b>         | 0,580           | 0,693           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>ea= [cm]</b>   | 2,000           | 2,000           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>e2= [cm]</b>   | 0,554           | 0,594           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>e'0= [cm]</b>  | 2,619           | 3,287           | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>h/2= [cm]</b>  | 35              | 35              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
|                   | CV              | CV              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>1 [N*m]</b>    | 1243946,66<br>7 | 1243946,66<br>7 | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>1 [KN*m]</b>   | 1243,947        | 1243,947        | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>2 [KN*m]</b>   | 910,104         | 910,104         | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>e0= [cm]</b>   | CV              | CV              | 103,537 | 82,648  | 82,648  | 107,404 |
| <b>M1=</b>        | 995,246         | 1016,931        | 330,718 | 128,733 | 128,733 | 167,293 |
|                   | CV              | CV              | CNV     | CNV     | CNV     | CNV     |
| <b>μ=</b>         | 0,253           | 0,258           | 0,084   | 0,033   | 0,033   | 0,043   |
| <b>α=</b>         | 0,371           | 0,381           | 0,110   | 0,042   | 0,042   | 0,054   |
| <b>β=</b>         | 0,852           | 0,848           | 0,956   | 0,983   | 0,983   | 0,978   |
| <b>A1= [cm^2]</b> | 53,34           | 54,75           | 15,79   | 5,97    | 5,97    | 7,80    |
| <b>A= [cm^2]</b>  | -40,11          | -38,70          | 13,11   | 3,30    | 5,97    | 7,80    |

**Tableau 6.11 : Ferrailage de poteaux 70\*70 ELU.**

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

➤ **Etat limite ultime (A.C.C) :**

|                   |                 |                |                |                |              |              |
|-------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|--------------|--------------|
|                   | <b>1551,77</b>  | <b>1551,77</b> | <b>1199,22</b> | <b>1217,57</b> | <b>92,94</b> | <b>92,94</b> |
| <b>N</b>          | 3,9             | 56,24          | 42,73          | 56,24          | 0,32         | 15,38        |
| <b>M</b>          | 0,34            | 0,1            | 0,47           | 2,12           | 3,69         | 3,48         |
| <b>Mg</b>         | 0,12            | 0,03           | 0,19           | 1,04           | 0,01         | 0,27         |
| <b>Mq</b>         | 0,251           | 3,624          | 3,563          | 4,619          | 0,344        | 16,548       |
| <b>e0= [cm]</b>   | 4,583           | 4,583          | 4,583          | 4,583          | 4,583        | 4,583        |
| <b>h/12= [cm]</b> | CV              | CV             | CV             | CNV            | CV           | CNV          |
|                   | 214,2           | 214,2          | 214,2          | CNV            | 214,2        | CNV          |
| <b>Lf= [cm]</b>   | 3,89454545<br>5 | 3,89454545     | 3,89454545     | CNV            | 3,89454545   | CNV          |
| <b>Lf/h= [cm]</b> | 0,0914          | 1,3179         | 1,2957         | CNV            | 0,1252       | CNV          |
| <b>20*e0/h</b>    | 15              | 15             | 15             | CNV            | 15           | CNV          |
| <b>max</b>        | CV              | CV             | CV             | CNV            | CV           | CNV          |
|                   | 1551,77         | 1551,77        | 1199,22        | CNV            | 92,94        | CNV          |
| <b>N'1=</b>       | 56,013          | 56,714         | 42,801         | CNV            | 3,715        | CNV          |
| <b>M'1=</b>       | 0,251           | 3,624          | 3,563          | CNV            | 0,344        | CNV          |
| <b>e0= [cm]</b>   | 0,739           | 0,769          | 0,712          | CNV            | 0,997        | CNV          |
| <b>α=</b>         | 2,000           | 2,000          | 2,000          | CNV            | 2,000        | CNV          |
| <b>ea= [cm]</b>   | 0,870           | 0,886          | 0,857          | CNV            | 1,000        | CNV          |
| <b>e2= [cm]</b>   | 3,610           | 3,655          | 3,569          | CNV            | 3,997        | CNV          |
| <b>e'0= [cm]</b>  | 27,5            | 27,5           | 27,5           | CNV            | 27,5         | CNV          |
| <b>h/2= [cm]</b>  | CV              | CV             | CV             | CNV            | CV           | CNV          |
|                   | 603386,66<br>7  | 603386,667     | 787026,087     | CNV            | 787026,087   | CNV          |
| <b>1 [N*m]</b>    | 603,387         | 603,387        | 787,026        | CNV            | 787,026      | CNV          |
| <b>1 [KN*m]</b>   | 341,389         | 341,389        | 263,828        | CNV            | 20,447       | CNV          |
| <b>2 [KN*m]</b>   | CV              | CV             | CV             | 26,619         | CV           | 38,548       |
| <b>e0= [cm]</b>   | 397,402         | 398,103        | 306,630        | 324,105        | 24,162       | 35,827       |
| <b>M1=</b>        | CV              | CV             | CV             | CNV            | CV           | CNV          |
|                   | 0,208           | 0,209          | 0,123          | 0,130          | 0,010        | 0,014        |
| <b>μ=</b>         | 0,295           | 0,296          | 0,165          | 0,175          | 0,012        | 0,018        |
| <b>α=</b>         | 0,882           | 0,882          | 0,934          | 0,930          | 0,995        | 0,993        |
| <b>β=</b>         | 26,17           | 26,22          | 16,58          | 17,60          | 1,23         | 1,82         |
| <b>A1= [cm^2]</b> | -18,44          | -18,39         | -13,40         | 15,28          | -1,10        | -36,97       |
| <b>A= [cm^2]</b>  | 1551,77         | 1551,77        | 1199,22        | 1217,57        | 92,94        | 92,94        |

**Tableau 6.12 : Ferrailage de poteaux 70\*70 ACC.**



## Chapitre 06 : Etude des portiques.

➤ Etat limite d service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{17278}{2362.08} = 7.31 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 11.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée et}$$

il nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 40.21 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 70 \times 70 + 15(40.21 \times 2) = 6106.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{6106.3} \times \left[ \frac{70 \times 70^2}{2} + 15 \times (40.21 \times 7 + 40.21 \times 63) \right] = 35$$

$$V_2 = h - V_1 = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{70}{3} \times (35^3 + 35^3) + 15 \times [40.21 \times (35 - 7)^2 + 40.21 \times (63 - 35)^2]$$

$$I_{xx'} = 2946572.533 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 172.78 - 2362.09 \times \left( \frac{0.70}{2} - 0.35 \right) = 172.78 \text{ KN.m}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{17278}{2362.08} = 7.31 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{2946572.533}{6106.3 \times 35} = 13.79 \text{ cm}$$

$$e_G = 7.31 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 13.79 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{2362080}{6106.3 \times 100} = 3.87 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{172780}{2946572.533} = 0.006$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 3.87 + 0.006 \times 35$$

$$\sigma_b^1 = 4.08 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

=> Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

### 1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{380}{70 \times 100 \times 63} = 0.001 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.0004 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

### 2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

### 3. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

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

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10 \phi^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

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

- Zone courante :  $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

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

### 4. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{289}{70} = 4.03 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 70 \times 15 = 5.25 \text{ cm}^2$$

### 5. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 50 \rightarrow L' = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{289}{6}; 70; 70; 60\text{cm}\right) = 70 \text{ cm}$$

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

### 6. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50. \phi_{L_{max}}$$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

#### ♦ Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

| Type | Sect ion<br>[c<br>m <sup>2</sup> ] | A <sub>CAL</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] | A <sub>minR</sub><br>PA<br>[cm <sup>2</sup><br>] | A <sub>minB</sub><br>AEL<br>[cm <sup>2</sup> ] | Choix      | A <sub>Ad</sub><br>opté<br>[c<br>m <sup>2</sup><br>] | Recouvrem<br>ent<br>[cm] |
|------|------------------------------------|--|--|--|------------|--|--------------------------|
| 1    | 70x70                              | 23.98                                  | 39.2   | 11.2   | 20T16      | 40.21  | 100                      |
| 2    | 70x70                              | 19.16                                  | 39.2   | 11.2   | 20T16      | 40.21  | 100                      |
| 3    | 65x65                              | 20.58                                  | 33.8   | 10.4   | 18T16      | 36.19  | 80                       |
| 4    | 60x60                              | 11.14                                  | 28.8   | 9.6  | 12T16+4T14 | 30.28  | 80                       |
| 5    | 55x55                              | 18.34                                  | 24.2   | 8.8  | 12T14+4T16 | 26.52  | 80                       |
| 6    | 50x50                              | 17.36                                  | 20   | 8  | 14T14      | 21.56  | 64                       |
| 7    | 45x45                              | 15.18                                  | 16.2   | 7.2  | 12T14      | 18.47  | 56                       |
| 8    | 40x40                              | 12.65                                  | 12.8   | 6.4  | 8T12+4T14  | 15.21  | 56                       |
| 9    | 35x35                              | 10.16                                  | 9.2  | 5.6  | 12T12      | 13.58  | 56                       |

**Tableau 6.13 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.**

## Chapitre 06 : Etude des portiques.

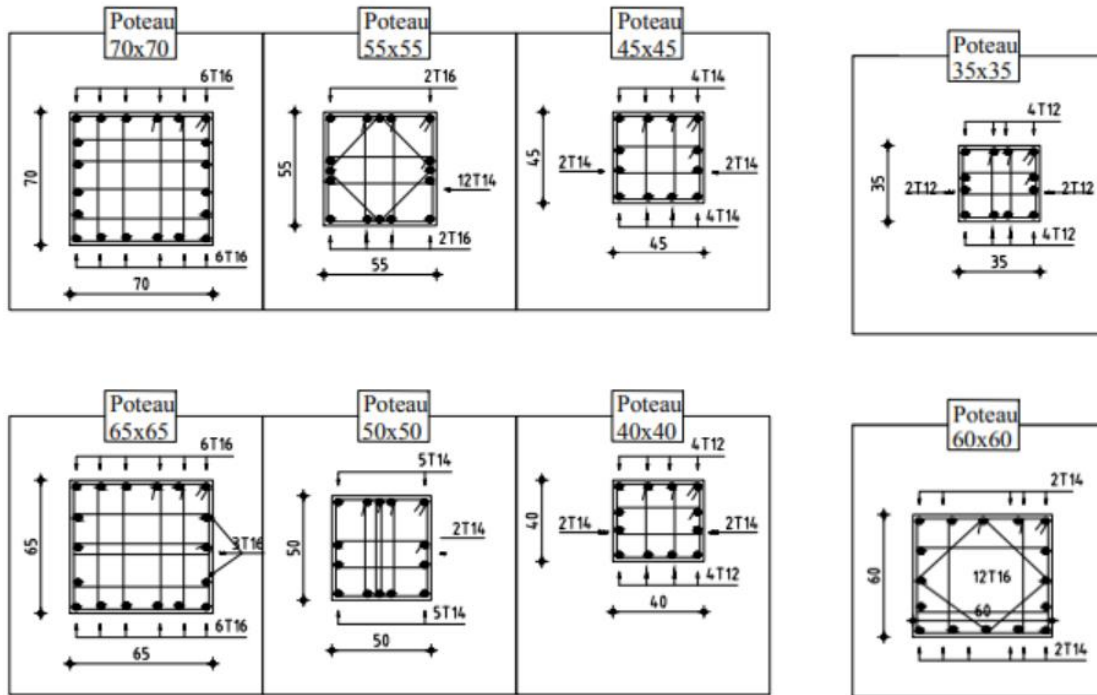


Figure 6.9 : Ferrailage des poteaux

# **Chapitre 07 : Etude des voiles**

## *Chapitre 07 : Etude des voiles*

### **Chapitre 07 : Etude des voiles**

#### **7.1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur. Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

#### **7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :**

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-

2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :
- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire, et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

## Chapitre 07 : Etude des voiles

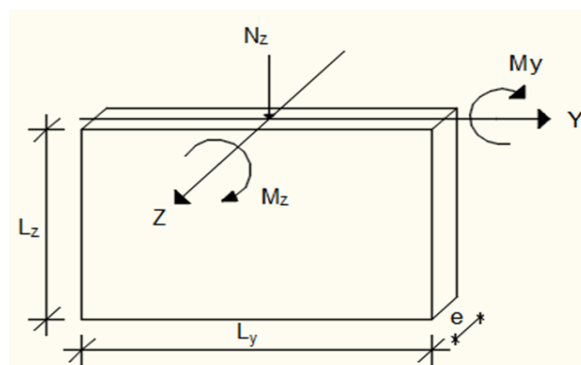


Figure 7.10 : les sollicitations de calcul d'un voile.

### 7.3. Exemple de calcul :

| L(m) | e(m) | Type     | Combinaison | N(KN)   | M(KN)    | H(KN)   |
|------|------|----------|-------------|---------|----------|---------|
| 4.90 | 0.30 | ELU      | ELU         | 4856,23 | 68,47    | 31,23   |
|      |      | ACC      | G+Q-VX      | 3930,79 | 4486,38  | -465,9  |
|      |      | Sismique | G+Q+Vx      | 3139,21 | -4383,13 | 511,35  |
|      |      | Sismique | G+Q+Vy      | 1704,48 | -1065,64 | 142,61  |
|      |      | Sismique | G+Q-Vy      | 5365,52 | 1168,89  | -97,15  |
|      |      | Sismique | 0.8G+Vx     | 1984,33 | -4386,94 | 503,91  |
|      |      | Sismique | 0.8G-Vx     | 2775,9  | 4482,57  | -473,34 |
|      |      | Sismique | 0.8G+Vy     | 549,59  | -1069,45 | 135,16  |
|      |      | Sismique | 0.8G-Vy     | 4210,64 | 1165,09  | -104,6  |

Tableau 7.14 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

#### 7.3.1. Les caractéristiques géométriques :

- $I = (0.30 \times 4.9^3) / 12 = 2.94 \text{ m}^4$  (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0.30 \times 4.9 = 1.47 \text{ m}^2$  ( $\Omega$  : surface en plan du voile)
- $V = l/2 = 4.9/2 = 2.45 \text{ m}$  (V : la position de l'axe neutre)

#### 7.3.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

➤ Effort de compression à ELU

$N_{max} = 4856.23 \text{ KN}$  (effort de compression),  $M_{cor} = 68.47 \text{ KN.m}$

➤ calcul les contraintes:

- $\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{4856.23}{1.47} + \frac{68.47 \times 2.45}{2.94}$
- $\sigma_d = 3360.62 \text{ KN.m}^2$
- $\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{4856.23}{1.47} - \frac{68.47 \times 2.45}{2.94}$
- $\sigma_g = 3246.50 \text{ KN.m}^2$
- ( $\sigma_d > 0$ ;  $\sigma_g > 0$ ) => la section est entièrement comprimée

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### - Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.45 \text{ m} ; 3 \text{ m}) = 1.45 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.45 \text{ m}$$

On prendra :  $d_1 = 1.45 \text{ m}$

### 7.3.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 3.25 + (4.9 - 1.45) \times \frac{(3.36 - 3.25)}{4.9} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{3.36 + 3.32}{2} = 3.34 \text{ MPa}$$

### 7.3.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d1 = 3.34 \times 0.30 \times 1.45 \times 1000 = 1452.9 \text{ KN}$$

### 7.3.5. Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite  $N_{U \text{ lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

**Avec :**

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (30 - 2) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.46 \sqrt{12}}{0.35} = 24.35$$

**Donc :**  $\alpha = 0.574$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.574 \times \frac{0.28 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 2976.30 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 2976.30 > Nu = 1452.9 \rightarrow \text{c. v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.



## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.4. Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

#### 7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

a. Ferrailage verticale :

On prend les cas plus défavorables : [G+Q +VX ; G+Q-VY]

✓ 1<sup>ere</sup> cas : 0.8G-VY

$$N=4210.64 \text{ KN} \quad M= 1165.09 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul les contraintes:**

$$- \sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{4210.64}{1.47} + \frac{1165.09 \times 2.45}{2.94}$$

$$- \sigma_d = 4569.75 \text{ KN.m}^2$$

$$- \sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{4210.64}{1.47} - \frac{1165.09 \times 2.45}{2.94}$$

$$- \sigma_g = 2627.93 \text{ KN.m}^2$$

( $\sigma_d > 0$ ;  $\sigma_g > 0$ ) => la section est entièrement comprimée

- **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifier :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.45 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.45 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.45 \text{ m}$$

On prendra :  $d_1 = 1.45 \text{ m}$

#### 7.4.4. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 2.63 + (4.9 - 1.45) \times \frac{(4.57 - 2.63)}{4.9} = 3.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{4.57 + 3.59}{2} = 4.08 \text{ MPa}$$

#### 7.4.5. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d1 = 4.08 \times 0.30 \times 1.45 \times 1000 = 1774.8 \text{ KN}$$

#### 7.4.6. Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite NU lim est donné par la formule suivante :

## Chapitre 07 : Etude des voiles

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b}$$

**Avec :**

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (30 - 2) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.46 \sqrt{12}}{0.35} = 24.35$$

**Donc :**  $\alpha = 0.574$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} = 0.574 \times \frac{0.28 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 2976.30 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 2976.30 > Nu = 1774.8 \rightarrow c. v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

✓ **2<sup>ere</sup> cas : 0.8G-VY**

$$N = 2775.9 \text{ KN} \quad M = 4482.57 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul les contraintes:**

$$- \sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{2775.5}{1.47} + \frac{4482.57 \times 2.45}{2.94}$$

$$- \sigma_d = 5623.57 \text{ KN.m}^2$$

$$- \sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{2775.5}{1.47} - \frac{4482.57 \times 2.45}{2.94}$$

$$- \sigma_g = -1847.38 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_d < 0; \sigma_g > 0) \Rightarrow$  la section est partiellement tendue.

• **Calcul de la longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_d + \sigma_g} = 4.9 \cdot \frac{5623.57}{5623.57 + 1847.38} = 3.69 \text{ m (longueur de la zone tendue).}$$

$$L_c = L - L_t = 4.9 - 3.69 = 1.21 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifier :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right) = (1.43 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.43 \text{ m}$$

$$d_{\text{max}} = 1.43 \text{ m}$$

On prendra :  $d_1 = 1.45 \text{ m}$

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.4.7. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_d(Lt-0.45)}{Lt} = \frac{5.623(3.68-0.45)}{3.68} = 4.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{5.62 + 4.93}{2} = 5.28 \text{ MPa}$$

### 7.4.8. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about :

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d1 = 5.28 \times 0.30 \times 1.45 \times 1000 = 2296.8 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures de vertical :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{2296.8 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 57.42 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.45 \times 2296.8}{400} \cdot \frac{0.30}{4.9} = 0.56 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 57.98 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande :

$$\sigma_{moy 2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = \frac{(0.82 + 0)}{2} = 0.41 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande:

$$Nu_2 = \sigma_{moy} \cdot e \cdot d = 0.41 \times 0.20 \times 1 \times 1000 = 82 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures verticales :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{82 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.05 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 5.22 \text{ cm}^2$$

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5. Armatures minimales RPA :

$A_{min} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t = 4,9 \text{ cm}^2$  (Zone tendu)

$A_{max} = \text{Max} (A_{cal} , A_{min}) = (19,80 ; 4,9) = 8,85 \text{ cm}^2$

### 7.6. Armatures courantes :

$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot L_c = 0,10\% \cdot 20 \cdot 120 = 3,3 \text{ cm}^2$

### 7.7. Espacement des armatures verticales :

D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3

$St \leq (1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5 \cdot a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

**Zone d'about**  $\rightarrow \frac{L}{10} = 45$

**Zone courante**  $\rightarrow St = 20 \text{ cm}$

### 7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot v_u}{b \cdot d}$

**Avec :**

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot v_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 811010}{20 \times 306 \times 0,9 \times 100} = 2,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,06 < (\bar{\tau}_u) = 3,34 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

## *Chapitre 07 : Etude des voiles*

| <b>VOILE</b>   | <b>L</b> | <b>ep</b> | <b>H</b> | <b>As<br/>sens<br/>x</b> | <b>A<br/>min<br/>RPA</b> | <b>A<br/>choix</b> |       | <b>As<br/>sens<br/>y</b> | <b>A<br/>choix</b> |       | <b>la zone<br/>courante</b> | <b>A<br/>min<br/>RPA</b> | <b>A<br/>choix</b> |       | <b>zone<br/>d'about</b> | <b>A<br/>min<br/>RPA</b> | <b>A<br/>choix</b> |       |
|----------------|----------|-----------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------|-------|--------------------------|--------------------|-------|-----------------------------|--------------------------|--------------------|-------|-------------------------|--------------------------|--------------------|-------|
| <b>type 1</b>  | 4,9      | 0,35      | 2,89     | 22,16                    | 34.3                     | 65.54              | 58T12 | 5,4                      | 28.44              | 36T10 | 3.92                        | 13.72                    | 42.94              | 38T12 | 0.49                    | 2.27                     | 22.6               | 20T12 |
| <b>type 2</b>  | 4,5      | 0,35      | 2,89     | 20,14                    | 31.5                     | 58.76              | 52T12 | 5,58                     | 28.44              | 36T10 | 3.6                         | 12.6                     | 40.68              | 36T12 | 0.45                    | 2.36                     | 18.08              | 16T12 |
| <b>type 3</b>  | 2,5      | 0,35      | 2,89     | 58,92                    | 17.5                     | 31.64              | 28T12 | 15,9                     | 28.44              | 36T10 | 2                           | 7                        | 22.6               | 20T12 | 0.25                    | 1.31                     | 9.04               | 8T12  |
| <b>type 4</b>  | 4,9      | 0,35      | 4,76     | 19,12                    | 34.3                     | 65.54              | 58T12 | 3,68                     | 44.4               | 60T10 | 3.92                        | 13.72                    | 42.94              | 38T12 | 0.49                    | 2.27                     | 22.6               | 20T12 |
| <b>type 5</b>  | 4,5      | 0,35      | 4,76     | 17,8                     | 31.5                     | 58.76              | 52T12 | 4,66                     | 44.4               | 60T10 | 3.6                         | 12.6                     | 40.68              | 36T12 | 0.45                    | 2.36                     | 18.08              | 16T12 |
| <b>type 6</b>  | 2,5      | 0,35      | 4,76     | 50,08                    | 17.5                     | 31.64              | 28T12 | 15,02                    | 44.4               | 60T10 | 2                           | 7                        | 22.6               | 20T12 | 0.25                    | 1.31                     | 9.04               | 8T12  |
| <b>Type 7</b>  | 4,9      | 0,35      | 3,23     | 13,72                    | 34.3                     | 65.54              | 58T12 | 2,32                     | 29.6               | 40T10 | 3.92                        | 13.72                    | 42.94              | 38T12 | 0.49                    | 2.27                     | 22.6               | 20T12 |
| <b>type 8</b>  | 4,5      | 0,35      | 3,23     | 14,38                    | 31.5                     | 58.76              | 52T12 | 4,52                     | 29.6               | 40T10 | 3.6                         | 12.6                     | 40.68              | 36T12 | 0.45                    | 2.36                     | 18.08              | 16T12 |
| <b>type 9</b>  | 2,5      | 0,35      | 3,23     | 33,86                    | 17.5                     | 31.64              | 28T12 | 21,36                    | 29.6               | 40T10 | 2                           | 7                        | 22.6               | 20T12 | 0.25                    | 1.31                     | 9.04               | 8T12  |
| <b>type 10</b> | 4,9      | 0,3       | 3,23     | 3,92                     | 29.4                     | 65.54              | 58T12 | 2,02                     | 29.6               | 40T10 | 3.92                        | 11.76                    | 42.94              | 38T12 | 0.49                    | 2.20                     | 22.6               | 20T12 |
| <b>type 11</b> | 4,5      | 0,3       | 3,23     | 4,62                     | 27                       | 58.76              | 52T12 | 3,7                      | 29.6               | 40T10 | 3.6                         | 10.8                     | 40.68              | 36T12 | 0.45                    | 2.02                     | 18.08              | 16T12 |
| <b>type 12</b> | 2,5      | 0,3       | 3,23     | 21,1                     | 15                       | 31.64              | 28T12 | 20,44                    | 29.6               | 40T10 | 2                           | 6                        | 22.6               | 20T12 | 0.25                    | 1.31                     | 9.04               | 8T12  |

**Tableau 7.15 : Ferrailage du voile de contreventement.**

## Chapitre 07 : Etude des voiles

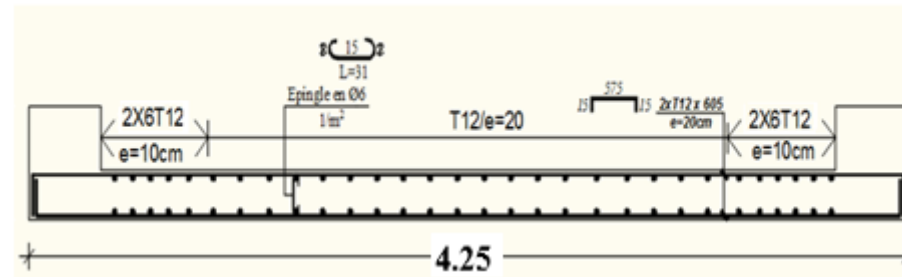


Figure 7.11 : Ferrailage du voile de contreventement.

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5. Voile périphérique :

#### 7.5.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 22.17^\circ$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.452$$

#### 7.5.2. Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a :  $e = 20 \text{ cm}$

##### 7.5.2.1. Calcul des charges :

###### 7.5.2.1.1. Poussée des terres :

$$P1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P1 : Poussée des terres

$\gamma$  : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du

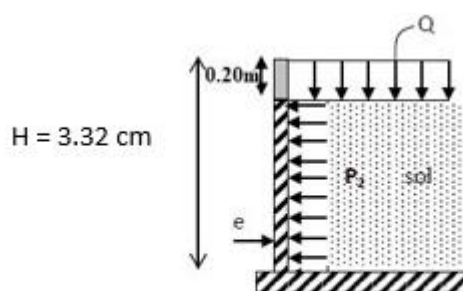


Figure 07.12 : Schéma statique d'une voile périphérique.

v

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5.2.1.2. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 2.89 \times 0.452 \times 1 = 34.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 2.89 \times 0.452 \times 1 = 25.34 \text{ KN.m}$$

### 7.5.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2.89 \text{ m}$$

$$L_y = 4.7 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.89}{4.70} = 0.61 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$$

### 7.5.2.3. La réduction des moments :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0808 \times 34.21 \times 2.89^2 = \mathbf{61.060 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.3075 \times 61.061 = \mathbf{18.776 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0857 \times 25.34 \times 2.89^2 = \mathbf{47.971 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.4781 \times 47.971 = \mathbf{22.935 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 61.060 = \mathbf{45.795 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 18.776 = \mathbf{17.201 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 18.776 = \mathbf{30.530 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 18.776 = \mathbf{14.082 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.75 \times 47.971 = \mathbf{35.979 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.75 \times 22.935 = \mathbf{17.201 \text{ KN.m}} \end{cases}$$



## Chapitre 07 : Etude des voiles

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 47.971 = \mathbf{23.986 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 22.935 = \mathbf{11.468 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### 7.5.2.4. Sens xx :

#### 7.5.2.4.1. En travée :

##### 7.5.2.4.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{45.795 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.100 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.100}) = \mathbf{0.132}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.132 = \mathbf{0.947}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{47.795 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 38} = \mathbf{7.72 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

##### 7.5.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :

###### 7.5.2.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

###### 7.5.2.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

##### 7.5.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :

###### 7.5.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2576.4$$

$$yl = \mathbf{6.18}$$

###### 7.5.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 6.18)^2)$$

## Chapitre 07 : Etude des voiles

$$I = 30459.13 \text{ cm}^4$$

### 7.5.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{35.979 \times 10^3}{30459.13} \times 6.18 = 7.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 7.5.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 35.979}{30425.13} \times (18 - 6.18) = 189.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 7.5.2.4.2. En appuis :

#### 7.5.2.4.2.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{30.530 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 188^2} = 0.067 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.086 = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{30.530 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 18} = 5.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T14 = 10.78 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 15 cm/ml

#### 7.5.2.4.2.2. Vérification à l'ELU :

##### 7.5.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_t = 10.78 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5.2.4.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

### 7.5.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :

#### 7.5.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2576.4$$

$$yl = \mathbf{6.18}$$

#### 7.5.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.18^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 6.18)^2)$$

$$I = \mathbf{30459.13 \text{ cm}^4}$$

#### 7.5.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{23.986 \times 10^3}{30459.13} \times 6.18 = \mathbf{4.87 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.87 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### 7.5.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 23.986 \times 10^3}{30459.13} \times (18 - 6.18) = \mathbf{139.59 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{139.59 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5.2.5. Sens yy :

#### 7.5.2.5.1. En travée :

##### 7.5.2.5.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{14.082 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17.5^2} = 0.032 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = \mathbf{0.041}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.041 = \mathbf{0.983}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{14.082 \times 10^3}{0.983 \times 348 \times 17.5} = \mathbf{2.35 \text{ cm}^2}$$

##### 7.5.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :

###### 7.5.2.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

###### 7.5.2.5.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

##### 7.5.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :

###### 7.5.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2829.75$$

$$yl = \mathbf{6.08}$$

###### 7.5.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.08^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (17.5 - 6.08)^2)$$

$$I = \mathbf{28580.19 \text{ cm}^4}$$

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{17.201 \times 10^3}{28580.19} \times 6.08 = \mathbf{3.66 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.66 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

### 7.5.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 17.201 \times 10^3}{28580.19} \times (17.5 - 6.08) = \mathbf{124.96 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{124.96 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

### 7.5.2.5.2. En appuis :

#### 7.5.2.5.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{9.388 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17.5^2} = 0.022 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = \mathbf{0.027}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = \mathbf{0.989}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9.388 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 17.5} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 =  $\mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

#### 7.5.2.5.2.2. Vérification à l'ELU :

##### 7.5.2.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

## Chapitre 07 : Etude des voiles

### 7.5.2.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

### 7.5.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :

#### 7.5.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2829.75$$

$$yl = \mathbf{6.08}$$

#### 7.5.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.08^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (17.5 - 6.08)^2)$$

$$I = \mathbf{28580.19 \text{ cm}^4}$$

#### 7.5.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{11.468 \times 10^3}{28580.19} \times 6.08 = \mathbf{2.44 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.44 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### 5.4.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 11.468 \times 10^3}{2850.19} \times (17.5 - 6.08) = \mathbf{90.65 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{90.65 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

## Chapitre 07 : Etude des voiles

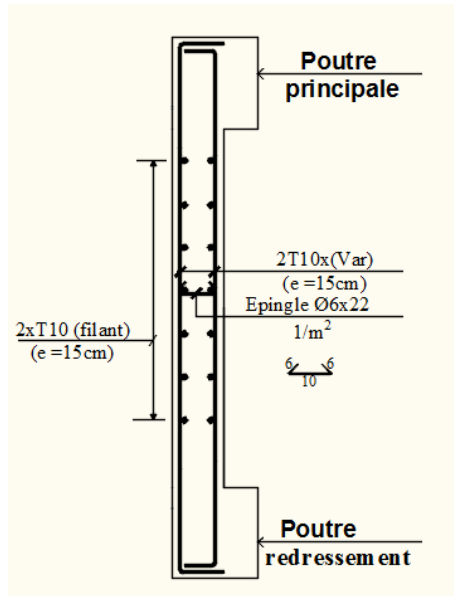


Figure 07.13 : Ferraolages d' une voile pérphrique.

# Chapitre 08 : Etude de fondation



## Chapitre 08 : Etude de fondation

### 8.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

#### 8.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

#### 8.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.265.776 31.32

### 8.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **331.21 m<sup>2</sup>**, ainsi que le poids de la structure **W = 59890.98 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.

❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :  $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$ .

Avec :

$S_S$  : Est la surface de la semelle.

$S_B$  : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal dû aux charges verticales.

On a :  $N = 57445.84 + 8893.15 = 66338.99 \text{ KN}$

$$S_S = \frac{66338.99}{300} = 221.13 \text{ m}^2$$

**Vérification :**

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \frac{221.13}{331.21} = 0.67 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

### **8.3. Etude de radier :**

#### **8.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

##### **8.3.1.1. Condition de rigidité :**

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \quad \text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique.

$L_{\text{max}}$  : La plus grande distance entre deux voiles = 6.70 m.

**b** : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

**E** : Module de déformation  $3.2 \times 10^6$  MPa

**I** : Inertie d'une bande de 1 m du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

**h<sub>r</sub>** : Hauteur du radier.

**K** : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.40^4}{3.2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{0.72 \text{ m}}$$

### 8.3.1.2. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.40}{8} \leq h_r \leq \frac{5.40}{5}$$

$$0.68 \leq h_r \leq 1.08$$

$$h_r = \mathbf{1 \text{ m}}$$

### 8.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 5.20 \text{ m} \\ L_y = 5.40 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.20}{5.40} = 0.96 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{66338.99}{374.24} = \mathbf{177.26 \text{ KN/m}^2}$$

$$T_x = 177.26 \times \frac{5.20 \times 5.40}{(2 \times 5.20 + 5.40)} = \mathbf{315.03 \text{ KN/ml}}$$

$$T_y = 315.03 \times \frac{5.20}{3} = \mathbf{546.05 \text{ KN/ml}}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{546.05 \text{ KN/ml}}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \tau_u} = \frac{546.05}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = \mathbf{0.24 \text{ m}}$$

#### 8.3.1.4. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.70 + h + 0.70 + h) = 2.2 + 4h$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = \mathbf{16.67 \text{ KN}}$  appliquée sur une voile de section  $(20 \times 430) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times (2.2 + 4h) \times h \times 16.67$$

$$2.1h + 3h^2 - 2.53 \geq 0$$

$$\text{on aura : } h \geq 0.62 \text{ m} \quad \Rightarrow h \geq 62 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = \mathbf{0.65 \text{ m}}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

#### 8.4. Hauteur et épaisseur de la nervure $h_n$ :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = \mathbf{54 \text{ cm}}$$

On prend  $h_n = \mathbf{100 \text{ cm}}$

### 8.5. Epaisseur de la dalle :

$$h_n \geq \frac{L}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

On prend  $h_n = 60 \text{ cm}$

### 8.6. Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

$$L_x = 520 \text{ cm}; L_y = 540 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{520 - 52}{2} = 237 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 49 \text{ cm on prend } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 50 + 2 \times 45 = 140 \text{ cm}$$

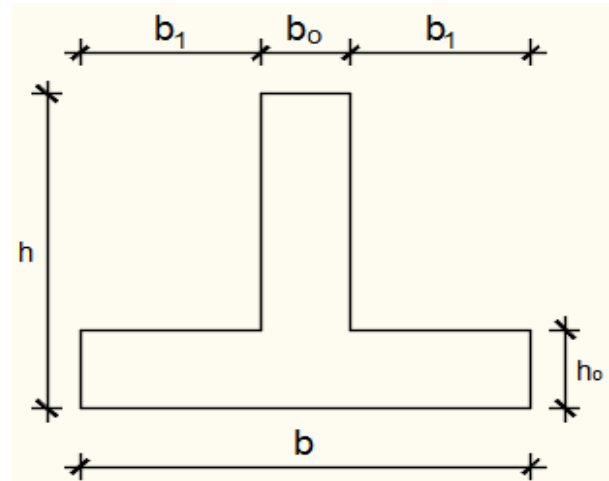


Figure 7.14 : dimensions de la poutre.

### 8.7. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = 100 \text{ cm et surface du radier : } S = 374.24 \text{ cm}^2$$

| Type des poutres  | H [cm] | h <sub>0</sub> [cm] | b <sub>0</sub> [cm] | b <sub>1</sub> [cm] | B [cm] |
|-------------------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|
| Poutre principale | 100    | 70                  | 40                  | 45                  | 130    |
| Poutre secondaire | 100    | 70                  | 40                  | 45                  | 130    |

Tableau 8.16 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.

## 8.7. Combinaison d'action :

### 8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :

#### 8.7.1.1. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{sol} = 3.75 \text{ MPa}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4.60 + 0.63}{4} = 3.60 \text{ MPa}$$

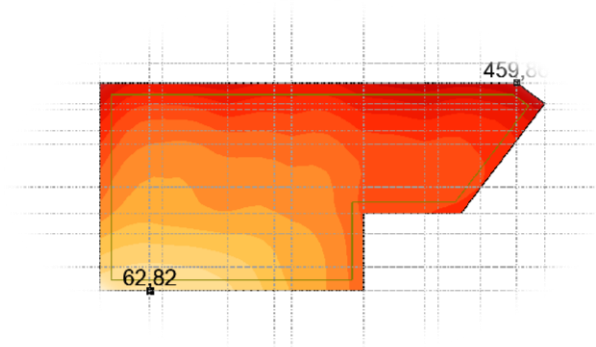


Figure 8.15 : Cartographies A L'ELU.

#### 8.7.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.36 + 0.42}{4} = 2.63 \text{ MPa}$$

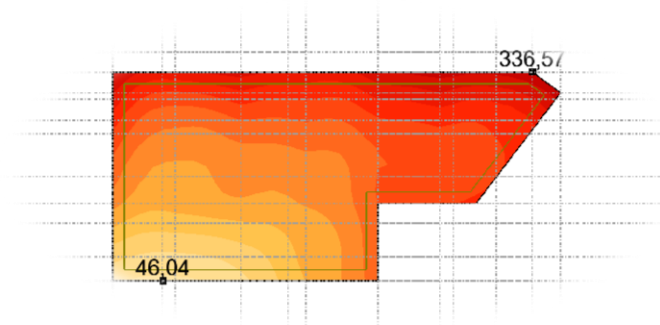


Figure 8.16 : Cartographies A L'ELS.

## **8.8. Vérification de l'effet de sous pression :**

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$$59890.98 \text{ KN} > 1.5 \times 374.24 \times 10 \times 4.09$$

$$59890.98 \text{ KN} > 22959.63 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

## **8.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :**

On a obtenu les moments par logiciel robot.

**ELU :**

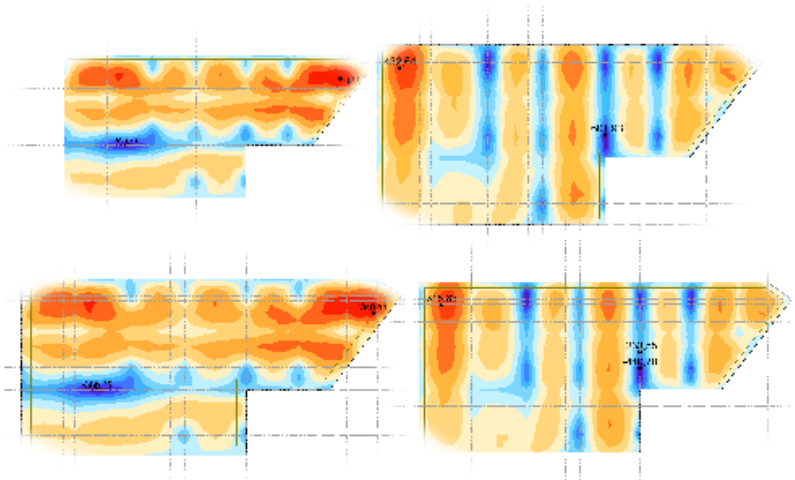
$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 46510 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 529.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 340.11 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 386.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 432.64 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 601.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 315.83 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 440.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$



### **8.9.1. Sens xx :**

#### **8.9.1.1. En travée :**

##### **8.9.1.1.1. Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{465.1 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 75^2} = \mathbf{0.058} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = \mathbf{0.075}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.075 = \mathbf{0.970}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{465.1 \times 10^3}{0.970 \times 348 \times 75} = \mathbf{18.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : 12T20 = **37.70 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

##### **8.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :**

###### **8.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{37.70 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

###### **8.9.3.1.2.2. Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

##### **8.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :**

###### **8.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 565.5 \times y_l - 42412.5$$

$$y_l = \mathbf{24.01}$$

###### **8.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 24.01^2}{3} + 15 \times (37.70 \times (75 - 24.01)^2)$$

$$I = \mathbf{1931664.95 \text{ cm}^4}$$



### 8.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{340.11 \times 10^3}{193664.95} \times 24.01 = \mathbf{1.82 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.23 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

### 6.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 340.11 \times 10^3}{193664.95} \times (75 - 24.01) = \mathbf{186.91 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{186.91 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition non vérifiée.**

### 8.9.3.2. En appuis :

#### 8.9.3.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{529.79 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 75^2} = \mathbf{0.066} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = \mathbf{0.086}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.086 = \mathbf{0.966}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{529.79 \times 10^3}{0.966 \times 348 \times 75} = \mathbf{21.03 \text{ cm}^2}$$

Soit : 14T20 = **43.98 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

#### 8.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :

##### 8.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{43.98 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

##### 8.9.3.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

### **8.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :**

#### **8.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 659.7 \times yl - 49477.5$$

$$yl = \mathbf{25.54}$$

#### **8.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 25.54^3}{3} + 15 \times (43.98 \times (75 - 25.54)^2)$$

$$I = \mathbf{2169136.09 \text{ cm}^4}$$

#### **8.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{386.25 \times 10^3}{2169136.06} \times 25.54 = \mathbf{4.55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.55 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### **8.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 386.25 \times 10^3}{2169136.06} \times (75 - 25.54) = \mathbf{188.18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{188.18 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

## 8.9.4. Sens yy :

### 8.9.4.1. En travée :

#### 8.9.4.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{432.64 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 74^2} = \mathbf{0.054} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = \mathbf{0.070}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = \mathbf{0.972}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{432 \times 10^3}{0.970 \times 348 \times 74} = \mathbf{17.06 \text{ cm}^2}$$

Soit : 12T20 = **37.70 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

#### 8.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :

##### 8.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{37.70 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

##### 8.9.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

#### 8.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :

##### 8.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 565.5 \times y_l - 41847$$

$$y_l = \mathbf{23.82}$$

##### 8.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 23.82^3}{3} + 15 \times (37.70 \times (65 - 23.82)^2)$$

$$I = \mathbf{1874456.87 \text{ cm}^4}$$

#### 8.9.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{315.83 \times 10^3}{1874456.87} \times 23.82 = \mathbf{4.01 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.01 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### 8.9.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 315.83 \times 10^3}{1874456.87} \times (74 - 23.82) = \mathbf{176.68 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{176.68 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

#### 8.9.4.2. En appuis :

##### 8.9.4.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{601.93 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 74^2} = \mathbf{0.076} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = \mathbf{0.098}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.098 = \mathbf{0.961}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{601.93 \times 10^3}{0.961 \times 348 \times 75} = \mathbf{24.02 \text{ cm}^2}$$

Soit : 16T20 = **50.27 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

##### 8.9.4.2.2. Vérification à l'ELU :

###### 8.9.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{50.27 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

#### 8.8.4.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

#### 8.8.4.2.3. Vérification à l'ELS :

##### 8.8.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 754.05 \times yl - 5579.7$$

$$yl = \mathbf{26.71 \text{ cm}}$$

##### 8.9.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 26.71^3}{3} + 15 \times (26.71 \times (74 - 26.71)^2)$$

$$I = \mathbf{2321500.48 \text{ cm}^4}$$

##### 8.9.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{440.78 \times 10^3}{2321500.48} \times 26.71 = \mathbf{5.07 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.07 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

##### 8.9.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 440.78 \times 10^3}{2321500.48} \times (74 - 26.71) = \mathbf{196.31 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{196.31 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

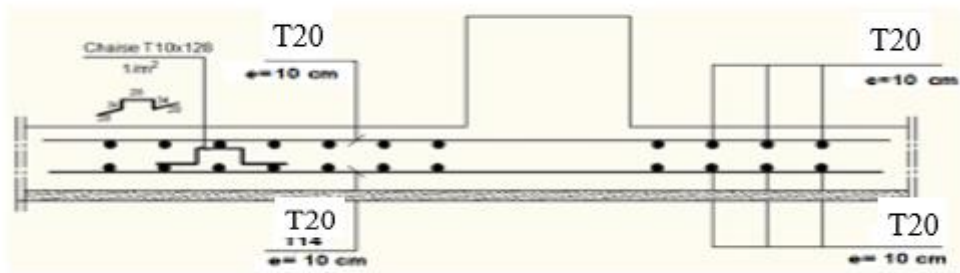


Figure 6.17 : Ferrailles de radier.

### 8.10. Ferrailage de la poutre nervure :

|                  | A cal cm <sup>2</sup> | A min cm <sup>2</sup> | A RPA cm <sup>2</sup> | A choix cm <sup>2</sup> |            |
|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|------------|
| <b>En travée</b> | 31.91                 | 9.72                  | 42                    | 47.25                   | 7T20+13T16 |
| <b>En appuis</b> | 25.85                 | 9.72                  | 42                    | 42.09                   | 7T20+10T16 |

Tableau 3.17 : Ferrailage de la poutre nervure.

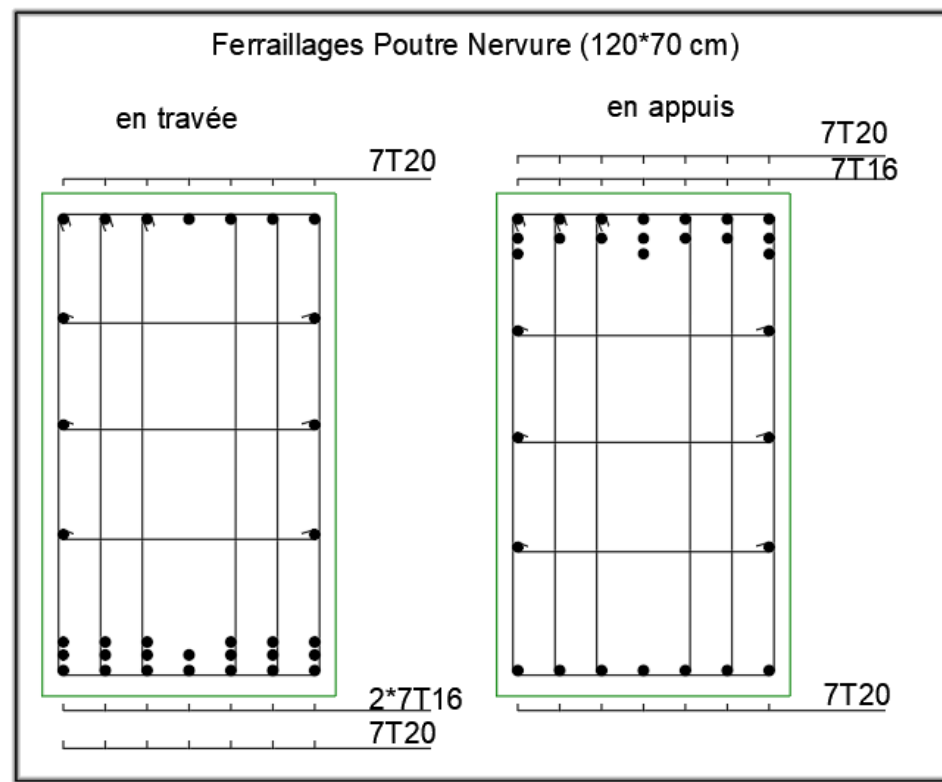


Figure 8.18 : Ferrailage Poutre Nervure.



## **Bibliographie**

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures

Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des

Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges

D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul

Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires

ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne

RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ AUTOCAD 2018 (Dessin)

- ✓ ROBOT 2019 (Analyse des structures).



## Annexes n° 02 :

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

| $\alpha = \frac{l_y}{l_x}$ | ELU $v = 0$ |         | ELS $v = 0.2$ |         | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $v = 0$ |         | ELS $v = 0.2$ |         |
|----------------------------|-------------|---------|---------------|---------|----------------------------|-------------|---------|---------------|---------|
|                            | $\mu_x$     | $\mu_y$ | $\mu_x$       | $\mu_y$ |                            | $\mu_x$     | $\mu_y$ | $\mu_x$       | $\mu_y$ |
| 0.40                       | 0.1101      | 0.2500  | 0.1121        | 0.2854  | 0.71                       | 0.0671      | 0.4471  | 0.0731        | 0.5940  |
| 0.41                       | 0.1088      | 0.2500  | 0.1110        | 0.2924  | 0.72                       | 0.0658      | 0.4624  | 0.0719        | 0.6063  |
| 0.42                       | 0.1075      | 0.2500  | 0.1098        | 0.3000  | 0.73                       | 0.0646      | 0.4780  | 0.0708        | 0.6188  |
| 0.43                       | 0.1062      | 0.2500  | 0.1087        | 0.3077  | 0.74                       | 0.0633      | 0.4938  | 0.0696        | 0.6315  |
| 0.44                       | 0.1049      | 0.2500  | 0.1075        | 0.3155  | 0.75                       | 0.0621      | 0.5105  | 0.0684        | 0.6647  |
| 0.45                       | 0.1036      | 0.2500  | 0.1063        | 0.3234  | 0.76                       | 0.0608      | 0.5274  | 0.0672        | 0.6580  |
| 0.46                       | 0.1022      | 0.2500  | 0.1051        | 0.3319  | 0.77                       | 0.0596      | 0.5440  | 0.0661        | 0.6710  |
| 0.47                       | 0.1008      | 0.2500  | 0.1038        | 0.3402  | 0.78                       | 0.0584      | 0.5608  | 0.0650        | 0.6841  |
| 0.48                       | 0.0994      | 0.2500  | 0.1026        | 0.3491  | 0.79                       | 0.0573      | 0.5786  | 0.0639        | 0.6978  |
| 0.49                       | 0.0980      | 0.2500  | 0.1013        | 0.3580  | 0.80                       | 0.0561      | 0.5959  | 0.0628        | 0.7111  |
| 0.50                       | 0.0966      | 0.2500  | 0.1000        | 0.3671  | 0.81                       | 0.0550      | 0.6135  | 0.0617        | 0.7246  |
| 0.51                       | 0.0951      | 0.2500  | 0.0987        | 0.3758  | 0.82                       | 0.0539      | 0.6313  | 0.0607        | 0.7381  |
| 0.52                       | 0.0937      | 0.2500  | 0.0974        | 0.3853  | 0.83                       | 0.0528      | 0.6494  | 0.0596        | 0.7518  |
| 0.53                       | 0.0922      | 0.2500  | 0.0961        | 0.3949  | 0.84                       | 0.0517      | 0.6678  | 0.0586        | 0.7655  |
| 0.54                       | 0.0908      | 0.2500  | 0.0948        | 0.4050  | 0.85                       | 0.0506      | 0.6864  | 0.0576        | 0.7794  |
| 0.55                       | 0.0894      | 0.2500  | 0.0936        | 0.4150  | 0.86                       | 0.0496      | 0.7052  | 0.0566        | 0.7933  |
| 0.56                       | 0.0880      | 0.2500  | 0.0923        | 0.4254  | 0.87                       | 0.0486      | 0.7244  | 0.0556        | 0.8074  |
| 0.57                       | 0.0865      | 0.2582  | 0.0910        | 0.4357  | 0.88                       | 0.0476      | 0.7438  | 0.0546        | 0.8216  |
| 0.58                       | 0.0851      | 0.2703  | 0.0897        | 0.4462  | 0.89                       | 0.0466      | 0.7635  | 0.0537        | 0.8358  |
| 0.59                       | 0.0836      | 0.2822  | 0.0884        | 0.4565  | 0.90                       | 0.0456      | 0.7834  | 0.0528        | 0.8502  |
| 0.60                       | 0.0822      | 0.2948  | 0.0870        | 0.4672  | 0.91                       | 0.0447      | 0.8036  | 0.0518        | 0.8646  |
| 0.61                       | 0.0808      | 0.3075  | 0.0857        | 0.4781  | 0.92                       | 0.0437      | 0.8251  | 0.0509        | 0.8799  |
| 0.62                       | 0.0794      | 0.3205  | 0.0844        | 0.4892  | 0.93                       | 0.0428      | 0.8450  | 0.0500        | 0.8939  |
| 0.63                       | 0.0779      | 0.3338  | 0.0831        | 0.5004  | 0.94                       | 0.0419      | 0.8661  | 0.0491        | 0.9087  |
| 0.64                       | 0.0765      | 0.3472  | 0.0819        | 0.5117  | 0.95                       | 0.0410      | 0.8875  | 0.0483        | 0.9236  |
| 0.65                       | 0.0751      | 0.3613  | 0.0805        | 0.5235  | 0.96                       | 0.0401      | 0.9092  | 0.0474        | 0.9385  |
| 0.66                       | 0.0737      | 0.3753  | 0.0792        | 0.5351  | 0.97                       | 0.0392      | 0.9322  | 0.0465        | 0.9543  |
| 0.67                       | 0.0723      | 0.3895  | 0.0780        | 0.5469  | 0.98                       | 0.0384      | 0.9545  | 0.0457        | 0.9694  |
| 0.68                       | 0.0710      | 0.4034  | 0.0767        | 0.5584  | 0.99                       | 0.0376      | 0.9771  | 0.0449        | 0.9847  |
| 0.69                       | 0.0697      | 0.4181  | 0.0755        | 0.5704  | 1.00                       | 0.0368      | 1.0000  | 0.0441        | 1.0000  |
| 0.70                       | 0.0684      | 0.4320  | 0.0743        | 0.5817  |                            |             |         |               |         |

**Annexes n° 03 :**

Valeurs de  $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

| $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ |
|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|
| 0,905     | 0,285      | 0,1290   | 0,00343 | 37,63 | 0,379    | 0,865     | 0,405      | 0,1752   | 0,00795 | 22,04 | 0,919    |
| 0,904     | 0,288      | 0,1302   | 0,00351 | 37,08 | 0,388    | 0,864     | 0,408      | 0,1763   | 0,00810 | 21,76 | 0,937    |
| 0,903     | 0,291      | 0,1314   | 0,00359 | 36,55 | 0,398    | 0,863     | 0,411      | 0,1773   | 0,00825 | 21,50 | 0,956    |
| 0,902     | 0,294      | 0,1326   | 0,00368 | 36,02 | 0,408    | 0,862     | 0,414      | 0,1784   | 0,00840 | 21,23 | 0,975    |
| 0,901     | 0,297      | 0,1338   | 0,00377 | 35,50 | 0,418    | 0,861     | 0,417      | 0,1795   | 0,00856 | 20,97 | 0,994    |
| 0,900     | 0,300      | 0,1350   | 0,00386 | 35,00 | 0,429    | 0,860     | 0,420      | 0,1806   | 0,00872 | 20,71 | 1,014    |
| 0,899     | 0,303      | 0,1362   | 0,00395 | 34,50 | 0,439    | 0,859     | 0,423      | 0,1817   | 0,00888 | 20,46 | 1,034    |
| 0,898     | 0,306      | 0,1374   | 0,00404 | 34,02 | 0,450    | 0,858     | 0,426      | 0,1828   | 0,00904 | 20,21 | 1,054    |
| 0,897     | 0,309      | 0,1386   | 0,00413 | 33,54 | 0,461    | 0,857     | 0,429      | 0,1838   | 0,00921 | 19,96 | 1,074    |
| 0,896     | 0,312      | 0,1398   | 0,00423 | 33,08 | 0,472    | 0,856     | 0,432      | 0,1849   | 0,00938 | 19,72 | 1,095    |
| 0,895     | 0,315      | 0,1410   | 0,00432 | 32,62 | 0,483    | 0,855     | 0,435      | 0,1860   | 0,00955 | 19,48 | 1,116    |
| 0,894     | 0,318      | 0,1421   | 0,00442 | 32,17 | 0,494    | 0,854     | 0,438      | 0,1870   | 0,00972 | 19,25 | 1,138    |
| 0,893     | 0,321      | 0,1433   | 0,00452 | 31,73 | 0,506    | 0,853     | 0,441      | 0,1881   | 0,00989 | 19,01 | 1,160    |
| 0,892     | 0,324      | 0,1445   | 0,00462 | 31,30 | 0,518    | 0,852     | 0,444      | 0,1891   | 0,01007 | 18,78 | 1,182    |
| 0,891     | 0,327      | 0,1457   | 0,00472 | 30,87 | 0,530    | 0,851     | 0,447      | 0,1902   | 0,01025 | 18,56 | 1,204    |
| 0,890     | 0,330      | 0,1468   | 0,00482 | 30,45 | 0,542    | 0,850     | 0,450      | 0,1913   | 0,01043 | 18,33 | 1,227    |
| 0,889     | 0,333      | 0,1480   | 0,00492 | 30,04 | 0,554    | 0,849     | 0,453      | 0,1923   | 0,01062 | 18,11 | 1,251    |
| 0,888     | 0,336      | 0,1492   | 0,00503 | 29,64 | 0,567    | 0,848     | 0,456      | 0,1933   | 0,01081 | 17,89 | 1,274    |
| 0,887     | 0,339      | 0,1503   | 0,00514 | 29,25 | 0,580    | 0,847     | 0,459      | 0,1944   | 0,01100 | 17,68 | 1,298    |
| 0,886     | 0,342      | 0,1515   | 0,00525 | 28,86 | 0,593    | 0,846     | 0,462      | 0,1954   | 0,01119 | 17,47 | 1,322    |
| 0,885     | 0,345      | 0,1527   | 0,00536 | 28,48 | 0,606    | 0,845     | 0,465      | 0,1965   | 0,01138 | 17,26 | 1,347    |
| 0,884     | 0,348      | 0,1538   | 0,00547 | 28,10 | 0,619    | 0,844     | 0,468      | 0,1975   | 0,01158 | 17,05 | 1,372    |
| 0,883     | 0,351      | 0,1550   | 0,00559 | 27,73 | 0,633    | 0,843     | 0,471      | 0,1985   | 0,01178 | 16,85 | 1,398    |
| 0,882     | 0,354      | 0,1561   | 0,00570 | 27,37 | 0,647    | 0,842     | 0,474      | 0,1996   | 0,01199 | 16,65 | 1,424    |
| 0,881     | 0,357      | 0,1573   | 0,00582 | 27,02 | 0,661    | 0,841     | 0,477      | 0,2006   | 0,01219 | 16,45 | 1,450    |
| 0,880     | 0,360      | 0,1584   | 0,00594 | 26,67 | 0,675    | 0,840     | 0,480      | 0,2016   | 0,01241 | 16,25 | 1,477    |
| 0,879     | 0,363      | 0,1595   | 0,00606 | 26,32 | 0,690    | 0,839     | 0,483      | 0,2026   | 0,01262 | 16,06 | 1,504    |
| 0,878     | 0,366      | 0,1607   | 0,00618 | 25,98 | 0,704    | 0,838     | 0,486      | 0,2036   | 0,01283 | 15,86 | 1,532    |
| 0,877     | 0,369      | 0,1618   | 0,00631 | 25,65 | 0,719    | 0,837     | 0,489      | 0,2046   | 0,01306 | 15,67 | 1,560    |
| 0,876     | 0,372      | 0,1629   | 0,00643 | 25,32 | 0,735    | 0,836     | 0,492      | 0,2057   | 0,01328 | 15,49 | 1,588    |
| 0,875     | 0,375      | 0,1641   | 0,00656 | 25,00 | 0,750    | 0,835     | 0,495      | 0,2067   | 0,01351 | 15,30 | 1,617    |
| 0,874     | 0,378      | 0,1652   | 0,00669 | 24,68 | 0,766    | 0,834     | 0,498      | 0,2077   | 0,01373 | 15,12 | 1,647    |
| 0,873     | 0,381      | 0,1663   | 0,00682 | 24,37 | 0,782    | 0,833     | 0,501      | 0,2087   | 0,01397 | 14,94 | 1,677    |
| 0,872     | 0,384      | 0,1674   | 0,00696 | 24,06 | 0,798    | 0,832     | 0,504      | 0,2097   | 0,01420 | 14,76 | 1,707    |
| 0,871     | 0,387      | 0,1685   | 0,00709 | 23,76 | 0,814    | 0,831     | 0,507      | 0,2107   | 0,01444 | 14,59 | 1,738    |
| 0,870     | 0,390      | 0,1697   | 0,00723 | 23,46 | 0,831    | 0,830     | 0,510      | 0,2117   | 0,01469 | 14,41 | 1,769    |
| 0,869     | 0,393      | 0,1708   | 0,00737 | 23,17 | 0,848    | 0,829     | 0,513      | 0,2126   | 0,01493 | 14,24 | 1,801    |
| 0,868     | 0,396      | 0,1719   | 0,00751 | 22,88 | 0,865    | 0,828     | 0,516      | 0,2136   | 0,01518 | 14,07 | 1,834    |
| 0,867     | 0,399      | 0,1730   | 0,00766 | 22,59 | 0,883    | 0,827     | 0,519      | 0,2146   | 0,01544 | 13,90 | 1,867    |
| 0,866     | 0,402      | 0,1741   | 0,00780 | 22,31 | 0,901    | 0,826     | 0,522      | 0,2156   | 0,01569 | 13,74 | 1,900    |

**Annexes n° 04 :**

| $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu'_1$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu'_1$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ |
|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|
| 0,825     | 0,525      | 0,2165   | 0,01595 | 13,57 | 1,934    | 0,785     | 0,645      | 0,2532   | 0,03066 | 8,26  | 3,906    |
| 0,824     | 0,528      | 0,2175   | 0,01622 | 13,41 | 1,969    | 0,784     | 0,648      | 0,2540   | 0,03117 | 8,15  | 3,976    |
| 0,823     | 0,531      | 0,2185   | 0,01649 | 13,25 | 2,004    | 0,783     | 0,651      | 0,2549   | 0,03170 | 8,04  | 4,048    |
| 0,822     | 0,534      | 0,2195   | 0,01677 | 13,09 | 2,040    | 0,782     | 0,654      | 0,2557   | 0,03222 | 7,93  | 4,121    |
| 0,821     | 0,537      | 0,2204   | 0,01704 | 12,93 | 2,076    | 0,781     | 0,657      | 0,2565   | 0,03276 | 7,83  | 4,195    |
| 0,820     | 0,540      | 0,2214   | 0,01733 | 12,78 | 2,113    | 0,780     | 0,660      | 0,2574   | 0,03331 | 7,73  | 4,271    |
| 0,819     | 0,543      | 0,2224   | 0,01762 | 12,62 | 2,151    | 0,779     | 0,663      | 0,2582   | 0,03387 | 7,62  | 4,348    |
| 0,818     | 0,546      | 0,2233   | 0,01791 | 12,47 | 2,189    | 0,778     | 0,666      | 0,2591   | 0,03444 | 7,52  | 4,427    |
| 0,817     | 0,549      | 0,2243   | 0,01820 | 12,32 | 2,228    | 0,777     | 0,669      | 0,2599   | 0,03502 | 7,42  | 4,507    |
| 0,816     | 0,552      | 0,2252   | 0,01850 | 12,17 | 2,267    | 0,776     | 0,672      | 0,2607   | 0,03561 | 7,32  | 4,589    |
| 0,815     | 0,555      | 0,2261   | 0,01880 | 12,03 | 2,307    | 0,775     | 0,675      | 0,2616   | 0,03621 | 7,22  | 4,673    |
| 0,814     | 0,558      | 0,2271   | 0,01911 | 11,88 | 2,348    | 0,774     | 0,678      | 0,2624   | 0,03683 | 7,12  | 4,759    |
| 0,813     | 0,561      | 0,2280   | 0,01943 | 11,74 | 2,390    | 0,773     | 0,681      | 0,2632   | 0,03746 | 7,03  | 4,846    |
| 0,812     | 0,564      | 0,2290   | 0,01975 | 11,60 | 2,432    | 0,772     | 0,684      | 0,2640   | 0,03810 | 6,93  | 4,935    |
| 0,811     | 0,567      | 0,2299   | 0,02007 | 11,46 | 2,475    | 0,771     | 0,687      | 0,2648   | 0,03876 | 6,83  | 5,026    |
| 0,810     | 0,570      | 0,2309   | 0,02040 | 11,32 | 2,519    | 0,770     | 0,690      | 0,2657   | 0,03942 | 6,74  | 5,119    |
| 0,809     | 0,573      | 0,2318   | 0,02073 | 11,18 | 2,563    | 0,769     | 0,693      | 0,2665   | 0,04010 | 6,65  | 5,214    |
| 0,808     | 0,576      | 0,2327   | 0,02107 | 11,04 | 2,608    | 0,768     | 0,696      | 0,2673   | 0,04079 | 6,55  | 5,312    |
| 0,807     | 0,579      | 0,2336   | 0,02142 | 10,91 | 2,654    | 0,767     | 0,699      | 0,2681   | 0,04150 | 6,46  | 5,411    |
| 0,806     | 0,582      | 0,2345   | 0,02178 | 10,77 | 2,701    | 0,766     | 0,702      | 0,2689   | 0,04222 | 6,37  | 5,512    |
| 0,805     | 0,585      | 0,2355   | 0,02213 | 10,64 | 2,749    | 0,765     | 0,705      | 0,2697   | 0,04295 | 6,28  | 5,616    |
| 0,804     | 0,588      | 0,2364   | 0,02249 | 10,51 | 2,797    | 0,764     | 0,708      | 0,2705   | 0,04370 | 6,19  | 5,722    |
| 0,803     | 0,591      | 0,2373   | 0,02286 | 10,38 | 2,847    | 0,763     | 0,711      | 0,2712   | 0,04447 | 6,10  | 5,831    |
| 0,802     | 0,594      | 0,2382   | 0,02322 | 10,25 | 2,897    | 0,762     | 0,714      | 0,2720   | 0,04527 | 6,01  | 5,942    |
| 0,801     | 0,597      | 0,2391   | 0,02361 | 10,13 | 2,948    | 0,761     | 0,717      | 0,2728   | 0,04608 | 5,92  | 6,055    |
| 0,800     | 0,600      | 0,2400   | 0,02400 | 10,00 | 3,000    | 0,760     | 0,720      | 0,2736   | 0,04690 | 5,83  | 6,171    |
| 0,799     | 0,603      | 0,2409   | 0,02440 | 9,87  | 3,053    | 0,759     | 0,723      | 0,2744   | 0,04774 | 5,75  | 6,290    |
| 0,798     | 0,606      | 0,2418   | 0,02480 | 9,75  | 3,107    | 0,758     | 0,726      | 0,2752   | 0,04860 | 5,66  | 6,412    |
| 0,797     | 0,609      | 0,2427   | 0,02520 | 9,63  | 3,162    | 0,757     | 0,729      | 0,2759   | 0,04948 | 5,58  | 6,537    |
| 0,796     | 0,612      | 0,2436   | 0,02561 | 9,51  | 3,218    | 0,756     | 0,732      | 0,2767   | 0,05038 | 5,49  | 6,665    |
| 0,795     | 0,615      | 0,2445   | 0,02603 | 9,39  | 3,275    | 0,755     | 0,735      | 0,2775   | 0,05131 | 5,41  | 6,795    |
| 0,794     | 0,618      | 0,2453   | 0,02646 | 9,27  | 3,333    | 0,754     | 0,738      | 0,2782   | 0,05227 | 5,32  | 6,929    |
| 0,793     | 0,621      | 0,2462   | 0,02690 | 9,15  | 3,392    | 0,753     | 0,741      | 0,2790   | 0,05323 | 5,24  | 7,067    |
| 0,792     | 0,624      | 0,2471   | 0,02734 | 9,04  | 3,452    | 0,752     | 0,744      | 0,2797   | 0,05420 | 5,16  | 7,207    |
| 0,791     | 0,627      | 0,2480   | 0,02779 | 8,92  | 3,513    | 0,751     | 0,747      | 0,2805   | 0,05520 | 5,08  | 7,352    |
| 0,790     | 0,630      | 0,2488   | 0,02825 | 8,81  | 3,576    | 0,750     | 0,750      | 0,2812   | 0,05624 | 5,00  | 7,500    |
| 0,789     | 0,633      | 0,2497   | 0,02871 | 8,70  | 3,639    | 0,749     | 0,753      | 0,2820   | 0,05731 | 4,92  | 7,652    |
| 0,788     | 0,636      | 0,2506   | 0,02919 | 8,58  | 3,704    | 0,748     | 0,756      | 0,2827   | 0,05840 | 4,84  | 7,808    |
| 0,787     | 0,639      | 0,2514   | 0,02968 | 8,47  | 3,770    | 0,747     | 0,759      | 0,2835   | 0,05952 | 4,76  | 7,968    |
| 0,786     | 0,642      | 0,2523   | 0,03017 | 8,36  | 3,838    | 0,746     | 0,762      | 0,2842   | 0,06067 | 4,68  | 8,132    |