



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil & Architecture



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

(Sous-sol +R.D.C + 9 étages)

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

Etudié par:

Yahiaoui Hadjira

Seyam Mohammed

Dirigé par : M<sup>r</sup> MEHELLA TEWFIK

Année Universitaire : 2022 / 2023

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à Sayada « h'chem » dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Robot structural analysis 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق تحت الارض + طابق أرضي + 9 طوابق بالحشم ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ( **modifié99 RPA99 2003 version, ) (BAEL91**

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم :

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

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية مثل : الأعمدة ، الروافد ، الجدران المسلحة و الأساسات

الكلمات المفتاحية :

Robot structural analysis 2014 , "BAEL91 , معدل 99 , الخرسانة المسلحة , الدراسة الديناميكية RPA99V2003"

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in SAYADA « H'chem » in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear 16 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words :** Building, Reinforced concrete, Robot structural analysis  
2014, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

# Remerciements

Au terme de ce travail, nous devons remercier tout d'abord dieu qui nous a donné la force et le courage de suivre nos études et d'arriver à ce stade et à nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant tous le long de notre parcours.

Un grand merci à mon encadreur **Mr. MEHELLA TEWFIK** qui nous a beaucoup aidé, soutenu et nous a permis d'arriver à ce niveau-là pour ses excellent conseils et surtout pour son temps passé avec nous et sa patience, sans lui on n'aurait pas pu réaliser ce modeste travail et pour sa confiance en nous.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui nous ont fait honneur d'examiner ce travail.

Enfin, nous renouvelons nos remerciements à ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour réaliser ce travail sans oublier les enseignants qui ont contribué à notre formation.

## إهداء

أهدي هذا العمل

، إلى وطني التي أحب وإلى مهجة قلبي حبيبتني وبلدي وموطني  
فلسطينُ الحبيبة كيف أحيا بعيداً عن سهولك و الهضاب أعز البلاد وملجأ الفؤاد يعز علي البعد عنك في  
..كل مناسبةٍ جميلة فأنتِ بلد السعادة والبسمة والسلام سلام عليك يا أرض لم تري يوماً سلام  
إلى بلد الأحرار الخضراء جرائرنا الحبيبة بلد المليون ونص مليون شهيدا التي لم تبخل يوماً في تقديم كل  
.. ما تملك للوقوف بجانبنا كيف لا وهي من قدمت الغالي والنفيس لنصرة الحق دائماً وابدأ  
.. إلى عائلتي قرة العين وسندي في الحياة ومسندي أبي،أمي إخواني وأخواتي  
إلى كل أصدقائي وأحابي الذين عرفتهم وكل من وقف بجانبني في السراء والضراء

محمد غسان عيسى صيام

# Sommaire

|                            |   |
|----------------------------|---|
| Introduction Générale..... | 1 |
|----------------------------|---|

## **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

|   |   |
|---|---|
| I.1- Introduction .....                         | 3 |
| I.2- Description de l'ouvrage.....              | 3 |
| I.2.1- Description technique du bâtiment .....  | 3 |
| I.2.2- Maçonnerie.....                          | 3 |
| I.3- Règle de calcul.....                       | 3 |
| I.4- Caractéristiques géotechniques du sol..... | 3 |
| I.5- Caractéristiques des matériaux .....       | 3 |
| I.5.1- Béton .....                              | 4 |
| I.5.2- L'Acier .....                            | 7 |

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge**

|  |    |
|--|----|
| II.1- Introduction .....                     | 11 |
| II.2- Pré-dimensionnement des planchers..... | 11 |
| II.2.1- Plancher à corps creux .....         | 11 |
| II.2.2- Plancher à dalle pleine .....        | 12 |
| II.3- Descente de charges .....              | 14 |
| II.3.1- Plancher terrasse inaccessible ..... | 14 |
| II.3.2- Plancher étage courant .....         | 15 |
| II.3.3- Plancher étage courant .....         | 16 |
| II.4- Pré-dimensionnement des poutres.....   | 17 |
| II.4.1- Poutres principales .....            | 18 |
| II.4.2- Poutres secondaires .....            | 18 |
| II.5- Pré-dimensionnement des poteaux .....  | 19 |
| II.6- Pré-dimensionnement des voiles .....   | 28 |
| II.6.1- Voiles de contreventement .....      | 29 |

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| II.6.2- voile d'ascenseur .....   | 30 |
| II.6.3- voiles périphériques..... | 30 |

### **Chapitre III : Etude de planchers**

|  |    |
|--|----|
| III.1- Introduction .....  | 31 |
| III.2- Plancher à corps creux .....                                | 31 |
| III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles .....         | 31 |
| III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression .....               | 33 |
| III.2.3- Evaluation de la charge .....                             | 33 |
| III.2.4- Méthode de calcul .....                                   | 34 |
| III.2.5- Application de la méthode forfaitaire .....               | 39 |
| III.2.6- Détermination des armatures .....                         | 48 |
| III.2.7- Vérification de la flèche .....                           | 54 |
| III.3- Plancher à dalle pleine .....                               | 58 |
| III.3.1- Introduction.....   | 58 |
| III.3.2- Méthode de calcul.....                                    | 59 |
| III.3.3- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales..... | 61 |
| III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....              | 65 |
| III.3.5- Vérification des l'effort tranchant .....                 | 71 |
| III.3.6- Vérification de la flèche.....                            | 71 |

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

|   |     |
|---|-----|
| IV.1- Introduction .....                                  | 78  |
| IV.2- Etude des escaliers.....                            | 78  |
| IV.2.1- Pré-dimensionnement.....                          | 78  |
| IV.2.2- Descente de charges.....                          | 80  |
| IV.2.3- Calcul du ferrailage.....                         | 90  |
| IV.2.4- Poutre Palier.....                                | 90  |
| IV.2.4.1- Pré-dimensionnement.....                        | 91  |
| IV.2.4.2- Evaluation des charges.....                     | 96  |
| IV.2.4.3- Calcul du ferrailage.....                       | 98  |
| IV.3- Etude des balcons.....                              | 100 |
| IV.3.1- Descente de charges.....                          | 101 |
| IV.3.2- Calcul du ferrailage.....                         | 102 |
| IV.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement..... | 105 |



|   |     |
|---|-----|
| IV.2.4- Vérification de la flèche.....                    | 105 |
| IV.2.5- Descente de charges.....                          | 107 |
| IV.3.6-Calcul de ferrailage.....                          | 108 |
| IV. 4- Etude de l'acrotère.....                           | 109 |
| IV.4.1- Définition.....                                   | 110 |
| IV.4.2- Calcul du ferrailage.....                         | 110 |
| IV.4.3- Détermination des sollicitations.....             | 110 |
| IV.4.4- Vérification des contraintes de cisaillement..... | 116 |

## **Chapitre V : Etude d'ascenseur**

|  |     |
|--|-----|
| V.1Introduction.....                         | 117 |
| V.2- Etude de l'ascenseur.....               | 117 |
| V.2.1-Introduction.....                      | 118 |
| V.3-Evaluation des charges.....              | 118 |
| V.4- Calcul des ferrailages de la dalle..... | 128 |
| V.6- Vérification à l'effort tranchant.....  | 131 |
| V.7- calcul de mur voile.....                | 132 |

## **Chapitre VI : Etude sismique**

|   |     |
|---|-----|
| VI.1- Introduction.....   | 133 |
| VI.2-Méthode de calcul sismique.....                                | 133 |
| VI.2.1 –choix de la méthode.....                                    | 133 |
| VI.2.2 –Critères nécessaire pour un bon comportement sismique ..... | 133 |
| VI.3-Description du logiciel Robot Structural 2014.....             | 134 |
| VI.4-Modélisation .....   | 134 |
| VI.5-Disposition des voiles.....                                    | 135 |
| VI.6-Vérification réglementaire .....                               | 135 |
| VI.6.1-la résultante des forces sismiques.....                      | 136 |
| VI.6.2-calcul de la force sismique totale.....                      | 136 |
| VI.7-Nombre de modes à considérer .....                             | 139 |
| VI.8-vérification la force sismique .....                           | 145 |
| VI.9-Les déplacements latéraux inter-étage.....                     | 145 |

## **Chapitre VII : Etude des portiques et voile**

|  |     |
|--|-----|
| VII.1- Introduction.....                                   | 152 |
| VII.2- Combinaison d'action.....                           | 152 |
| VII.3- Ferrailage des poteaux.....                         | 153 |
| VII.3.1-ferrailage longitudinal.....                       | 153 |
| VII.3.2-ferrailage calcul.....                             | 158 |
| VII.3.3-vérification de la contrainte de cisaillement..... | 152 |
| VII.4-ferrailage des poutres.....                          | 157 |
| VII.4.1-ferrailage longitudinal.....                       | 159 |
| VII.4.2-vérification des contraintes.....                  | 160 |
| VII.5-ferrailage des voiles.....                           | 160 |
| VII.5.1-Rôle de contreventement.....                       | 167 |
| VII.5.2-ferrailage des voiles .....                        | 167 |
| VII.5.3-ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....    | 167 |

## **Chapitre VIII: Etude des fondations**

|  |     |
|--|-----|
| VIII.1-Introduction.....                           | 171 |
| VIII.2- Choix du type de fondation.....            | 172 |
| VIII.3-Vérification de type des semelles.....      | 172 |
| VIII.4-Etude du radier.....                        | 173 |
| VIII.5-ferrailage du radier.....                   | 179 |
| VIII.6-Calcul les poutres de libage (nervure)..... | 183 |
| Conclusion générale.....                           | 187 |

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| Figure. I.1-Béton.....           | 4 |
| Figure. I.2-Trailles soudés..... | 8 |

### Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

|  |    |
|--|----|
| Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....                    | 12 |
| Figure II.2: Dimension d'un panneau de dalle .....                                   | 12 |
| Figure II.3: Coupe transversal d'un Plancher terrasse inaccessible corps creux ..... | 14 |
| Figure II.4: plancher étage courant .....  | 15 |
| Figure II.5:coupe transversal d'un plancher haut de sous-sol.....                    | 16 |
| Figure II.7:section transversal d'une poutre .....                                   | 17 |
| Figure II.8:Schéma de la loi de dégression .....                                     | 19 |
| Figure II.9: Schéma représentatif d'un étage courant.....                            | 20 |
| Figure II.10: Coupe sur voile en élévation .....                                     | 28 |

### Chapitre III : Etude de planchers

|  |    |
|--|----|
| Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....                          | 31 |
| Figure III.2: Schéma des poutrelles.....   | 32 |
| Figure III.3: Schéma statique d'une poutre continue .....                                  | 36 |
| Figure III.4: Schéma de type des poutrelles .....  | 38 |
| Figure III.5: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées..... | 39 |
| Figure III.6: Section de calcul.....   | 48 |
| Figure III.7: Section de calcul en travée. ....  | 49 |
| Figure III.8: Section de calcul en appuis .....  | 51 |
| Figure III.9: Section de calcul.....   | 56 |
| Figure III.10: dalle pleine.....   | 59 |
| Figure III.11 : Enrobage.....  | 60 |

|   |    |
|---|----|
| Figure III.12 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant ..... | 62 |
| Figure III.13 : Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée dans le sens X-X..                                       | 64 |
| Figure III.14 : Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée dans le sens Y-Y..                                       | 68 |
| Figure III.15 : Coordonnée de centre de gravité.....  | 74 |
| Figure III.16 : Ferrailage de la dalle pleine....   | 77 |

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

|   |     |
|---|-----|
| Figure IV.1 : type d'escaliers.....   | 79  |
| Figure IV.2 : type de la cage d'escalier .....                                    | 79  |
| Figure IV.3 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos..... | 82  |
| Figure IV.4 : Schéma statique pour calcul des efforts.....                        | 83  |
| Figure IV.5 : Section de calcul de la paillasse en travée.....                    | 85  |
| Figure IV.6 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....        | 89  |
| Figure IV.7 : Section transversale d'une poutre.....                              | 90  |
| Figure IV.8 : Schéma statique de la poutre palier .....                           | 92  |
| Figure IV.9 : Section de calcul de la poutre en travée.....                       | 93  |
| Figure IV.10 : Section de calcul.....   | 96  |
| Figure IV.11 : Coupe sur les deux balcons.....                                    | 101 |
| Figure IV.12 : Enrobage.....  | 102 |
| Figure IV.13 : Schéma statique du balcon type 01.....                             | 103 |
| Figure IV.14 : Section de calcul.....   | 103 |
| Figure IV.15 : Schéma statique du balcon type 02.....                             | 105 |
| Figure IV.16 : Section de calcul.....   | 107 |
| Figure IV.17 : Dimension de l'acrotère et schéma statique.....                    | 110 |
| Figure IV.18 : Section de calcul .....  | 111 |
| Figure IV.19 : position de centre de pression 01.....                             | 112 |
| Figure IV.20 : position de centre de pression 02.....                             | 114 |

## **Chapitre V : Etude d'ascenseur**

|  |     |
|--|-----|
| Figure. V.01 : Schéma de la surface d'impact.....                            | 122 |
| Figure. V.02 : Schéma pour le calcul des moments dus charges localisées..... | 124 |

## **Chapitre VI : Etude sismique**

|  |     |
|--|-----|
| Figure. VI.1 : la modélisation de la structure .....         | 135 |
| Figure. VI.2 : Disposition des voiles.....                   | 135 |
| Figure. VI.3 : Déforme de mode 1 : translation selon Y ..... | 139 |
| Figure. VI.4 : Déforme de mode 2 : translation selon X ..... | 140 |
| Figure. VI.5 : Déforme de mode 3 : torsion.....              | 140 |

## **Chapitre VII : Etude des portiques et voile**

|  |      |
|--|------|
| Figure. VII.1 : Croquis de ferrailage des poteaux.....     | 160  |
| Figure. VII.2 : Armatures transversales .....              | 168  |
| Figure. VII.3 : Efforts N.....                             | 163  |
| Figure. VII.4 : Moment fléchissant M.....                  | 163  |
| Figure. VII.5 : Efforts N (cas<br>08).....                 | 163. |
| Figure. VII.6 : Moment fléchissant M.....                  | 163  |
| Figure. VII.7 : Efforts N (cas 9A12 15A18).....            | 163  |
| Figure. VII.8 : Moment fléchissant M (cas 9A12 15A18)..... | 163  |
| Figure. VII.9 : Schéma de ferrailage de voile RDC.....     | 170. |

## **Chapitre VIII: Etude des fondations**

|  |     |
|--|-----|
| Figure. VIII.1 : type des fondations superficielles .....                | 171 |
| Figure. VIII.2 : Surface déradar.....                                    | 172 |
| Figure. VIII.3 : Schéma statique du radier .....                         | 173 |
| Figure. VIII.4 : Dimension du radier.....                                | 176 |
| Figure. VIII.5 : schéma des contraintes de sol à l'ELS.....              | 177 |
| Figure. VIII.6 : schéma des contraintes de sol à l'ELU.....              | 177 |
| Figure. VIII.7 : schéma des moments de radier sur axe XX à ELU.....      | 178 |
| Figure. VIII.8 : schéma des moments de radier sur axe XX à ELS.....      | 178 |
| Figure. VIII.9 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELU.....      | 179 |
| Figure. VIII.10 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELS.....     | 184 |
| Figure. VIII.11 : schéma des moments sur les nervures ELU.....           | 184 |
| Figure. VIII.12 : schéma des moments sur les nervures ELS.....           | 185 |
| Figure. VIII.13 : schéma des efforts tranchant sur les nervures ELU..... | 185 |

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

|  |   |
|--|---|
| Tableau .I.1 : Caractéristique de l'acier utilisé..... | 8 |
|--|---|

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge**

|  |    |
|--|----|
| Tableau .II.1 : Tableau récapitulatifs des charges et combinaison des charges.....           | 15 |
| Tableau .II.2: Tableau récapitulatifs des charges permanents et des surcharges exploitation. | 16 |
| Tableau .II.3: Tableau récapitulatifs de vérification des les conditions du (RPA 99/V2003).. | 16 |
| Tableau .II.4: Tableau récapitulatifs de vérification de la condition de flambement..        | 17 |

### **Chapitre III : Etude de planchers**

|  |          |
|--|----------|
| Tableau .II.1 : Evaluation des charge.....   | 23       |
| Tableau .II.2 : Tableau récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchant (terrasse).              | 25       |
| Tableau .II.3 : Tableau récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchant (étage.<br>courant)..... | 26<br>27 |
| Tableau .II.4 : Tableau récapitulatifs pour choix des armatures en travée et appuis.....                     | 39       |

### **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

|  |    |
|--|----|
| Tableau .IV.1 : Tableau des moments..... | 93 |
|--|----|

### **Chapitre V : Etude d'ascenseur**

|   |     |
|---|-----|
| Tableau. V.1 : Caractéristique des câbles ..... | 120 |
|---|-----|

|  |     |
|--|-----|
| Tableau. V.2 : les moments dus à la charge concentrée à l'ELU..... | 125 |
| Tableau. V.3 : les moments dus à la charge concentrée à l'ELS..... | 157 |

### **Chapitre VI : Etude sismique**

|  |     |
|--|-----|
| Tableau. VI.1 : Facteur de qualité Q.....  | 136 |
| Tableau. VI.2 : Coefficients d'accélération de zone A.....                                 | 137 |
| Tableau. VI.3 : Valeurs de coefficient d'amortissements suivant le système structurel .... | 137 |
| Tableau. VI.4 : Période et facteur de participation massique du modèle final .....         | 137 |
| Tableau. VI.5 : coefficient $C_T$  |     |
| Tableau. VI.6 : justification Vis-à-vis de l'effet (P - $\Delta$ ) sens longitudinal.....  | 138 |
| Tableau. VI.7 : justification Vis-à-vis de l'effet (P - $\Delta$ ) sens transversal.....   | 141 |
| Tableau. VI.8 : Vérification réduits dans les poteaux de la structure.....                 | 147 |

### **Chapitre VII : Etude des portiques et voile**

|  |     |
|--|-----|
| Tableau .VII.1 : Ferrailage des poteaux .....              | 160 |
| Tableau .VII.2 : Résultats de ferrailage des poutres ..... | 159 |

### **Chapitre VIII: Etude des fondations**

|  |     |
|--|-----|
| Tableau.VIII.1 : Impacte du poteau sur la dalle du radier .....    | 175 |
| Tableau.VIII.1 :les différentes sollicitations sur le radier ..... | 179 |

## Liste des notations

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**∅** : Diamètre des armatures.

**q** : Capacité portante admissible.

**Q** : Charge d'exploitation.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction admissible de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.

**τ** : Contrainte tangentielle.



$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

**G** : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

$V_0$  : Effort tranchant a la base.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite service.

**Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.

**Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

**Tu** : Effort tranchant ultime.

**T** : Effort tranchant, Période.

**St** : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

**e** : Epaisseur, Indice des vides.

**F** : Force concentrée.

**f** : Flèche

$\bar{f}$  : Flèche admissible.

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.

**I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.

**W** : Poids total de la structure.

**d** : Hauteur utile.

**F<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**Mu** : Moment à l'état limite ultime.

**Mser** : Moment à l'état limite de service.

**Mt** : Moment en travée.

**Ma** : Moment sur appuis.

**M0** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

**I** : Moment d'inertie.

**fi** : Flèche due aux charges instantanées.

**fv** : Flèche due aux charges de longue durée.

**Ifi** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

**M** : Moment, Masse.

**Eij** : Module d'élasticité instantané.

**Evj** : Module d'élasticité différé.

**Es** : Module d'élasticité de l'acier.

**fc28** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

**ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

**Fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

**I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section totale homogène.

# Introduction générale

Le cycle de master est sanctionné par les l'élaboration projet de fin d'études que l'étudiant, futur ingénieur doit préparer et soutenir devant un jury. C'est dans ce cadre que nous avons été amenés à faire ce présent projet dont le thème est : « **Etude d'un bâtiment à usage d'habitation sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages implanté à Mostaganem** ».

Les bâtiments sont destinés à abriter les hommes, les lieux de travail. Les modes de conception et de construction varient selon les matériaux utilisés, le lieu géographique, la destination, le degré d'évolution de la société etc. en phase de construction aussi bien qu'en phase d'exploitation, le bâtiment doit pouvoir résister à sa propre charge et aux actions extérieures. Il devient donc important d'apprécier la qualité des matériaux et de dimensionner correctement les différents éléments de la structure porteuse d'où l'intervention des ingénieurs.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement exagéré. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements en vigueur.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité(le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les couts(les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

## Introduction générale

---

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation à la wilaya de Mostaganem exact sayada « h'chem ».

Cette projet et compose a 6 chapitres :

- Le chapitre 1 concerne les généralités (Présentation de projet et caractéristiques des matériaux ).
- Le chapitre 2 concerne le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, plancher et voiles) et la descente des charges.
- Le chapitre 3 étudie des planchers.
- Le chapitre 4 calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers .....).
- Le chapitre 5 traite l'étude dynamique de la structure.
- Le chapitre 6 est consacré à étude de l'ascenseur.
- Le chapitre 7 consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

**Chapitre I :**  
**Présentation de projet et**  
**caractéristiques des**  
**matériaux**



## I.1- Introduction:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée et 9 étages à usage d'habitation plus un sous-sol. Il est implanté dans la wilaya de Mostaganem. La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé. L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone IIa (wilaya de Mostaganem), d'une sismicité élevée selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003). La circulation verticale entre les niveaux est assurée par des escaliers et un ascenseur.

## I.2- Description de l'ouvrage:

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale : ..... L= 28.53 m
- Largeur totale : ..... B 27 m
- Hauteur totale (sans l'acrotère) : ..... H= 31.11 m
- Hauteur RDC : .....  $h_{RDC} = 3.57$  m
- Hauteur étage : .....  $h_{étage} = 3.06$  m
- Hauteur sou sol : .....  $h_{sous\ sol} = 3.57$  m

### I.2.1 - Description technique du bâtiment :

Structure principale :

Le bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé avec des planchers en corps creux et dalle pleine au niveau du plancher haut du s/sol..

Structure secondaire :

Planchers en corps creux en béton armé

- Escaliers en béton armé
- Balcon on béton armé.

### I.2.2 -Maçonnerie:

- Les cloisons intérieures sont réalisées en briques creuses de (10 ÷ 15) cm.
- Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses en double paroi de 30cm (15+5+10).

### I.3 -Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant:

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

### I.4- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assise de la construction est un sol meuble (Site3).L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol : sol  $\sigma = 2,5$  bars
- L'absence d'une nappe phréatique. N.B : la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe

### I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

#### I.5.1 -Béton :



Figure I.01 : béton

### 1. Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée  $f_{c28}$ . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit  $n$  éprouvettes à écraser, on aura donc  $n$  valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - Kc$$

- $k$  : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,6.

pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de

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

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour  $j \leq 28$  jours, elle est déterminée et calculée comme suit: (BAEL91/A.2.1,11).

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

### 2 : Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$ :



La résistance caractéristique à la traction, notée  $f_{tj}$ , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \rightarrow \text{BAEL91/A.2.1.12.}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

### 3. Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Contrainte de compression :

#### a. Contrainte de compression :

- **A l'Etat limite ultime [ELU] :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

$\gamma$  : Coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,5 & \longrightarrow \text{situation courant} \\ \gamma_b = 1,15 & \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\theta$ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24\text{h}$ ,

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

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $< 1\text{h}$

• Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2 \text{ [MPa]}$

• Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 18.48 \text{ [MPa]}$

- A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2) :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

Donc : La contrainte de compression à l'ELS est égale à :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21] :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \text{F.P.N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

#### 4. Module d'élasticité : [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; \quad f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; \quad f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

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

Donc :  $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$  et  $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

#### I.5.2 -l'Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL) :** fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 235 MPA.

- **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPA et 500MPA respectivement.
- **Treillis soudés :** Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.



Figure I. 02 : Treillis soudés

### 1. Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier :

Tableau I. 01 : Caractéristiques des aciers utilisés

| Type D'acier       | Nomination                                  | Symbole | Limite D'élasticité Fe (MPa) | Résistance à la Rupture | Allongement Relatif à la Rupture | Coefficient De fissuration | Coefficient De Scellement |
|--------------------|---|---------|------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Aciers En barre    | Haute adhérence FeE400                      | HA      | 400                          | 480                     | 10                               | 1,6                        | 1,5                       |
| Aciers En traillis | Treillis soudé T L 520( $\emptyset < 6mm$ ) | TS      | 520                          | 550                     | 8                                | 1,3                        | 1                         |

## 2. module d'élasticité longitudinal :

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1})$$

## 3. Limite d'élasticité :

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

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

$$\gamma_s = 1,0 \quad \text{En situation accidentelle}$$

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

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

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

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

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

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} ) \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min ( 0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} ) \text{ en MPa}$$

## 5. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

# **Chapitre II**

**Pré dimensionnement des  
éléments résistants  
Descente de charges**

## II.1 :Introduction:

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

### ✚ Sollicitations verticales :

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

### ✚ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003.

## II.2 -Pré-dimensionnement des planchers:

### II.2.1- 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 utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

#### ➤ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424)

-le rapport  $h/L$  est au moins égale  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée de la solive entre nœuds d'appuis ( $L= 430$  cm).

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{25} \implies 21.5 \leq h \leq 17.2 \text{ ht} = 20 \text{ cm}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

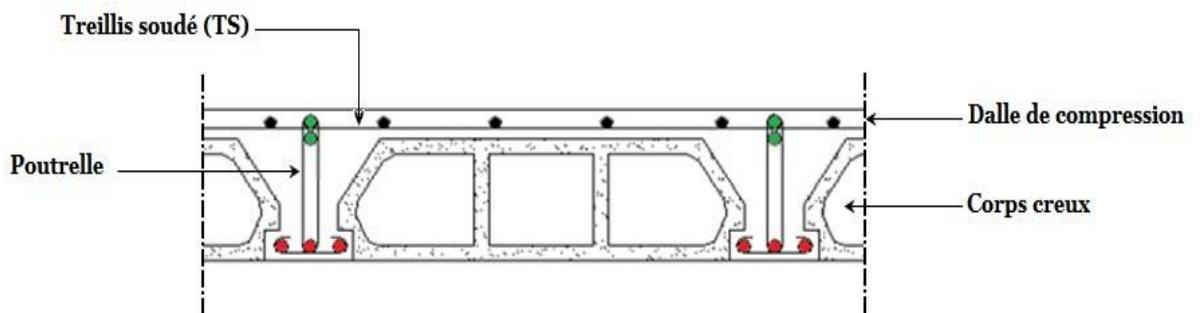
$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression.} \end{array} \right.$$

$ht = 20 \text{ cm}$  → la hauteur totale du plancher.

On opte pour un plancher d'épaisseur :  $ht = (16 + 4) \text{ cm}$

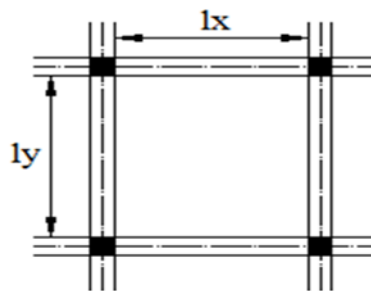
Epaisseur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm



**Figure. II.01:** coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### II.2.2 -Dalle pleine du plancher haut du s/sol :



**Fig. II.03 :** Dimension d'un panneau de dalle.

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.

#### ➤ Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

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

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

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

- La charge doit être uniformément répartie.

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

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

➤  $0.4 \leq \rho \leq 1$

- La charge est uniformément répartie, ou bien  
➤ Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de  $\rho$ .

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

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4.60\text{m} \\ L_y = 6.25\text{m}, \rho = \frac{4.60}{6.25} = 0.73 \Rightarrow 0.4 \leq 0.73 \leq 1 \end{array} \right.$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens :  $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$

$$\Rightarrow 9.2\text{cm} \leq h_d \leq 11.5\text{cm} \quad ; h_d = 10\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$ .
- 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 :  
**hd= 16cm.**

### II.3 - Descente de charges :

#### ✚ Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... Etc) et les charges d'exploitations.

#### ✚ Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

#### II.3.1 - Plancher terrasse inaccessible :

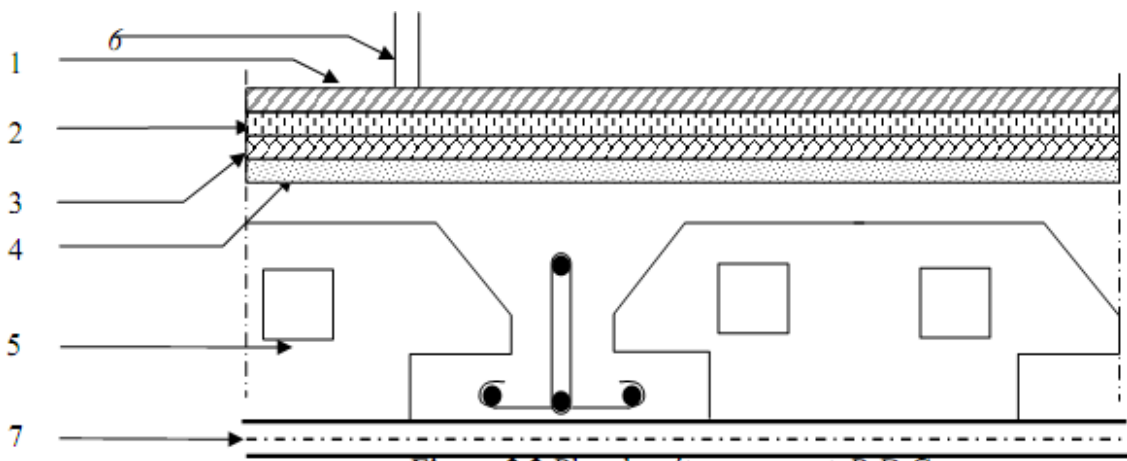


Figure .II.04 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible corps creux.

| Matériaux                          | P<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | Ep (m) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|---------------------------|--------|------------------------|
| 1-Protection gravillon             | 20                        | 0.04   | 0.80                   |
| 2-Etanchéité multicouche           | 06                        | 0.02   | 0.12                   |
| 3-Forme de pente                   | 22                        | 0.12   | 2.64                   |
| 4-Isolation thermique              | 04                        | 0.04   | 0.16                   |
| 5-Plancher a corps creux<br>(15+4) | 0.20                      | /      | 2.80                   |
| 6-Enduit au ciment                 | 18                        | 0.015  | 0,27                   |

$$G = 6,79 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

✚ Charges permanentes :  $G = 6,79 \text{ KN/m}^2$

✚ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

### II.3.2 - Plancher étage courant :

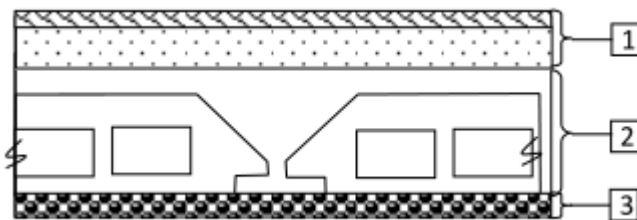


Figure.II.5 . Planche étage courant.

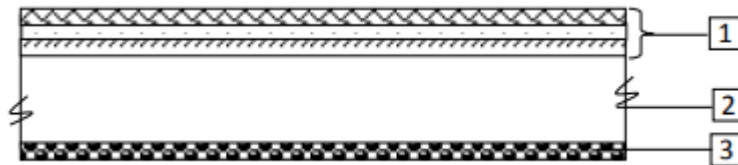
| Matériaux          | P (KN/m <sup>3</sup> ) | Ep (m) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|------------------------|--------|------------------------|
| 1-Carrelage+sable+ | /                      | 0.05   | 1.40                   |

|                                   |    |       |      |
|-----------------------------------|----|-------|------|
| Mortier de pose                   |    |       |      |
| 2-Planche à corps creux<br>(15+5) | /  | 0.02  | 2.80 |
| 3-Enduit au ciment                | 18 | 0.015 | 0.27 |
| 4-cloisons légères                | 10 | 0.1   | 1.00 |

**G=5.11(KN/m<sup>2</sup>)**

- ✚ Charges permanentes : **G = 5,11 KN/m<sup>2</sup>**
- ✚ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>**

**II.3.3 - Dalle pleine pour plancher haut du sous-sol ::**



**Figure. II.06** : Coupe transversale du plancher haut du s/sol

| Matériaux                             | P (KN/m <sup>3</sup> ) | Ep (m) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------|------------------------|--------|------------------------|
| 1-Carrelage+sable+<br>Mortier de pose | /                      | 0.05   | 1.04                   |
| 2-Dalle pleine en béton<br>armé       | /                      | 0.02   | 4.00                   |
| 3-Enduit au ciment                    | 18                     | 0.015  | 0.27                   |
| 4-cloisons légères                    | 10                     | 0.1    | 1.00                   |

**G=6.31 (KN/m<sup>2</sup>)**

- ✚ Charges permanentes : **G = 6.31 KN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation :Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau II.01** : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

| Charge<br>Niveau                            | Destinations | G<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | qu=1,35G+1,5Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | qser=G+Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Bande<br>(b) [m] | qu=qu×b<br>[KN/mL] | qs=qser×b<br>[KN/mL] |
|---|--------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|------------------|--------------------|----------------------|
| Plancher<br>Terrasse                        | Inaccessible | 6,79                      | 1                         | 10,6665                               | 7,79                             | 0,6              | 6,3999             | 4,674                |
| 1 <sup>ère</sup> →9 <sup>ème</sup><br>étage | Habitation   | 5,11                      | 1.5                       | 9,1485                                | 6,61                             | 0,6              | 5,4891             | 3,966                |
| R.D.C                                       | Habitation   | 6,31                      | 1.5                       | 10,7685                               | 7,81                             | 1                | 7,81               | 7,81                 |

#### II.4- Pré-dimensionnement des poutres:

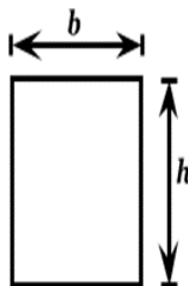
Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telles que :

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

- **h** : hauteur de la poutre,
- **b** : largeur de la poutre,
- **L** : Longueur de la

poutre



**Figure II. 7:** section transversale d'une poutre

## ❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $1/4 \leq h/b \leq 4$
- $0,4h \leq b \leq 0,8h$

**II.4-1. Poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

**Lmax = 625cm**

$$\frac{625}{15} \leq h \leq \frac{625}{10} \longrightarrow 41.66 \leq h \leq 62.5$$

On opte pour :  $h = 45\text{cm}$ .

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \Rightarrow 18\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm} ;$$

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

Pour  $L = 320\text{cm} ; 460\text{cm} ; 380\text{cm} ; 435\text{cm}$  ; On opte pour :  $h = 30\text{cm}$

## ✚ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  conditions vérifiées

**II.4.2 -Poutre secondaires :**

**Lmax = 460cm et 380 cm**

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \longrightarrow 30,66 \leq h \leq 46$$

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

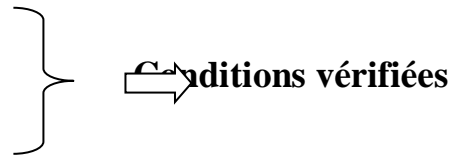
Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

✚ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

✚  $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$

•  $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$

•  $0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$



**II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :**

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.

$\Sigma_0 = Q_0$

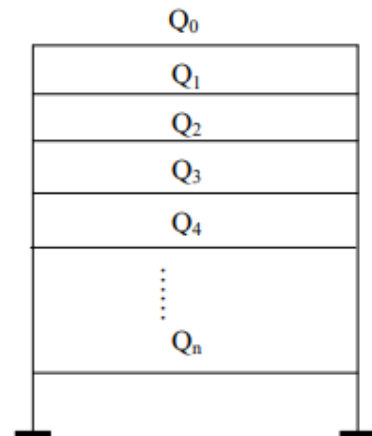
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$



**Figure. II.08:** Schéma de la loi de dégression

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

✚ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

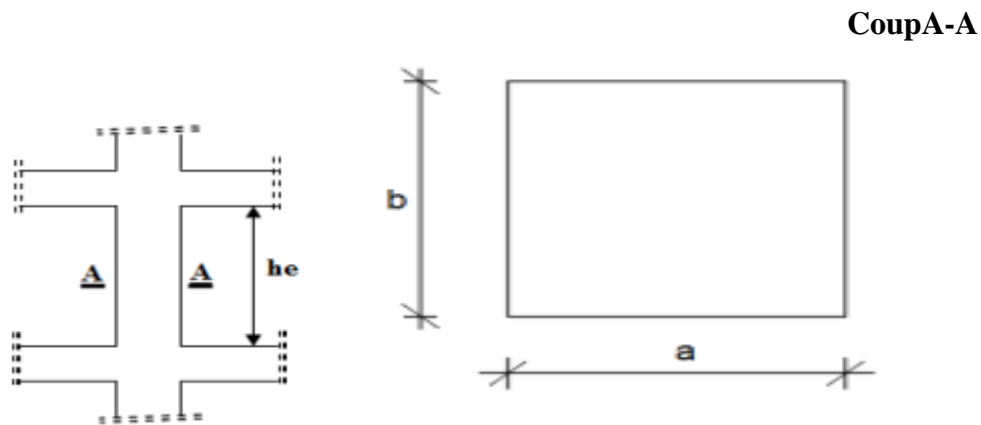


Figure. II.09: Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec

**he** : hauteur libre de l'étage.

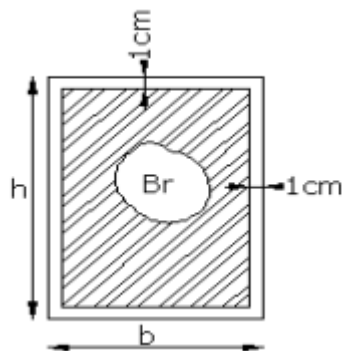
**D'après les règles BAEL91**: la valeur théorique de l'effort normal résistant est

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

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

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

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



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

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

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

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

$\gamma_b$  : 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) ,  $f_e = 400$  MPa ;

$A$  : Section de l'armature à mettre en place et

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

✚ **La formule générale donne :**

$$Br \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots (*)$$

On prend :  $\frac{A}{Br} = 0,8\% = 0.008$  (Zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 328$  MPa

$\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton :  $\sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2$  MPa

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

$$Br \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0.85(0.8) \cdot \frac{400}{1,15}\right] \times 10} = 0,6613690 \cdot N_u \quad Br \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $Br = (a - 2) \times (b - 2)$  en [cm<sup>2</sup>] ; D'après le critère de résistance, on a :

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



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 :**

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

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 :

$$L_f = 0,7 \times L_0 \quad ; \quad \text{avec } L_0 : \text{Longueur libre du poteau}$$

 **Charges permanentes et surcharges d'exploitation**

**Tableau II.02 :** Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation :

| Niveau                      | G [KN/m <sup>2</sup> ] | Q [KN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------|------------------------|------------------------|
| Haut 9 <sup>ème</sup> étage | 6,79                   | 1                      |
| Haut 8 <sup>ème</sup> étage | 11,9                   | 2,5                    |
| Haut 7 <sup>ème</sup> étage | 17,01                  | 3,85                   |
| Haut 6 <sup>ème</sup> étage | 22,12                  | 5,05                   |
| Haut 5 <sup>ème</sup> étage | 27,23                  | 6,10                   |
| Haut 4 <sup>ème</sup> étage | 32,34                  | 7                      |
| Haut 3 <sup>ème</sup> étage | 37,45                  | 7,75                   |
| Haut 2 <sup>ème</sup> étage | 42,56                  | 8,45                   |
| Haut 1 <sup>ème</sup> étage | 47,67                  | 9,16                   |

|                      |       |       |
|----------------------|-------|-------|
| <b>Haut RDC</b>      | 52,78 | 9,91  |
| <b>Haut sous-sol</b> | 59,09 | 10,75 |

➤ **exemple de calcul : (niveau 9<sup>ème</sup> étage) :**

$$S_{\text{aff}} = (4,6/2 + 3,8/2) \times (4,4/2 + 6,4/2) = 22,68 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp1}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3,375 \text{ KN/mL}$$

$$P_{\text{pp2}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/mL}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/mL}$$

La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff1}} = 3,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff2}} = 2,2 \text{ m}$$

La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (2,3 + 1,9) = 4,2 \text{ m}$$

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = pp1 \times L_{1\text{af}(pp)} + pp2 \times L_{2\text{af}(pp)} + ps \times L_{\text{af}(ps)} =$$

$$P_t = (3,2 \times 3,375) + (2,2 \times 2,25) + (4,2 \times 2,25)$$

$$P_t = 25,2 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec :} \quad n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_P = 1,35 \times 25,2 \times 1 \Rightarrow N_P = 34,02 \text{ KN}$$

Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 6,79 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} \longrightarrow N_{\text{plancher}} = 241,92 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1,15 \times (241,92 + 34,02) \longrightarrow N_u = 317,33 \text{ KN.}$$

La section réduite de béton :  $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 317,33 = 209.87 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 209.87 \text{ cm}^2.$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{209.87+2} \longrightarrow a=b= 16.48 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30)** cm<sup>2</sup> pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

**Remarque :**

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

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

|  |   |   |
|--|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>-Min (35, 35) &gt; 25 cm ..... ( zone IIa)</li> <li>- Min (a, b) <math>\geq \frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm}.</math></li> <li>- Min (a, b) <math>\geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}</math></li> <li><math>\frac{1}{4} &lt; \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 &lt; 4</math></li> </ul> | } | $\Rightarrow$ <b>Conditions vérifiées</b> |
|--|---|---|

**Condition de flambement :**

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

| H    | NIVEAU                    | G<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Nu<br>Poteau<br>[KN] | Nu<br>Plancher<br>[KN] | Nu<br>[KN] | Br<br>[cm] | A<br>[cm] | Choix<br>[cm] | Vérification<br>RPA[cm <sup>2</sup> ] | Verification |
|------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|------------------------|------------|------------|-----------|---------------|---------------------------------------|--------------|
| 3,06 | 9 <sup>émé</sup><br>étage | 6,79                      | 1                         | 34,02                | 241,922                | 317,326    | 209,870    | 16,486891 | 30            | 15,3                                  | 24,735       |
| 3,06 | 8 <sup>émé</sup><br>étage | 11,9                      | 2,5                       | 68,04                | 449,404                | 595,060    | 393,554    | 21,838215 | 30            | 15,3                                  | 24,735       |
| 3,06 | 7 <sup>émé</sup><br>étage | 17,01                     | 3,85                      | 102,06               | 651,789                | 866,926    | 573,358    | 25,944902 | 35            | 15,3                                  | 21,201       |
| 3,06 | 6 <sup>émé</sup><br>étage | 22,12                     | 5,05                      | 136,08               | 849,071                | 1132,92    | 749,280    | 29,372992 | 35            | 15,3                                  | 21,201       |
| 3,06 | 5 <sup>émé</sup><br>étage | 27,23                     | 6,10                      | 170,1                | 1041,25                | 1393,052   | 921,321    | 32,353283 | 40            | 15,3                                  | 18,551       |
| 3,06 | 4 <sup>émé</sup><br>étage | 32,34                     | 7                         | 204,12               | 1228,32                | 1647,313   | 1089,482   | 35,007299 | 40            | 15,3                                  | 18,551       |
| 3,06 | 3 <sup>émé</sup><br>étage | 37,45                     | 7,75                      | 238,14               | 1410,29                | 1895,704   | 1253,760   | 37,408480 | 45            | 15,3                                  | 16,490       |
| 3,06 | 2 <sup>émé</sup><br>étage | 42,56                     | 8,45                      | 272,16               | 1590,57                | 2142,140   | 1416,745   | 39,639679 | 45            | 15,3                                  | 16,490       |
| 3,06 | 1 <sup>émé</sup><br>étage | 47,67                     | 9,16                      | 306,18               | 1771,18                | 2388,967   | 1579,989   | 41,749078 | 50            | 15,3                                  | 14,841       |
| 3,57 | RDC                       | 52,78                     | 9,91                      | 340,2                | 1953,156               | 2637,359   | 1744,267   | 43,764433 | 55            | 17,850                                | 15,740       |
| 3,57 | Sous-sol                  | 59,09                     | 10,75                     | 374,22               | 2174,932               | 2931,525   | 1938,820   | 46,032034 | 60            | 17,850                                | 14,429       |

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

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 357 = 249,9 \text{ cm}$$

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

Tableau II .04: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

| Niveaux   | Poteaux | Condition(1)                 | $\frac{he}{20}$<br>[cm] | Condition(2)                   | $\frac{a}{b}$ | Condition(3)                          |
|---|---------|------------------------------|-------------------------|--------------------------------|---------------|---------------------------------------|
|   |         | $\min(a,b) \geq 25\text{cm}$ |                         | $\min(a,b) \geq \frac{he}{20}$ |               | $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ |
| 9 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>8 <sup>ème</sup> étage | 30X30   | vérifiée                     | 15,3                    | vérifiée                       | 1             | vérifiée                              |
| 7 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>6 <sup>ème</sup> étage | 35X35   | vérifiée                     | 15.3                    | vérifiée                       | 1             | Vérifiée                              |
| 5 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>4 <sup>ème</sup> étage | 40X40   | vérifiée                     | 15,3                    | vérifiée                       | 1             | vérifiée                              |
| 3 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>2 <sup>ème</sup> étage | 45X45   | vérifiée                     | 15,3                    | vérifiée                       | 1             | vérifiée                              |
| 1 <sup>ème</sup> étage                                | 50X50   | vérifiée                     | 15,3                    | vérifiée                       | 1             | vérifiée                              |
| RDC   | 55X55   | vérifiée                     | 15,3                    | vérifiée                       | 1             | vérifiée                              |

|          |       |          |      |          |   |          |
|----------|-------|----------|------|----------|---|----------|
| Sous-sol | 60X60 | vérifiée | 15,3 | vérifiée | 1 | vérifiée |
|----------|-------|----------|------|----------|---|----------|

Tableau II .05: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

| a  | B  | Niveau  | poteaux | $L_0$ | $L_f$ | I         | B    | i     | $\lambda$ | $\lambda \leq 35$ |
|----|----|---|---------|-------|-------|-----------|------|-------|-----------|-------------------|
| 30 | 30 | 9 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>8 <sup>ème</sup> étage | 30×30   | 306   | 214,2 | 67500     | 900  | 8,66  | 24,73     | <b>C.V</b>        |
| 35 | 35 | 7 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>6 <sup>ème</sup> étage | 35×35   | 306   | 214,2 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 21,18     | <b>C.V</b>        |
| 40 | 40 | 5 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>4 <sup>ème</sup> étage | 40×40   | 306   | 214,2 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 18,54     | <b>C.V</b>        |
| 45 | 45 | 3 <sup>ème</sup> étage<br>→<br>2 <sup>ème</sup> étage | 45×45   | 306   | 214,2 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 16,47     | <b>C.V</b>        |
| 50 | 50 | 1 <sup>ème</sup> étage                                | 50×50   | 306   | 214,2 | 520833,33 | 2500 | 14,43 | 14,8      | <b>C.V</b>        |
| 55 | 55 | RDC   | 55×55   | 357   | 249,9 | 762552,08 | 3025 | 15,89 | 15,73     | <b>C.V</b>        |
| 60 | 60 | Sous-sol  | 60×60   | 357   | 249,9 | 1080000   | 3600 | 17,32 | 14,43     | <b>C.V</b>        |

**II.06 - Pré-dimensionnement des voiles :**

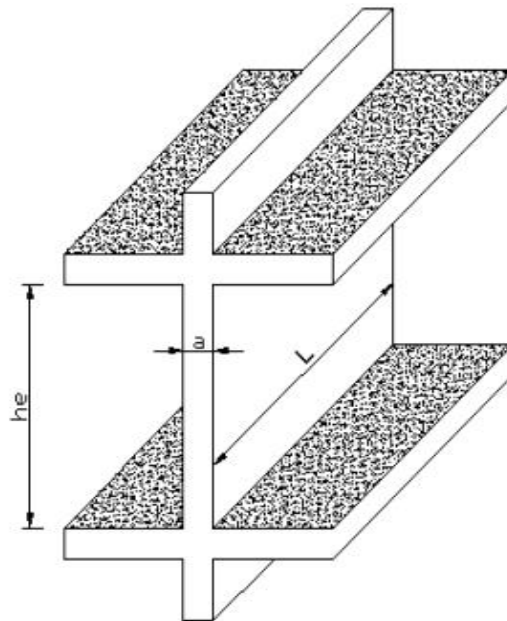
Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  :

$L$  : Longueur du voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée

en fonction de La hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



**Figure.II.10** : Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les **RPA99 version 2003 (article 7.7.1)**.

**- étage courant** ( $h_e=3.06$  m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20}\right) = \frac{3.06}{20} = 15.3\text{cm}$$

On prend  $e=20\text{cm}$

**-RDC** ( $h_e=3.57$  m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20}\right) = \frac{3.57}{20} = 17.8\text{cm}$$

On prend  $e=20\text{cm}$

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.

### II.6.1 -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).

$$e \leq \frac{L}{4} \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

avec :

**L** : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

**e** : Epaisseur du voile.

Avec ; **h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage  $h_e = h - h_d$

**h** : Hauteur d'étage

**h<sub>d</sub>** : Hauteur de la dalle

$$e \geq \frac{357-30}{20} = 16.35 \text{ cm}$$

### II.6.2 -voile d'ascenseur :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$



$$e \geq \frac{he}{25}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{357}{25} = 17,85 \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

### II.6.3 - voiles 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  $he$ . [Article 7.7.1]

$$e \geq \frac{he}{25} \geq \frac{357-30}{25} = 13,08 \text{ cm}$$

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

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

# Chapitre III

## Etude des planchers



### III.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  $\omega$  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 deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

### III.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 collaborante avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

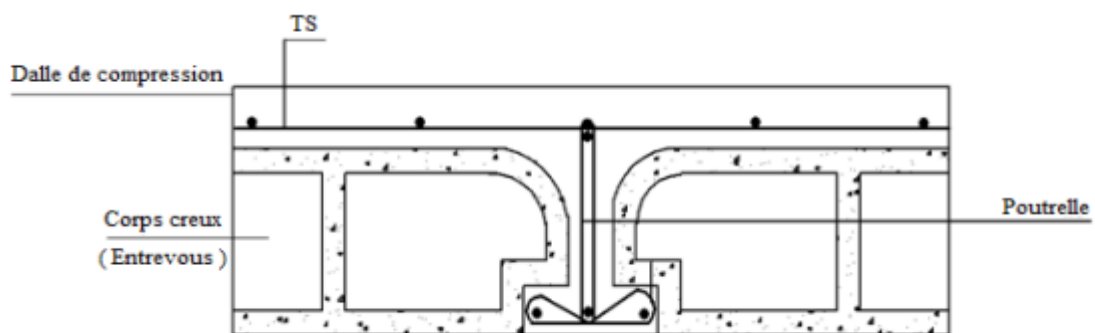


Figure.III.01 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

#### III.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 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

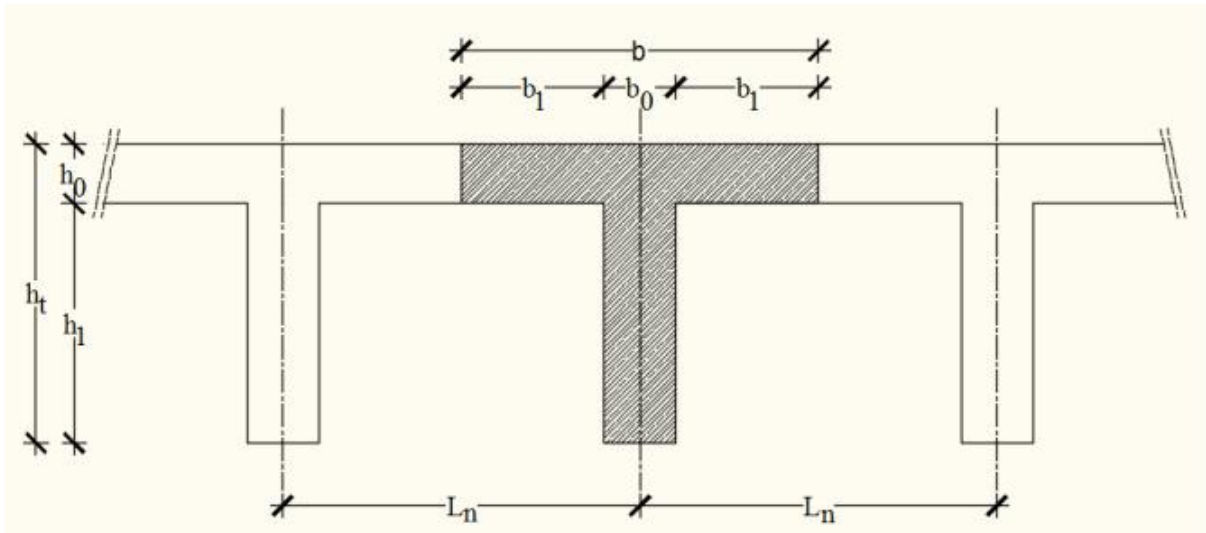


Figure.III.02: Schéma des poutrelles.

$h_t = 20 \text{ cm}$  ;  $h_1 = 15 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$ .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_{10} \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

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 ( $L = 4,60\text{m}$ ).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

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

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 46\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

### II.2.2 -Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage 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 :

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

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.l_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

#### a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.l_n}{f_e} = \frac{4.60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm } f_e = 520 \text{ Mpa}$$

**On prend  $\emptyset = 4\text{mm}$**

**Choix des armatures :**

6Ø4/mL A = 0,75cm<sup>2</sup>/mL

(Ø4 e = 15cm).

**b- Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

6Ø4/mL A = 0,75cm<sup>2</sup> /mL

(Ø4 e = 15cm).

Donc :

Le treillis soudé adopté est : TS Ø4 (150x150) mm<sup>2</sup>.

**1. Evaluation de la charge :**

Etat limite ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$

**II.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 plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; **[B A E L 91/B.6.2 ,22]**

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

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

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN}/\text{m}^2]$  ;
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 ( $0,8 \leq l_{i+1} / l_i \leq 1,25$ )

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.

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 :

$$M_0 = (q \times l^2) / 8$$

$$\text{Soit : } \alpha = Q / (Q + G)$$

$\alpha$  : Coefficient ;

$P$  : La surcharge d'exploitation non pondérée

$G$  : La charge permanente non pondérée.

**- Moment en travée :**

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

$$M_t \geq + ((1,02 + 0,3\alpha) / 2) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée de rive})$$

$$M_t \geq + ((1 + 0,3\alpha) / 2) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}).$$

$M_w$  : 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 ;

$M_a \leq -0,5M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et

$M_a \leq -0,4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires ; si la poutrelle comporte plus de trois travées.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

 **Méthode de Caquot minoré :**

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux

seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Appuis de rives :

$$M_i = -0,2 (q \times l^2) / 8$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = -(q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3) / (8,5 (l'_w + l'_e))$$

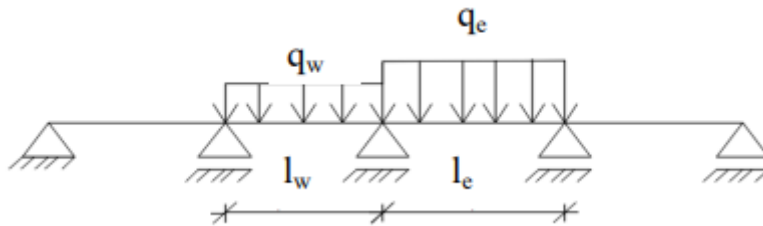


Figure.III.03 : Schéma statique d'une poutre continue

Avec :

$l' = l$  : pour une travée de rive ;

$l' = 0,8 l$  : pour une travée intermédiaire;

$l'_w$  et  $l'_e$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

$l$  : la portée réelle de la travée.

**a. Efforts tranchants :**

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

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

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

Plancher terrasse :

1.  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  pour plancher terrasse.

Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G ; 500)$  condition vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constants. condition vérifiée

3.  $0,8 \leq l_i + 1 / l_i = 3,8 / 4,6 = 0,8 < 0,82 > 1,25$  condition vérifiée



4. la fissuration est peu nuisible

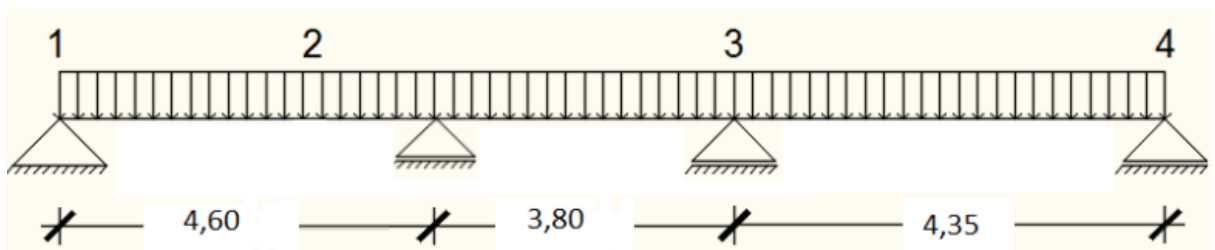
condition vérifiée

**Conclusion :**

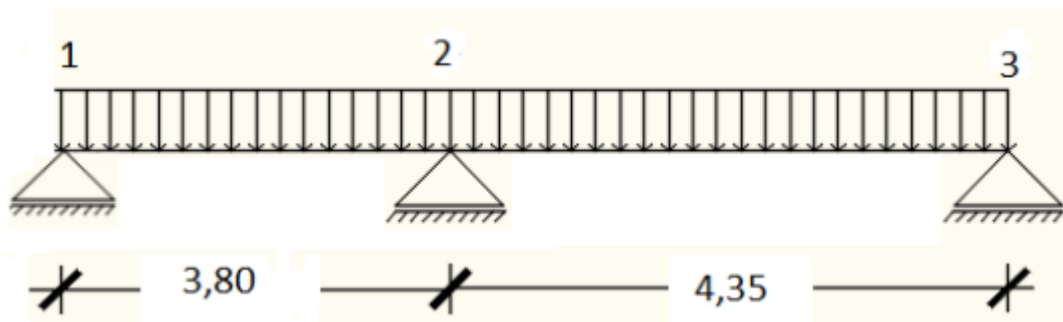
La méthode forfaitaire est applicable pour tous les types car les conditions sont vérifiées

➤ **Types de poutrelles :**

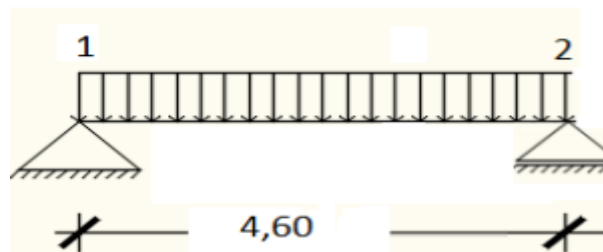
**Type 01 :**



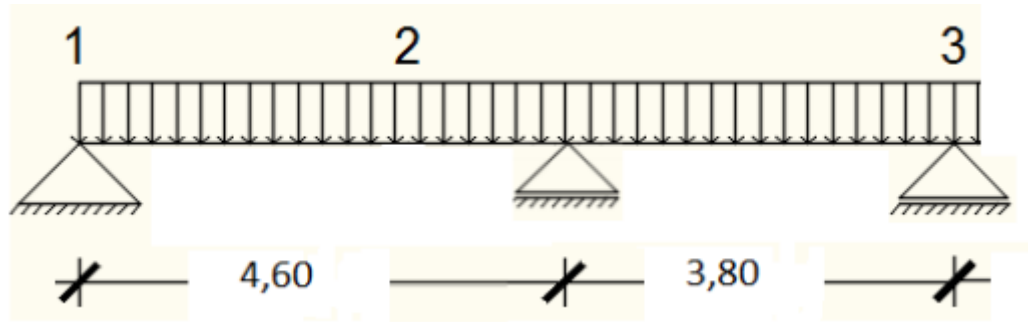
**Type 02 :**



**Type 03 :**

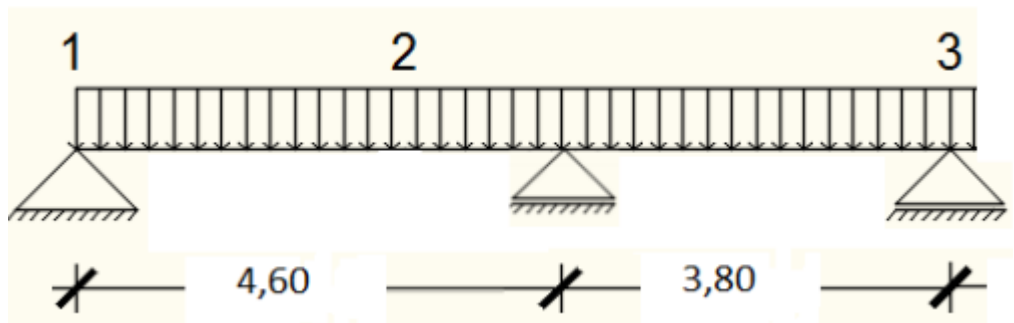


**Type 04:**

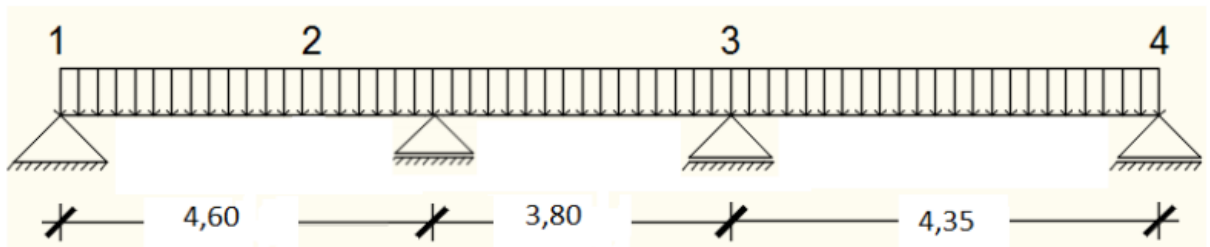


➤ Terasse :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

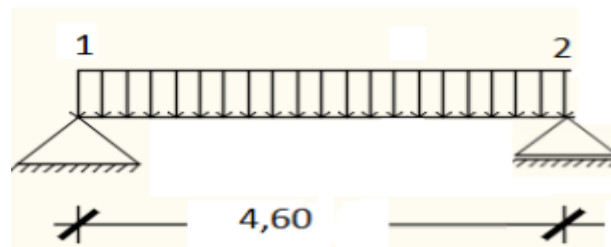


Figure.III.04 : Schéma de type des poutrelles

Tbleau III.01 :evaluation des charge

| Type de plancher | Destinations | G [KN/m <sup>2</sup> ] | Q [KN/m <sup>2</sup> ] | Bande (b) [m] | qu=qu×b [KN/mL] | qs=qser×b [KN/mL] |
|------------------|--------------|------------------------|------------------------|---------------|-----------------|-------------------|
| Terrasse         | Inaccessible | 6,79                   | 1,00                   | 0,6           | 6,399           | 4,674             |
| Étage courant    | Habitation   | 5,11                   | 1.50                   | 0,6           | 5,489           | 3,966             |

II.2.5 - Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :

a. Type de poutrelle à étudiée :

Type 02 :

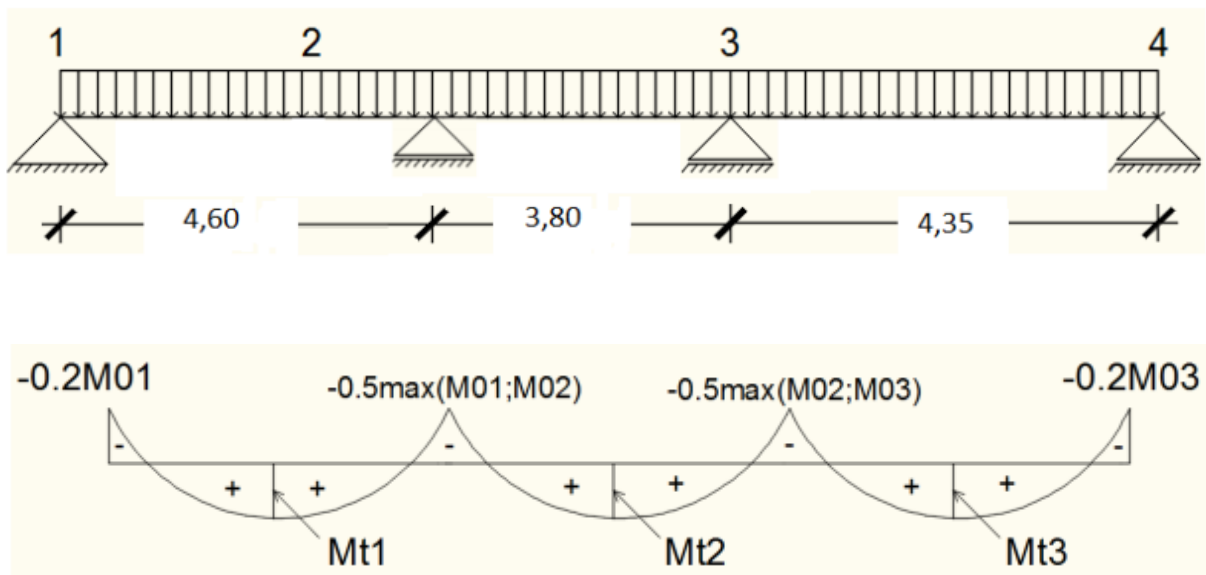


Figure.III.05 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 2

- Moment fléchissant en appuis :

**Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M^U_{01} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{6,399 \times 4,60^2}{8} = 16,93 \text{ KN.m}$$

$$M^U_{02} = \frac{qu \times l_2^2}{8} = \frac{6,399 \times 3,8^2}{8} = 11,55 \text{ KN.m}$$

$$M^U_{03} = \frac{qu \times l_3^2}{8} = \frac{6,399 \times 4,35^2}{8} = 15,14 \text{ KN.m}$$

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

$$M^S_{01} = \frac{qs \times l_1^2}{8} = \frac{4,674 \times 4,60^2}{8} = 12,36 \text{ KN}$$

$$M^S_{02} = \frac{qs \times l_2^2}{8} = \frac{4,674 \times 3,8^2}{8} = 8,44 \text{ KN}$$

$$M^S_{03} = \frac{qs \times l_3^2}{8} = \frac{4,674 \times 4,35^2}{8} = 11,06 \text{ KN}$$

• **Appuis de rives (1et 4) :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M^u_{a1} = -0,2 \times M^u_{01} = -0,2 \times 16,93$$

$$M^u_{a1} = -3,39 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{a4} = -0,2 \times M^u_{03} = -0,2 \times 15,14$$

$$M^u_{a4} = -3,03 \text{ KN.m}$$

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

$$M^s_{a1} = -0,2 \times M^s_{01} = -0,2 \times 12,36$$

$$M^s_{a1} = -2,47 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{a4} = -0,2 \times M^s_{03} = -0,2 \times 11,06$$

$$M^s_{a4} = -2,21 \text{ KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires (2et 3) :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M^u_{a2} = -0,5 \times \max ( M^u_{01} ; M^u_{02} )$$

$$M^u_{a2} = -0,5 \times \max(16,93 ; 11,55)$$

$$M^u_{a2} = -0,5 \times 16,93$$

$$M^u_{a2} = -8,47 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{a3} = -0,5 \times \max(M^u_{02} ; M^u_{03})$$

$$M^u_{a3} = -0,5 \times \max(11,55; 15,14)$$

$$M^u_{a3} = -0,5 \times 15,14$$

$$M^u_{a3} = -7,57 \text{ KN.m}$$

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

$$M^s_{a2} = -0,5 \times \max(M^s_{01} ; M^s_{02})$$

$$M^s_{a2} = -0,5 \times \max(12,36 ; 8,44)$$

$$M^s_{a2} = -0,5 \times 12,36$$

$$M^s_{a2} = -6,18 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{a3} = -0,5 \times \max(M^s_{02} ; M^s_{03})$$

$$M^s_{a3} = -0,5 \times \max(8,44; 11,06)$$

$$M^s_{a3} = -0,5 \times 11,06$$

$$M^s_{a3} = -5,53 \text{ KN.m}$$

**a. Moment fléchissant en travée :**

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{100}{679+100} = 0,128$$

$$0 \leq \alpha = 0,128 \leq \frac{2}{3} \quad (\text{condition vérifier})$$

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

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M^u_t + \frac{Mw+Me}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^u_0 \\ M^u_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M^u_0 \end{cases}$$

**Travée (1-2) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t1} + \frac{M_{ua1} + M_{ua2}}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M^u_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t1} + \frac{3,39 + 8,47}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \cdot 0,128); 1,05]M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,128}{2} M^u_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t1} + 5,93 \geq 1,05 M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0,62 M^u_{01} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^u_{t1} + 0,35 M^u_{01} \geq 1,05 M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^u_{t1} \geq 0,70 M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc :

**on prend**  $M^u_{t1} = 0,70 \cdot M^u_{01}$   $M^u_{t1} = 0,70 \times 16,93$

**$M^u_{t1} = 11,85 \text{ KN.m}$**

**Travée (3-4) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t3} + \frac{M_{ua3} + M_{ua4}}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M^u_{03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t3} + \frac{7,57 + 3,03}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \cdot 0,128); 1,05]M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,128}{2} M^u_{03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^u_{t3} + 5,3 \geq 1,05 M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0,62 M^u_{03} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^u_{t3} + 0,35 M^u_{03} \geq 1,05 M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^u_{t3} \geq 0,70 M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc :

**on prend**  $M^u_{t3} = 0,70 \cdot M^u_{03}$   $M^u_{t3} = 0,70 \times 15,14$

**$M^u_{t3} = 10,60 \text{ KN.m}$**

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^s_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^s_0 \\ M^s_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M^s_0 \end{array} \right.$$

**Travée (1-2) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t1}} + \frac{Msa1+Msa2}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^{s_{01}} \\ M^{s_{t1}} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M^{s_{01}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t1}} + \frac{2,47+6,18}{2} \geq \max[(1 + 0,3.0,128); 1,05]M^{s_{01}} \\ M^{s_{t1}} \geq \frac{1+0,3.0,128}{2} M^{s_{01}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t1}} + 4,325 \geq 1,05 M^{s_{01}} \\ M^{s_{t1}} \geq 0,52 M^{u_{01}} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t1}} + 0,35 M^{s_{01}} \geq 1,05 M^{s_{01}} \\ M^{s_{t1}} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t1}} \geq 0,70 M^{s_{01}} \\ M^{s_{t1}} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc :

**on prend**  $M^{s_{t1}} = 0,70.M^{s_{01}}$   $M^{s_{t1}} = 0,70 \times 12,36$

$$M^{s_{t1}} = 8,65 \text{ KN.m}$$

**Travée (3-4) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t3}} + \frac{Msa3+Msa4}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^{s_{03}} \\ M^{s_{t3}} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M^{s_{03}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t3}} + \frac{5,53+2,21}{2} \geq \max[(1 + 0,3.0,128); 1,05]M^{s_{03}} \\ M^{s_{t3}} \geq \frac{1+0,3.0,128}{2} M^{s_{03}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t3}} + 3,87 \geq 1,05 M^{s_{03}} \\ M^{s_{t3}} \geq 0,52 M^{u_{01}} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t3}} + 0,35 M^{s_{03}} \geq 1,05 M^{s_{03}} \\ M^{s_{t3}} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^{s_{t3}} \geq 0,70 M^{s_{03}} \\ M^{s_{t3}} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc :

**on prend**  $M^{s_{t3}} = 0,70.M^{s_{01}}$   $M^{s_{t3}} = 0,70 \times 11,06$

$$M^{s_{t3}} = 7,74 \text{ KN.m}$$

• **Travée intermédiaire (2-3) :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M^u_{t2} + \frac{Mua2+Mua3}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M^u_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{t2} + \frac{8,47+7,57}{2} \geq \max[(1 + 0,3.0,128); 1,05]M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq \frac{1+0,3.0,128}{2} M^u_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{t2} + 8,02 \geq 1,05 M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq 0,52 M^u_{02} \end{cases} \quad \begin{cases} M^u_{t2} + 0,70 M^u_{02} \geq 1,05 M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M^u_{t2} \geq 0,35 M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

**on prend**  $M^u_{t2} = 0,70.M^u_{02}$   $M^u_{t2} = 0,52 \times 11,55$

$$\mathbf{M^u_{t1} = 6,00 \text{ KN.m}}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

$$\begin{cases} M^s_{t2} + \frac{Mua2+Mua3}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M^s_{02} \\ M^s_{t2} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M^s_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^s_{t2} + \frac{6,18+5,53}{2} \geq \max[(1 + 0,3.0,128); 1,05]M^s_{02} \\ M^s_{t2} \geq \frac{1+0,3.0,128}{2} M^s_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^s_{t2} + 5,86 \geq 1,05 M^s_{02} \\ M^s_{t2} \geq 0,52 M^s_{02} \end{cases} \quad \begin{cases} M^s_{t2} + 0,70 M^s_{02} \geq 1,05 M^s_{02} \\ M^s_{t2} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M^s_{t2} \geq 0,35 M^s_{02} \\ M^s_{t2} \geq 0,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

**on prend**  $M^s_{t2} = 0,70.M^s_{02}$   $M^s_{t2} = 0,52 \times 8,44$

$$\mathbf{M^s_{t1} = 4,38 \text{ KN.m}}$$

**b. Efforts tranchants :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**



$$T^{u_{01}} = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,399 \times 4,60}{2} = 14,72 \text{ KN.m}$$

$$T^{u_{02}} = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,399 \times 3,8}{2} = 12,16 \text{ KN.m}$$

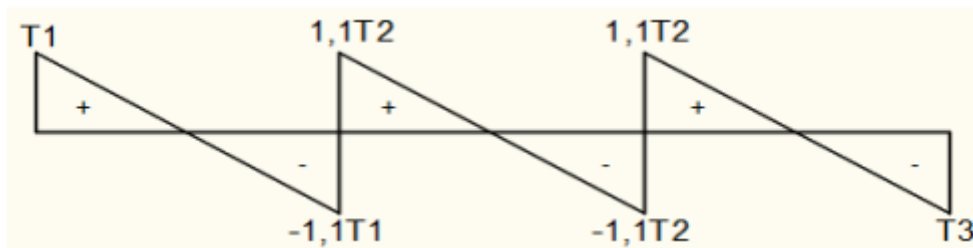
$$T^{u_{03}} = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{6,399 \times 4,35}{2} = 13,92 \text{ KN.m}$$

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

$$T^{s_{01}} = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4,674 \times 4,60}{2} = 10,75 \text{ KN}$$

$$T^{s_{02}} = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4,674 \times 3,8}{2} = 8,88 \text{ KN}$$

$$T^{s_{03}} = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4,674 \times 4,35}{2} = 10,16 \text{ KN}$$



**Figure.III.05 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$T^{u_1} = 14,72 \text{ KN}$$

$$T^{u_2} = -1,1 \times 14,72 \quad T^{u_2} = -16,19 \text{ KN}$$

$$T^{u_2} = 1,1 \times 12,16 \quad T^{u_2} = 13,38 \text{ KN}$$

$$T^{u_3} = -1,1 \times 12,16 \quad T^{u_3} = -13,38 \text{ KN}$$

$$T^{u_3} = 1,1 \times 12,16 \quad T^{u_3} = 13,38 \text{ KN}$$

$$T^{u_4} = -13,92 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$T^{u_1} = 10,75 \text{ KN}$$

$T^u_2 = -1,1 \times 10,75$        $T^u_2 = -11,83 \text{ KN}$

$T^u_2 = 1,1 \times 8,88$        $T^u_2 = 9,77 \text{ KN}$

$T^u_3 = -1,1 \times 8,88$        $T^u_3 = -9,77 \text{ KN}$

$T^u_3 = 1.1 \times 8,88$        $T^u_3 = 9,77 \text{ KN}$

$T^u_4 = -10,16 \text{ KN}$

**Tableau III.02 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

(Térasse) :

**Térasse**

| Types      | Appuis   | Moment en appuis [daN.m] |       | Travée | Effort tranchant [daN] |            |       |            | Moment en travée [daN.m] |      |
|------------|----------|--------------------------|-------|--------|------------------------|------------|-------|------------|--------------------------|------|
|            |          | ELU                      | ELS   |        | G                      | D          | G     | D          | ELU                      | ELS  |
| <b>01</b>  | <b>1</b> | -3,38                    | -2,47 | 1-2    | 14,71                  | -<br>16,91 | 10,74 | -<br>12,35 | 10,99                    | 8,03 |
|            | <b>2</b> | -<br>10,15               | -7,41 | 2-3    | 13,97                  | -<br>12,15 | 10,20 | -8,87      | 7,15                     | 7,75 |
|            | <b>3</b> | -2,31                    | -1,69 |        |                        |            |       |            |                          |      |
| <b>02</b>  | <b>1</b> | -3,38                    | -2,47 | 1-2    | 14,71                  | -<br>16,18 | 10,74 | -11,82     | 11,84                    | 8,65 |
|            | <b>2</b> | -8,46                    | -6,18 | 2-3    | 13,36                  | -<br>13,36 | 9,76  | -9,76      | 5,99                     | 4,38 |
|            | <b>3</b> | -7,56                    | -5,52 | 3-4    | 15,30                  | -<br>13,91 | 11,17 | -10,16     | 10,59                    | 7,73 |
|            | <b>4</b> | -3,02                    | -2,21 |        |                        |            |       |            |                          |      |
| <b>003</b> | <b>1</b> | -2,41                    | -2,10 | 1-2    | 14,71                  | -<br>16,91 | 10,74 | -<br>12,35 | 10,99                    | 8,03 |
|            | <b>2</b> | -7,41                    | -6,30 |        |                        |            |       |            |                          |      |

**Tableau III.03 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :  
(etage courant) :

| <b>Etage courant</b> |          |                             |       |        |                           |        |      |        |                             |       |
|----------------------|----------|-----------------------------|-------|--------|---------------------------|--------|------|--------|-----------------------------|-------|
| Types                | Appuis   | Moment en appuis<br>[daN.m] |       | Travée | Effort tranchant<br>[daN] |        |      |        | Moment en travée<br>[daN.m] |       |
|                      |          | ELU                         | ELS   |        | G                         | D      | G    | D      | ELU                         | ELS   |
| <b>01</b>            | <b>1</b> | -2,91                       | -2,10 | 1-2    | 12,64                     | -12,64 | 9,13 | -10,60 | 10,43                       | 7,54  |
|                      | <b>2</b> | -7,27                       | -5,25 | 2-3    | 11,44                     | -10,44 | 8,30 | -8,76  | 5,30                        | 3,83  |
|                      | <b>3</b> | -6,50                       | -4,70 | 2-3    | 11,95                     | -11,95 | 9,50 | -9,11  | 9,33                        | 6,74  |
|                      | <b>4</b> | -2,60                       | -1,88 |        |                           |        |      |        |                             |       |
| <b>02</b>            | <b>1</b> | -1,98                       | -1,43 | 1-2    | 10,44                     | -12,01 | 7,54 | -8,67  | 6,29                        | 4,54  |
|                      | <b>2</b> | -7,80                       | -5,63 | 2-3    | 13,74                     | -11,95 | 9,93 | -8,63  | 8,68                        | 10,12 |
|                      | <b>3</b> | -2,60                       | -1,88 |        |                           |        |      |        |                             |       |
| <b>03</b>            | <b>1</b> | -2,91                       | -2,10 | 1-2    | 12,64                     | -14,53 | 9,13 | -10,50 | 9,71                        | 7,01  |
|                      | <b>2</b> | -8,72                       | -6,30 |        |                           |        |      |        |                             |       |

|    |   |       |       |     |       |        |      |        |      |      |
|----|---|-------|-------|-----|-------|--------|------|--------|------|------|
| 04 | 1 | -2,91 | -2,10 | 1-2 | 12,64 | -12,64 | 9,13 | -10,50 | 9,71 | 7,01 |
|    | 2 | -8,72 | -6,30 | 2-3 | 12,01 | -10,44 | 8,67 | -7,54  | 6,29 | 6,73 |
|    | 3 | -1,98 | -1,43 |     |       |        |      |        |      |      |

### II.2.6 -Détermination des armatures :

#### 1. En travée :

##### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 11,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 11840 \text{ KN.m}$$

##### -Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

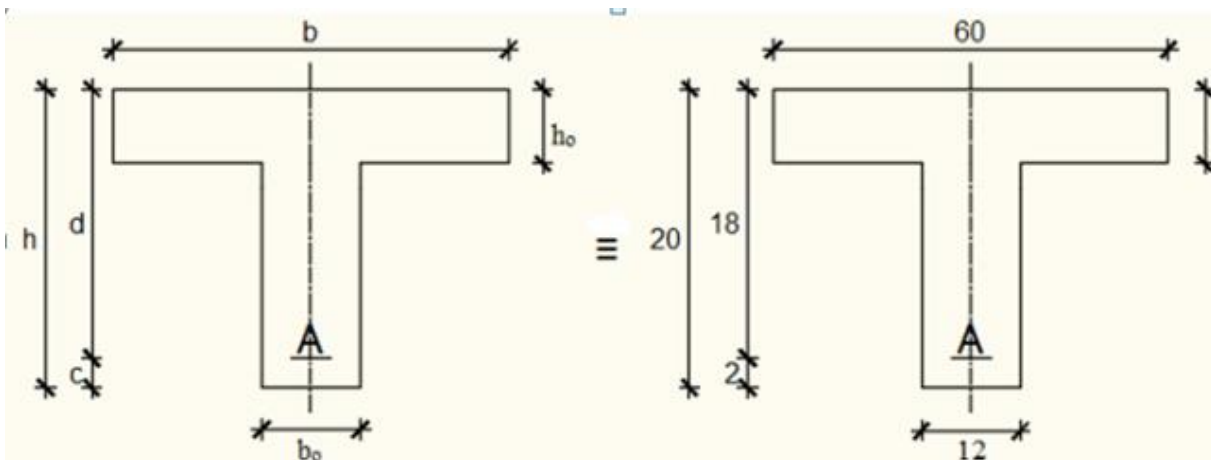


Figure.III.06 : Section de calcul

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 5 \times \left(18 - \frac{5}{2}\right)$$

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

$M_t^u = 11840 \text{ N.m} < M_T = 66030 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

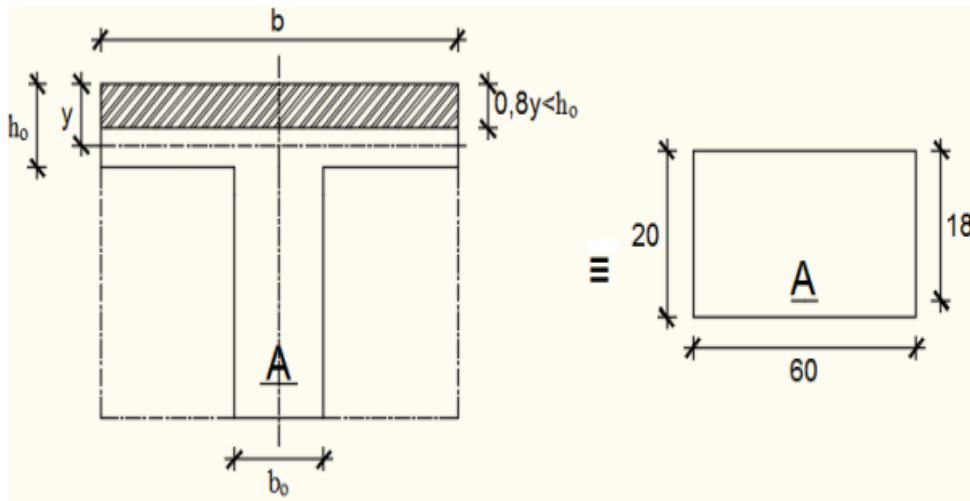


Figure.III.07 : Section de calcul en travée.

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11840}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,043$$

$\mu = 0,043 < \mu_L = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'_{n'}$  existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

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

$$\rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,055$$

$$\rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11840}{348 \times 0,978 \times 18} = 1,93 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ut}; A_{\min}) \Rightarrow A_{ut} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : **3 T 10**  $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

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

$$M_s^t = 10120 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} \cdot 15 \cdot A(d-d_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} \cdot 15 \times 2,36 \times (18-4) = -15,2 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression la section de calcul est une section en T.

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

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12)5^2 + 30 \cdot 2,36 \cdot 18}{12} = 206,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -22,95 + \sqrt{(22,95)^2 + 206,2} = 4,12 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{60 \cdot 4,12^3 - (60 - 12)(4,12 - 5)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(18 - 4,12)^2 = 8209,70 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{10120}{8209,70} = 1,23$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,23 \times 4,12 = 5,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 1,23 (18 - 4,12) = 256,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_b = 0,6 \cdot f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\mu \cdot f_{ct28}} \right]$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \mu = 1,6 & \text{Barre HA} \\ \mu = 1 & \text{RL (Round lise)} \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} \cdot 400 ; \sqrt{1,6 \cdot 28} \right] = \text{Min} [266,67; 201,63] \text{ donc } \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- Conclusion:  $\sigma_b = 5,07 < \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$  } ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

## 2. En appuis :

## ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -10150 \text{ N.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

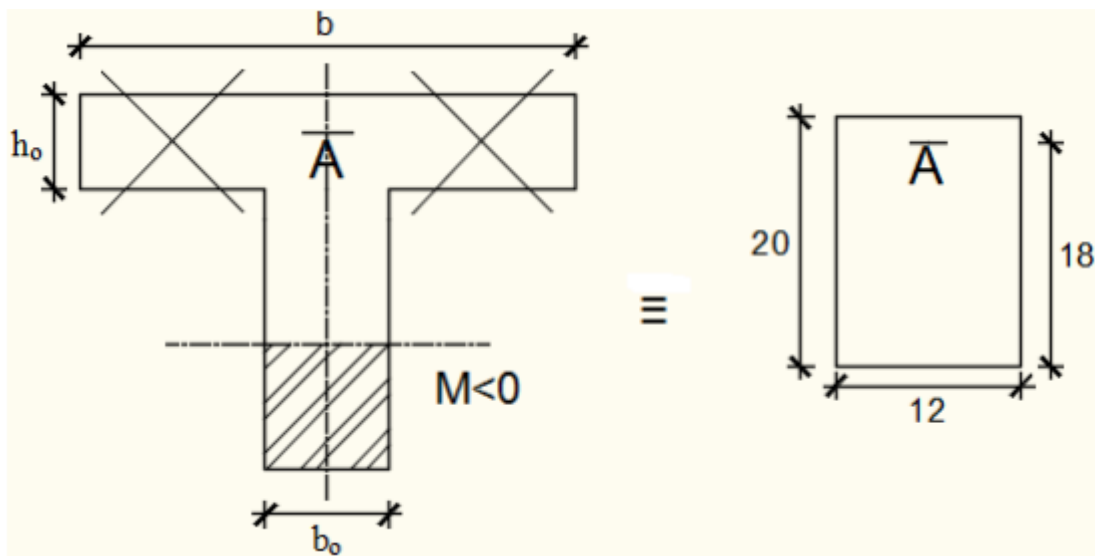


Figure.III.08 : Section de calcul en appuis.

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10150}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,184$$

$\mu = 0,184 < \mu_L = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow$  A 'n' existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i$

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

$$\rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,256$$

$$\rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,898$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10150}{348 \times 0,898 \times 18} = 1,80 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A^u_a; A_{\min}) \Rightarrow A^u_a = 1,80 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : **1T16  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$**  .

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

$$M^s_a = -7410 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \checkmark \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b < \sigma_b' = 0,6.f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u_a}{M^s_a} = \frac{10150}{7410} = 1,36$$

$$\alpha = 0,192 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b' = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b' = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

#### a. Calcul des armatures transversales :

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

$$T^u_{\max} = 16910 \text{ N}$$

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

$$T^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T^u_{\max} = 16910 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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



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

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T^u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T^u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[ 16910 + \frac{10150}{0,9 \times 18} \right] = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow (C.V)$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b_0 \times d} = \frac{16910}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau'_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \tau'_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = \min ( 0,57; 1,2; 1 ) = 0,57 \text{ cm}$$

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

## 5. L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

**Donc :**

$$\left\{ \delta t_1 \geq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 0,56 \times 235}{12 \times (0,74 - 0,3 \times 2,1)} = 79,75 \right.$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \geq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0,4} = \frac{235 \times 0,56}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2]}$$

$$\delta t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

**Donc :**

On adopte  $\delta t = 15 \text{ cm}$

### II.2.7 -Vérification de la flèche :

#### 1. 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]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 < 0,063 \quad \text{Avec } l = 4,60 \text{ m (la plus grande portée)}$$

(Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{st}}{M_{s0}} \right) \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,032 < \frac{1}{10} \left( \frac{10120}{12360} \right) = 0,082 \quad \text{Avec}$$

$M_t^s$  : le moment max en travée (Condition non vérifiée).

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0022 \leq 0,011 \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

**Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{max}$

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

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

$f_{pi}$ : La flèche dus a la charge totale  $p$  ;

$g$  : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 679 = 407,4 \text{ daN/ml ;}$$

$j = g$ : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = g = 407,4 \text{ daN/ml}$  (Plancher errasse) et

$p$  : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (679 + 100) \times 0,6 = 467,4 \text{ daN/m}$

#### a. Calcul des moments fléchissant :

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[\frac{2}{3} \times 679\right] \times 0,6 = 271,6 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[\left(\frac{2}{3} \times 679\right) + 100\right] \times 0,6 = 331,6 \text{ daN/ml}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 02 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

-Appuis intermédiaires (3) :

$$M_j = -\frac{0,6 \times q_{sj} \times l^2}{8} = -\frac{0,6 \times 271,6 \times 4,6^2}{8} = -431,03 \text{ daN.m}$$

$$M_p = -\frac{0,6 \times q_{sp} \times l^2}{8} = -\frac{0,6 \times 331,6 \times 4,6^2}{8} = -526,25 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive (4) :

**b. Moment fléchissant en travée :**

$$M_j = -\frac{0,65 \times q_{sj} \times l^2}{8} = -\frac{0,65 \times 271,6 \times 4,6^2}{8} = -466,95 \text{ daN.m}$$

$$M_p = -\frac{0,65 \times q_{sp} \times l^2}{8} = -\frac{0,65 \times 331,6 \times 4,6^2}{8} = -570,10 \text{ daN.m}$$

**c. Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,87 \text{ MPa}$

**d. Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

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

• **Coordonnées du centre de gravité :**

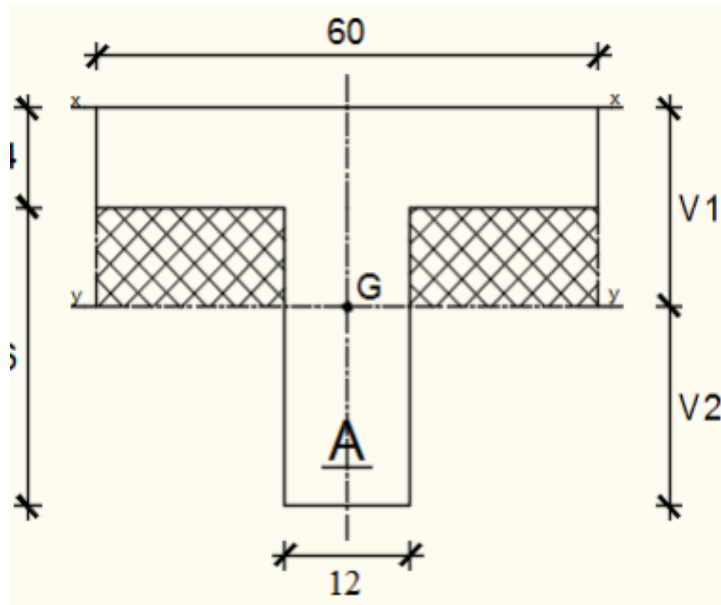


Figure.III.9: Section de calcul

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

$$V_1 = \frac{5 \times 60 \times 2,5 + 12 \times (20 - 5) \times (20 - 5/2 + 5) + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 5 + 12 \times (20 - 5) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = 7,06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,06 = 12,94 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 60 \frac{7,06^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7,06 - 5)^3}{3} + 12 \times \frac{12,94^3}{3} + 15 \times 2,36 (18 - 7,06)^2$$

$$I_0 = 19801,73 \text{ cm}^4.$$

**e. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{Mst}{A \times \beta_1 \times d}$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \text{ tableau} \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{jt}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4669,5}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 128,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{pt}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5701}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 156,78 \text{ MPa}$$

**f. Calcul de:  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

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

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 128,41 + 2,1} = 0,31$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 156,78 + 2,1} = 0,26$$

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

**Avec :**

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01093} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01093} = 1,47$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 19801,73}{1 + 3,69 \times 0,31} = 10159,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 19801,73}{1 + 1,47 \times 0,31} = 14963,18 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19801,73}{1 + 3,69 \times 0,26} = 11116,62 \text{ cm}^4$$

**g. Calcul des flèches partielles :**

$$f_{vg} = \frac{M_{gt} \cdot I^2}{10 \times E_v \times I_{vg}} = \frac{4669,5 \times 4,6^2 \times 10000}{10 \times 10818,87 \times 14963,18} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gt} \cdot I^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} = \frac{4669,5 \times 4,6^2 \times 10000}{10 \times 32164,2 \times 10159,94} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pt} \cdot I^2}{10 \times E_i \times I_{fp}} = \frac{5701 \times 4,6^2 \times 10000}{10 \times 32164,2 \times 11116,62} = 0,34 \text{ cm}$$

**h. La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i})$$

$$\Delta_{ft} = (0,61 - 0,30) + (0,34 - 0,30)$$

$$\Delta_{ft} = 0,35 \text{ cm}$$

**i. La flèche admissible :**

$$l = 4,6 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

**Donc :**

$$\Delta_{ft} = 0,35 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,92 \text{ cm}$$

**j. La flèche est vérifiée**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau III.04 :** Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

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

**III.03.Dalle pleine :****III.3.1 -Introduction :**

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

Le plancher en dalle pleine demande une mise en œuvre assez longue et un important matériel de coffrage. Ses atouts sont nombreux :

- Il permet de réaliser des plans de toutes tailles et de toutes formes.
- Sa mise en œuvre ne demande pas un matériel de levage trop important.
- Il présente une résistance au feu élevée.

- Il atténue avec efficacité les bruits aériens.



**Figure.III.10** : dalle pleine

### III.3.2 -Méthode de calcul : BAEL91

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II)  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :
  - Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  et de largeur 1m
  - Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  et de largeur 1m

✓ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;

Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

**Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement.
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

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

[A.7.2,2 BAEL 91].

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

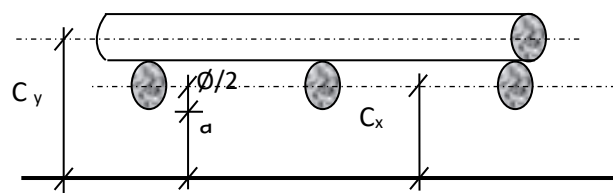
$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

on prendra  $\implies \phi = 10\text{mm}$ .

**Calcul de l'enrobage :** [ A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\implies a = 1 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$



**Fig.III.11 : Enrobage**

**Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14.5\text{cm}$$



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

### III.4.2.Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 6,31 \text{ kN/m}^2, \\ Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- **Combinaison fondamentale :**

État limite ultime (E.L.U) :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 6,31 + 1,5 \times 1,5 = 10,77 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 10,77 \text{ kN/ml.}$$

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

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6,31 + 1,50 = 7,81 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1,00 = 7,81 \text{ kN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

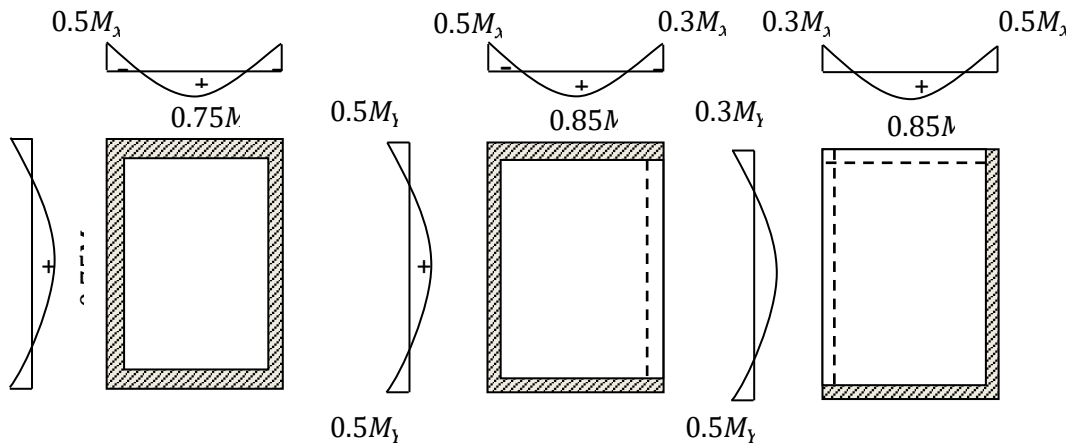
➤ État limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \\ \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \end{cases}$$

Avec : Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \end{cases}$$

$\nu = 0.2 \Rightarrow$  Etats limites service (béton non fissuré).



**Fig.III.12 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

• **Calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens  $l_x$  et  $l_y$

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

$L_x = 4.60\text{m} ; L_y = 6.39\text{m}.$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{6.39} = 0.71 > 0,4$$

$\rightarrow$  la dalle porte suivant deux sens.

**Tableau.III.6:** Valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

| Calculs    | $\mu_x$ | $\mu_y$ |
|------------|---------|---------|
| à l'E.L. U | 0.0583  | 0.5658  |

|            |        |        |
|------------|--------|--------|
| à l'E.L. S | 0,0583 | 0.5658 |
|------------|--------|--------|

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0583 \times 10.77 \times 4.60^2 = 13.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0.5658 \times 10.77 = 6.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0583 \times 7.81 \times 4.60^2 = 9.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

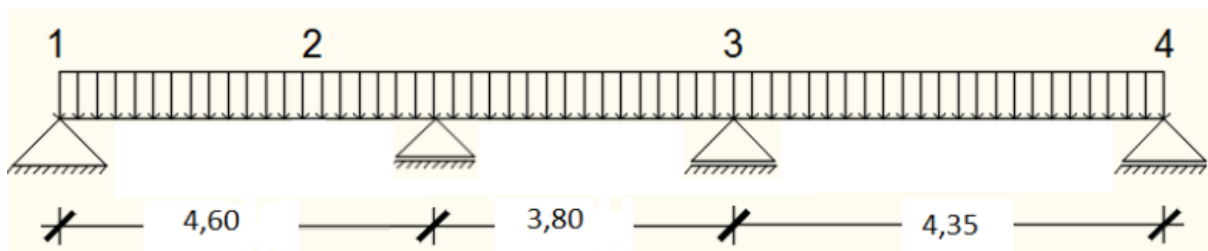
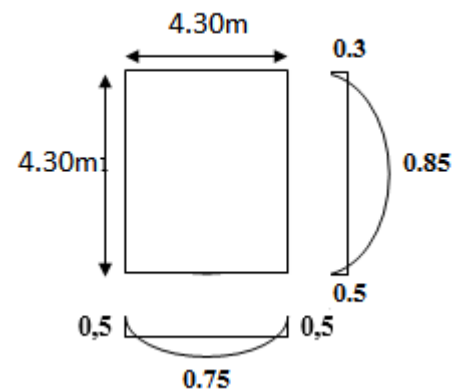
$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0.5658 \times 7.81 = 4.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

● **Remarque :**

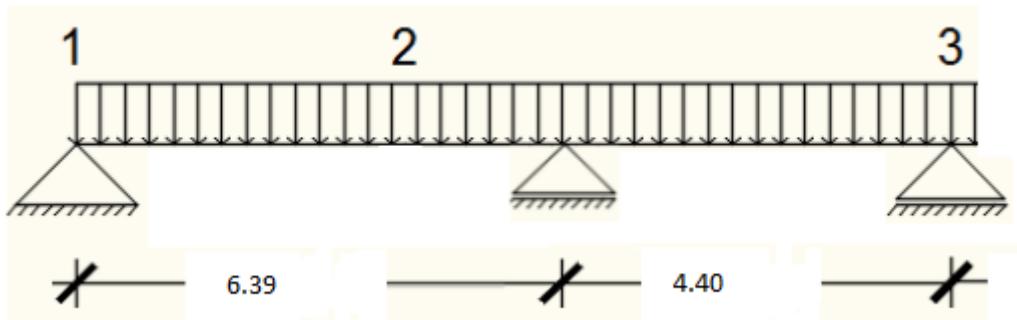
Pour les calculs des ferrillages de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable.

Les cas des panneaux possible :

**type 1 :**

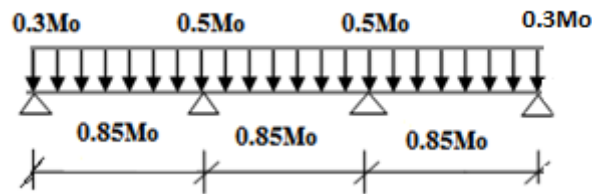


**type 2 :**



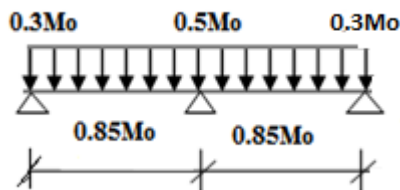
Le panneau le plus sollicitée c'est :

Suivant Ix :



**Fig.III.13:** Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée dans le sens X-X.

Suivant Iy :



**Fig.III.14 :** Schéma représentatif le panneau le plus sollicitée

dans le sens Y-Y.

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 13.29 = 11.30 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.09 = 5.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 13.29 = 6.66 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.09 = 1.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 13.29 = 6.65 \text{ KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 6.09 = 3.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.63 = 8.18 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.42 = 3.76 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.63 = 4.82 \text{KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4.42 = 1.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.III.7:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

| Sens<br>Moments | SENS X-X |       | SENS Y-Y |       |
|-----------------|----------|-------|----------|-------|
|                 | E.L.U    | E.L.S | E.L.U    | E.L.S |
| Combinaison     |          |       |          |       |
| $M_a$ (KN .m)   | 6.65     | 4.82  | 3.05     | 2.21  |
| $M_t$ (KN .m)   | 11,30    | 5.64  | 5.18     | 3.76  |

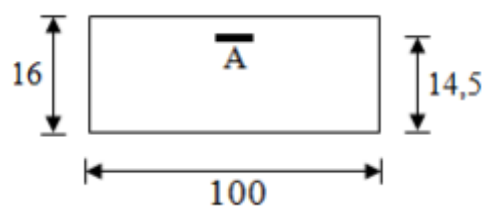
**III.4.3.Calcul du ferrailage de la dalle pleine :****Sens( X-X ) :****a) En travée :**➤ **ELU :**✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

Fig. III.15 : Section de calcul en appuis (x-x)

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11300}{14.2 \times (14.5)^2 \times 100} = 0.037$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.981$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{11300}{348 \times 0.981 \times 14.5} = 2.28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(2.28; 1,44) \Rightarrow A = 2.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T10 /ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 5.64 \text{ KN.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{11300}{5640} = 2$$

$$\frac{2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.75 > \alpha = 0.03$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.  
 (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**b) En appuis :**

➤ **ELU :**

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6650}{14.2 \times (14.5)^2 \times 100} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6650}{348 \times 0.988 \times 14.5} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14.5 = 1.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1.33; 1.16) = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax} = 4.82 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{6650}{4820} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0,021$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

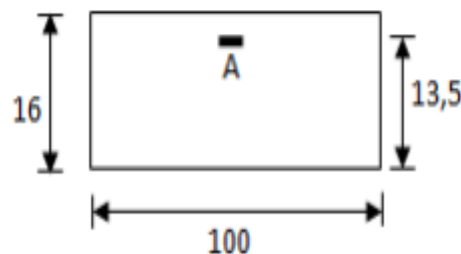
Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.  
(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

Sens (Y-Y) :

a) **En travée :**

➤ **ELU :**

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



**Fig. III.16 :** Section de calcul en appuis (y-y)

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5180}{14.2 \times (13.5)^2 \times 100} = 0.020$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$



$$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.990$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{5180}{348 \times 0.990 \times 13.5} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 13.5 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1.11; 1.08) \Rightarrow A = 1.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T10} / \text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ty}^s = 3.76 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{5180}{3760} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.014$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

**b) En appui :**

➤ **ELU :  $M_{ty}^u = 3.05 \text{KN.m}$**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3050}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3050}{348 \times 0,994 \times 13.5} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 13.5 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(0.65; 1,08) = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$(4\text{T}10)/\text{ml} \rightarrow \mathbf{A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

➤ **ELS :  $M_{ay}^s = 2.21 \text{KN.m}$**

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3050}{2210} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0,008$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

#### III.4.4. Vérification des l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\tau_u$ : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$ : contrainte tangente admissible.

$T_u^{\max}$ : effort tranchant max.

➤ **Calcul de  $T_u^{\max}$ :**

$T_u^{\max}$  est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

**Plancher haut sous-sol :**

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.77 \times 4.60}{2} \times \frac{(6.39)^4}{(4.60)^4 + (6.39)^4} = 19.53 \text{ KN}$$

Donc :  $T_u^{\max} = 19.53 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{19530}{100 \times 18 \times 100} = 0.108$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.05 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.108 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$$

*Il n'ya pas reprise de bétonnage*

$\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### III.4.5. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas *nécessaire*.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{460} = 0.034$$

$$\frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{5640}{20 \times 9630} = 0.037$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

- Puisque la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (principe)**

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

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

avec:

$\Delta f_t$ : la flèche totale.

$f_{gv}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

$f_{ji}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application.

$f_{pi}$ : la flèche maximale due aux charges totales ( $P = G + Q$ ) sous charge de faible durée d'application.

$f_{gi}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons ( $g$ ) sous charge de faible durée d'application.

$M$ : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

$L$ : la portée du panneau le plus défavorable.

$E_i$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

$E_v$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$$I_f^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées}$$

$$I_f^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour les déformations différées}$$

$I_0$ : Le moment d'inertie de la section homogène (avec  $n=15$ ) ; par rapport à un passant par le C.D.G

#### ▪ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t \max}$$

#### - Calcul des charges :

$g$ : charge permanente après mise en place des cloisons :

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

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

$$j = (g - 75) \times 1.00 = (631 - 75) \times 1 = 556 \text{ dan/ml}$$

$P$ : charge totale ( $p = G + Q$ ):

$$P = (631 + 150) \times 1.00 = 781 \text{ dan/ml}$$

#### - Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^S = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0583 \times 631 \times (4.60)^2 = 661.66 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0583 \times 556 \times (4.60)^2 = 583.01 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0583 \times 781 \times (4.60)^2 = 818.9 \text{ daN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

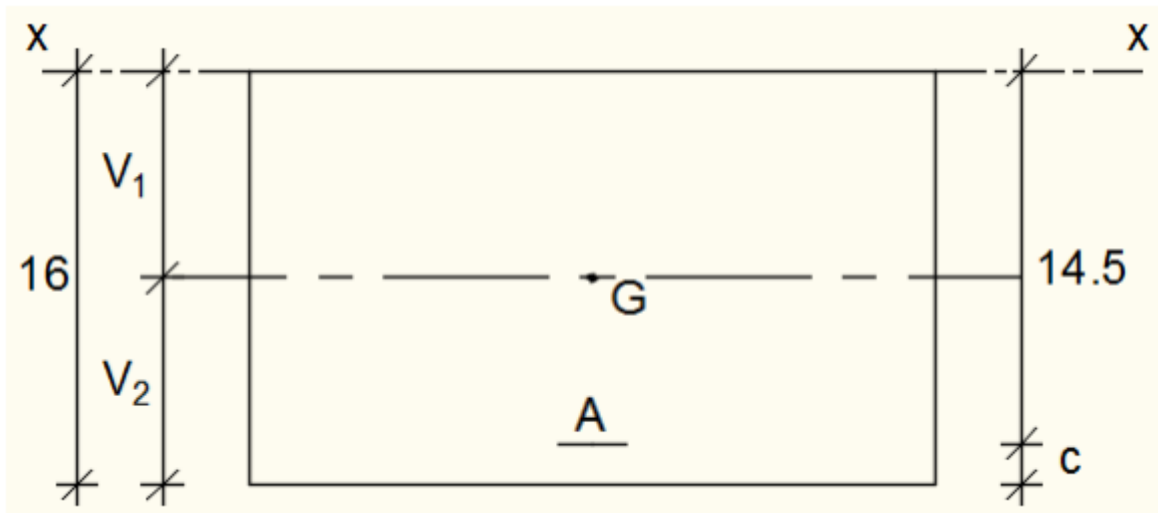
$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ Mpa.}$$

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

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

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

- **Coordonnées du centre de gravité:**



**Fig. III.17 :** Coordonnée de centre de gravité.

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.14 \times 14.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.14}$$

$$V_1 = 8.19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.81 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 + 3.14 \times (7.81 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 34331.12 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times A / b \times d = 100 \times 3,14 / 100 \times 14,5 = 0,218 \text{ tableau} \rightarrow \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

D'après le tableau :  $\beta = 0.925$ .

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{6620}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 157.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ti}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{5830}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 138.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{8190}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 194.47 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 157.19 + 2.1} = 1.06$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 138.43 + 2.1} = 1.11$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 194.47 + 2.1} = 0.97$$

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

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

$$\lambda = \frac{0.05 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.00196} = 10.71$$

$$\lambda f = \frac{2}{5} \cdot 10.71 = 4.28$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 34331.12}{1 + (10.71 \times 1.06)} = 3057.19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 34331.12}{1 + (10.71 \times 1.11)} = 2930.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 34331.12}{1 + (10.71 \times 0.97)} = 3315.94 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{6620 \times 4.6^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 3057.19} = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{6620 \times 460^2}{10 \times 32164.20 \times 3057.19} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{5830 \times 460^2}{10 \times 32164.20 \times 2930.16} = 0.068 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{8189 \times 460^2}{10 \times 32164.20 \times 3315.94} = 0.11 \text{ cm}$$

- **La flèche totale:**

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



$$\Delta f_t = (0.24 - 0.068) + (0.11 - 0.08) = 0.202 \text{ cm}$$

- La flèche admissible :

-

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

• Conclusion:

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.202 \text{ cm} < 0.86 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

|          | Travée | Appuis |
|----------|--------|--------|
| Sens X-X | T 10   | T 10   |
| Sens Y-Y | T 10   | T 10   |

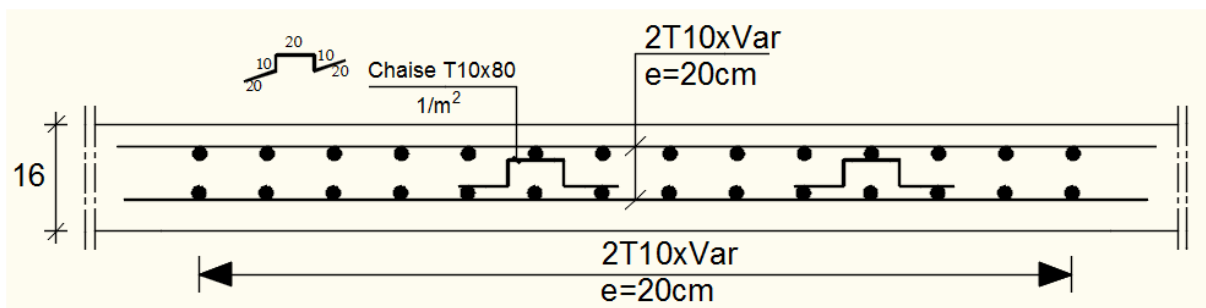


Fig.III.18 : Ferrailage de la dalle pleine.

## **Chapitre IV**

### **Etude des éléments secondaires**

### IV.1.Introduction

Ce sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.). Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble. Donc dans ce chapitre on fera l'étude de tous les éléments secondaires du bâtiment.

### IV.2- Etude des escaliers :

#### IV.2.1-Prédimensionnement des escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé type : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L0).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ )
- (7) : emmarchement.

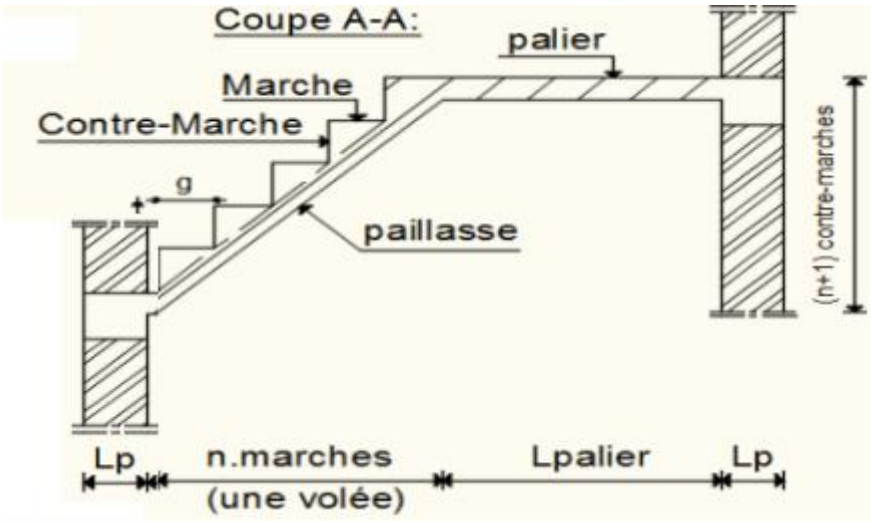


Figure.IV.01 :type d'escalier

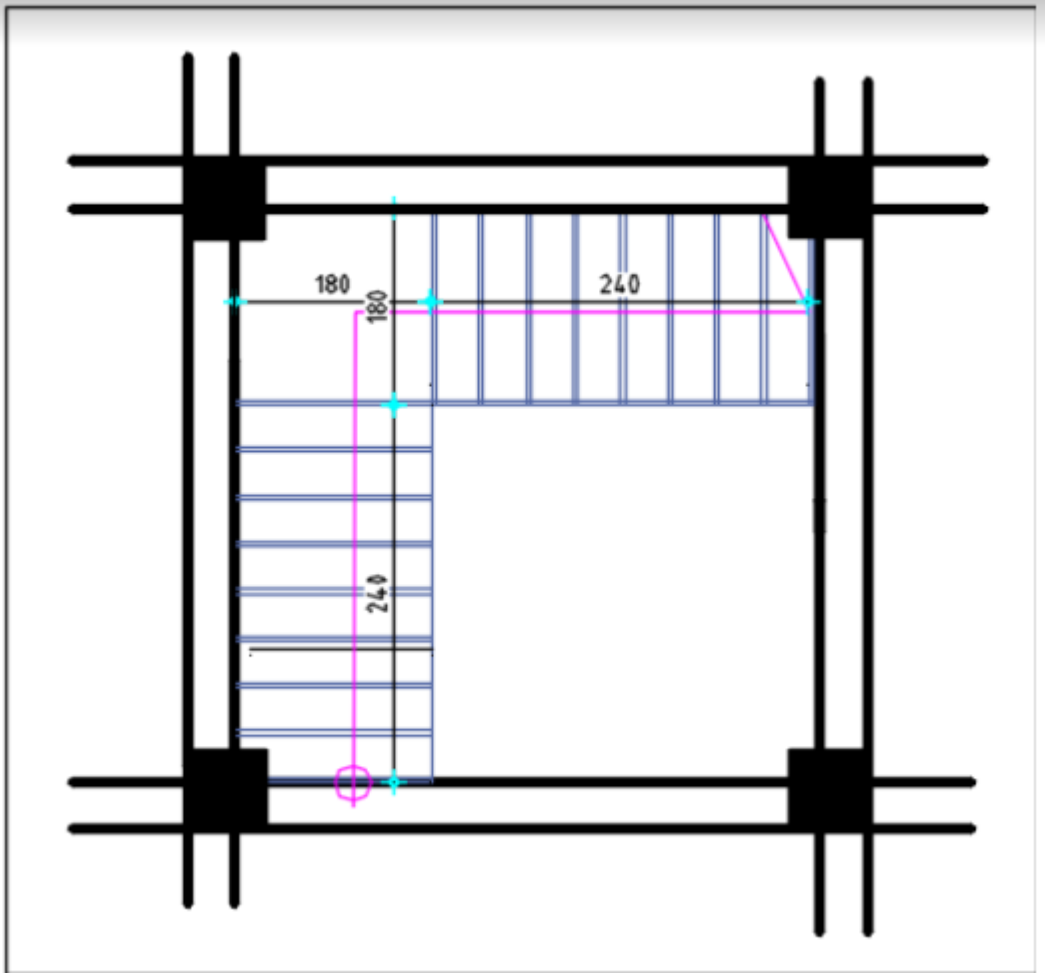


Figure.IV.02 : Type de la cage d'escalier

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}.$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

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

- **Contre marches :**

Nc: nombre de marche

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

n= N-1: nombre des marche par volées

On aura 24 contre marche

1: 9 Contre marche pour La 1ere volées n=8

2: 9 Contre marche pour La 1ere volées n=8

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

Donc  $\alpha = 29,54^\circ$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} ; L' = \frac{0,17 \times 18}{\sin 29,54} = L = 2,76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2,85 + 1,8 = 4,65 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{465}{30} < e < \frac{465}{20} \rightarrow 15,05 < e < 23,25 \text{ (cm)}$$

On prend : **ep1= 15cm.**

#### IV.2.1 -Descente de charges :

(Escalier à paillasse avec un seul palier)

**A. volée :**

**a. Charges permanentes :**

|  |                          |
|--|--------------------------|
| 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....       | 1,04 KN/m <sup>2</sup>   |
| 2- Revêtement vertical ( $1.04 \times \frac{h}{g}$ ).....                  | 0,5894 KN/m <sup>2</sup> |
| 3- Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ).....               | 1,87 KN/m <sup>2</sup>   |
| 4- Poids propre de la paillasse ( $2 \times \frac{ep1}{\cos\alpha}$ )..... | 4,31 KN/m <sup>2</sup>   |
| 5- Enduit au ciment ( $0.18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$ ).....          | 0,31 KN/m <sup>2</sup>   |

$$G1 = 8,12 \text{ KN/m}^2$$

**b. Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**c. Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q^1_u = 1,35G1 + 1,5Q1 = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = 14,72 \text{ KN/ m}^2$$

➤ **Etat limite service (ELS):**

$$q^1_{ser} = G1 + Q1 = 8,12 + 2,5 = 10,62 \text{ KN/ m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q^1_u = q1_u \times 1,00 = 14,712 \times 1,00 = 14,72 \text{ KN/mL.}$$

$$q^1_{ser} = q1_{ser} \times 1,00 = 10,62 \times 1,00 = 10,62 \text{ KN/mL}$$

**B. -Palier :**

**a. Charges permanentes :**

|   |                        |
|---|------------------------|
| 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....  | 1,04 KN/m <sup>2</sup> |
| 2- Poids propre du palier (25x ep1 ).....                             | 3,75 KN/m <sup>2</sup> |
| 3- Poids propre des marches (0,18 KN/m <sup>2</sup> /cm x1.5 cm)..... | 0,27KN/m <sup>2</sup>  |

$$\Rightarrow G2 = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

**b. Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**c. Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q2^u = 1,35G2 + 1,5Q2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,58 \text{ KN/m}^2.$$

• **Etat limite service (ELS) :**

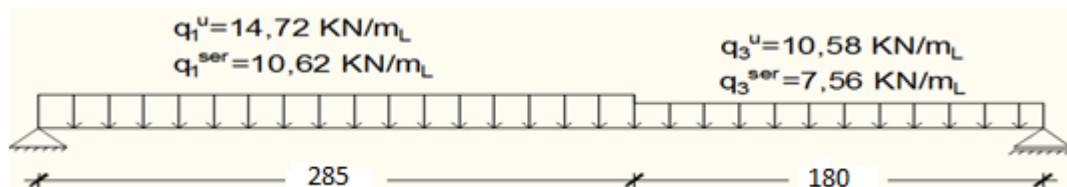
$$q2^{ser} = G2 + Q2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q2^u = q2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/mL}$$

$$q2^{ser} = q2^{ser} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/MI}$$

**Schéma statique :**



**Figure.IV.03** : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.

**Calcul des réactions :**

• **Etat limite ultime (ELU):**

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB = q1^u \times 2,85 + q3^u \times 1,80$$

$$RA + RB = 14,72 \times 2,85 + 10,58 \times 1,80 \Rightarrow RA + RB = 60,99 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q_1 u \times 2,85 \times \left(\frac{2,85}{2} + 1,80\right) + q_3 u \times 1,80 \times \frac{1,80}{2}}{5,09}$$

$$R_A = 29,95 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{q_1 u \times 3,54 \times \left(\frac{3,54}{2} + 1,55\right) + q_2 u \times 1,55 \times \left(\frac{1,55}{2} + 3,54\right)}{5,09}$$

$$R_B = 31,04 \text{ KN}$$

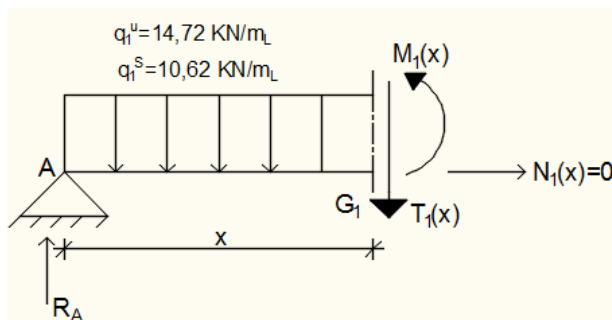


Figure.VI.04: Schéma statique pour calcul des efforts.

Equations d'équilibre :

$$\sum \mathbf{F}/\mathbf{v} = \mathbf{0} \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$T(x) = 29,95 - 14,72 x$$

$$X = 0 : T(0) = 29,95$$

$$X = 2,85 : T(2,85) = -12,00$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 29,95 x - 14,72 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(2,85) = 25,58 \text{ KN.m}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_u^{\max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 29,95 - 14,72x = 0 \Rightarrow x = \frac{29,95}{14,72} = 2,03 \text{ m}$$

$$M_u^{\max} = M(2,03) = 29,95 \times (2,03) - 14,72 \times \frac{(2,03)^2}{2} \Rightarrow M_{u\max} = 30,45 \text{ KN.m}$$



- **Moment en appuis :**

$$M_u^a = -0,2 M_u^{\max} = -6,09 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_u^t = 0,8 M_{\max u} = 24,36 \text{KN.m}$$

- **Etat limite service (ELS) :**

- Calcul des réactions :

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = 21,58 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = 39,40 \text{KN}$$

$$T(x) = R_A - q_1 \text{ ser} \cdot x$$

$$T(x) = 21,58 - 10,62 x$$

$$X = 0 : T(0) = 21,58$$

$$X = 2,85 : T(2,85) = -8,67$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \text{ ser} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 21,58 x - 10,62 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(2,85) = 18,37 \text{KN.m}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\text{ser max}} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 21,58 - 10,62x = 0 \Rightarrow x = \frac{21,58}{10,62} = 2,03 \text{KN. m}$$

$$M_{\text{ser max}} = M(2,85) = 21,58 \times (2,03) - 10,62 \times \frac{(2,03)^2}{2} \Rightarrow M_{\max} = 21,93 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M^a_{\text{ser}} = -0,2 M_{\max \text{ ser}} = -4,38 \text{KN. m}$$

- **Moment en travée :**

$$M^t_{\text{ser}} = 0,8 M_{\max \text{ ser}} = 17,54 \text{KN. m}$$

#### IV.2.3 -Calcul du ferrailage :

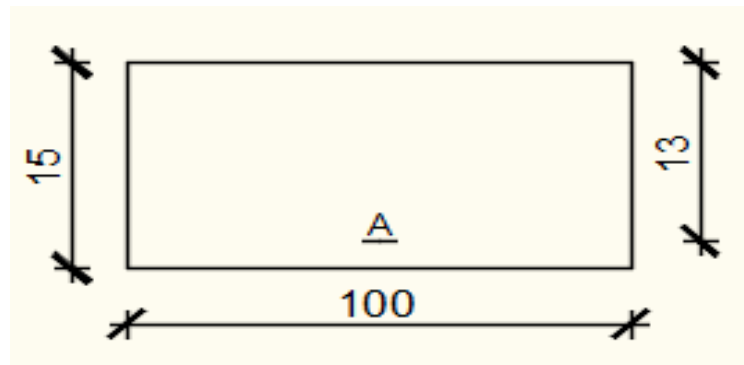


Fig.IV.05: Section de calcul de la paillasse en travée.

- En travée :
- Etat limite ultime (ELU) :

$$M^t_u = 24,36 \text{ KN. m}$$

• Vérification de l'existence des armatures Comprimées

$$\mu = \frac{M^t_u}{\sigma_b \times b \times (d)^2} = \frac{24360}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,134$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

• Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M^t_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24360}{348 \times 0,938 \times 13} = 5,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,74 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$6T12/\text{mL} \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

(T12 e = 15cm)

**En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$M^a_u = -6,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$

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

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times (d)^2} = \frac{6090}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,025$$

$\mu = 0,025 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_{ta}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6090}{348 \times 0,987 \times 13} = 1,36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A^a_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{au} = 1,36 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 \quad A = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$(T12 \quad e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M^t_{ser} = 17,54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A} \text{ Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{sert}} = \frac{24,36}{17,54} = 1,38$$

$$\alpha = 0,032 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### ❖ Conclusion

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

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{maintenues.} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront}$

### • Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

### • Choix des armatures :

$$5T10 \quad A = 3,95 \text{ cm}^2$$

. (T10 e = 20cm).

### ➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a_{ser}} = -4,38$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \sigma_{barb} = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{6,09}{4,38} = 1,39$$

$$\alpha = 0,032 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{brb} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### ❖ Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à EwLU seront maintenues.

(Aucune vérification pour ())

• **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

• Choix des armatures :

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

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

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T^u \text{ max} = 29950 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T^u \text{ max}}{b \times d} = \frac{29950}{100 \times 13 \times 100} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bru} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \tau_{bru} = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Donc : Il n'y a pas de reprise de bétonnage

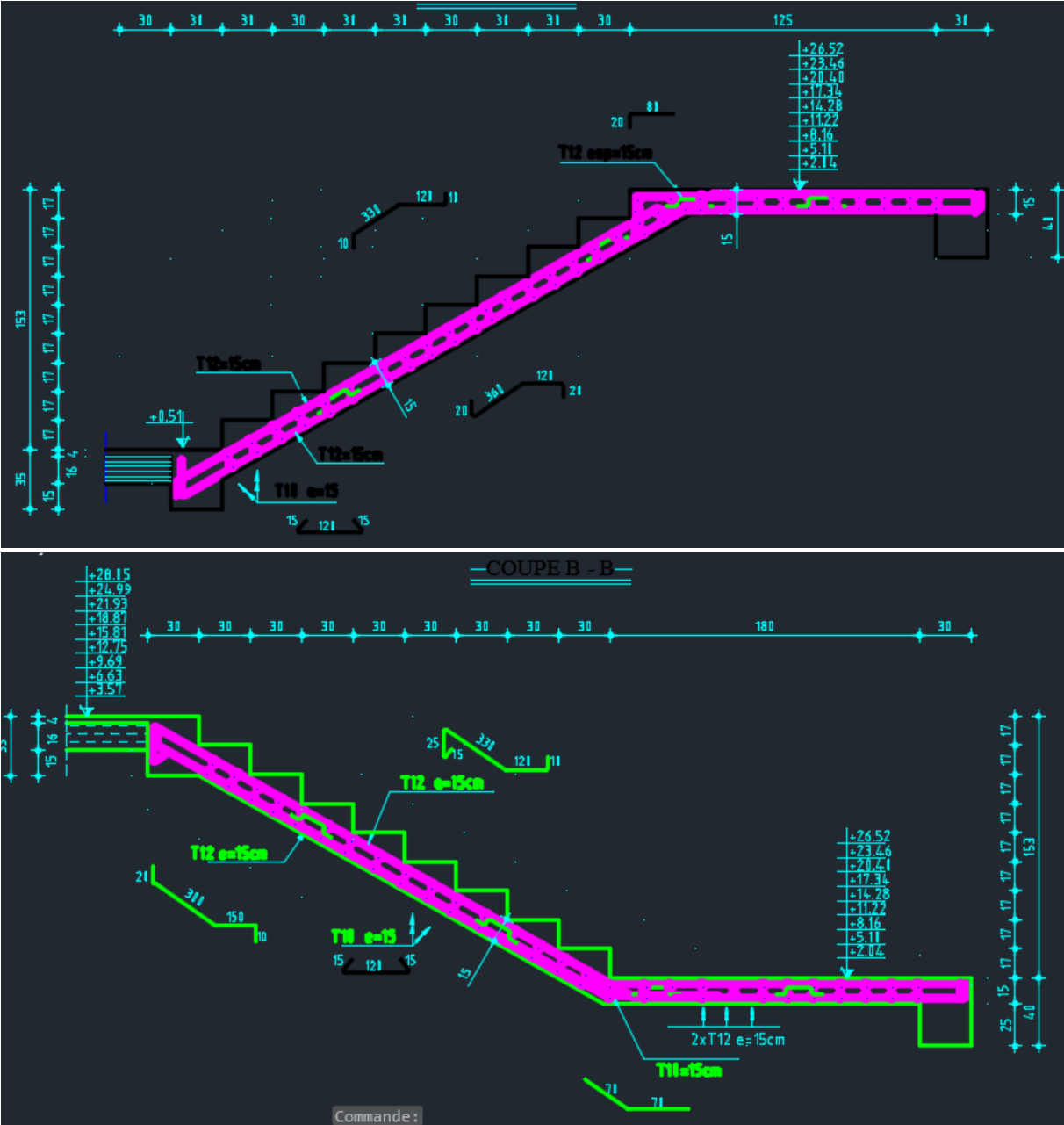
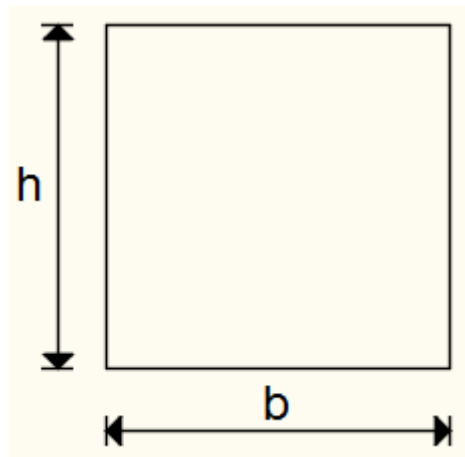


Figure.IV.06.: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

**IV.2.4 -Poutre palier:**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:



**Fig.IV.07** : Section transversale d'une poutre.

**IV.2.4.1 -Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche :

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

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre et

**b** : Largeur de la poutre.

- **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- $b \geq 20\text{cm}$  ;

- $h \geq 30\text{cm}$  et

- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

$L = 4,60 \text{ m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30,66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$

- $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$

- $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$

- **Conditions vérifiées :**

Donc; la section de la poutre palier est de dimensions **(30× 40) cm<sup>2</sup>**.

#### IV.2.4.1 -Evaluation des charges :

- **Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre palier:**

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25$$

$$g_p = 300 \text{ daN/mL}$$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

Épaisseur du mur :  $e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1,5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur libre d'étage :  $h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \frac{2,61}{2} = 357,57 \text{ daN/mL}$

#### Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 2588 \text{ daN/mL}$$

- **Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**



$$q_u = 1,35(gp + g'mur) + RB \quad q_{ser} = 1,35(300 + 337,02) + 2588$$

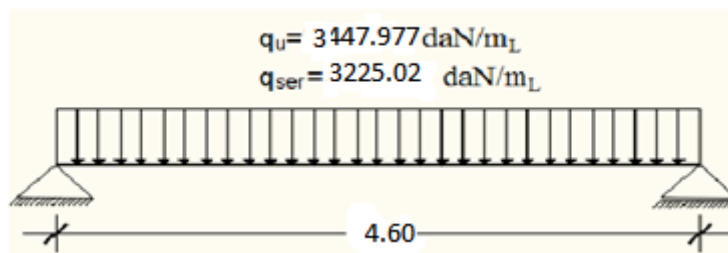
$$q_u = 3447,977 \text{ daN/mL}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_{ser} = (gp + g'mur) + RB \quad q_{ser} = (300 + 337,02) + 2588$$

$$q_{ser} = 3225,02 \text{ daN/mL}$$

• **Schéma statique :**



**Fig.IV.08 :** Schéma statique de la poutre palier.

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u^0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3447,977 \times 4,6^2}{8} = 9119,89 \text{ daN.m}$$

**En travée :**

$$M_u^t = 0,8 \times M_u^0 = 7295,91 \text{ daN.m}$$

**En appuis :**

$$M_u^a = -0,2 \times M_u^0 = -1823,98 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_{ser}^0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{3225,02 \times 4,6^2}{8} = 8530,17 \text{ daN.m}$$

**En travée :**

$$M_{ser}^t = 0,8 \times M_{ser}^0 = 6824,14 \text{ daN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{ser}^a = -0,2 \times M_{ser}^0 = -1706,03 \text{ daN.m}$$

Tableau.IV.1 : Tableau des moments

|        | ELU      | ELS      |
|--------|----------|----------|
| Travée | 7295.91  | 6824.14  |
| Appuis | -1823,98 | -1706.03 |

### 1. Calcul du ferrailage :

En travée :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M^u = 6131,17 \text{ N.m}$$

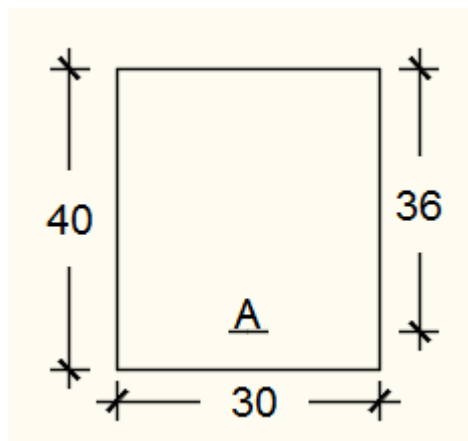


Fig.IV.09: Section de calcul de la poutre en travée.

#### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7295.91}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,132$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta S} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,177$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,928$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{72959,1}{348 \times 0,928 \times 36} = 6,3 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_{tu} = 5,20 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$6T12 \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_{t_{ser}} = 6824,14 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \lambda \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{72959,1}{6824,14} = 1,07$$

$$\alpha = 0,121 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

B. En Appuis :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M^a_u = -1823,98 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ta}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18239.8}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.042$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.983$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_{ta}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18239.8}{348 \times 0.983 \times 36} = 1.48 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{ua} = 1.48 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$M^s_a = -1706.03 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \dot{A} \Rightarrow \text{Si } \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{18239.8}{17060.3} = 1.07$$

$$\alpha = 0.121 < \frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

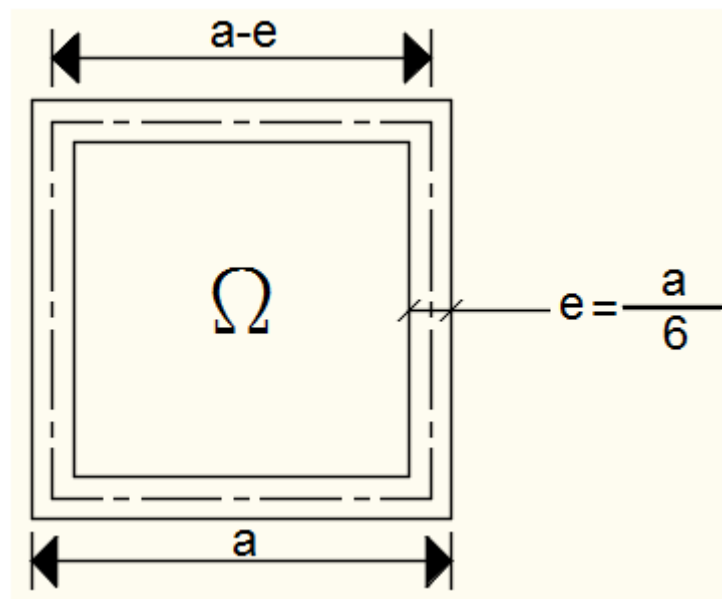
(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

- **Moment de torsion :**

$$MT/\text{marche} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{10,58 \times 1,4^2}{2} = 10,36 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$MTB = MTC = -\frac{1}{2} Mut = \frac{10,36}{2} = -5,18 \text{ KN.m}$$



**Figure. IV.10:** Section du calcul.

- Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures longitudinales :** [CBA91/A5.4.4]

En travée :

$$ATt = \frac{U \cdot Mut}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \cdot 10360}{2 \cdot 875 \cdot \frac{400}{1,15}} = 2,04 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$AT_a = \frac{U \cdot MTC}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120.5180}{2.875 \cdot \frac{400}{1,15}} = 1,02 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times u}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$AT_t = \min(ACal; A_{min}) = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$AT_a = \min(ACal; A_{min}) = 1,02 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion :**

$$AT_t + A_{t_u} = 5,20 + 2,04 = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$AT_a + A_{t_a} = 1,02 + 1,24 = 2,26 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$\text{En travée : } 6T14 \longrightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **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.

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \max = \frac{qu \times L}{2} = \frac{3475,72 \times 4.2}{2} = 7299,01 \text{ daN/Ml}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_c$$

**Avec** :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u \max = 7299,1 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

**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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_{au}}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 72990,1 + \frac{15327,4}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,11 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**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 : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$T_u \max = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{3475,72 \times 4,6}{2} = 7994,16 \text{ daN/M}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_c$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u \max = 7994,16 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

**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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_{au}}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 7994,16 + \frac{18239,8}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 0,24 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**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 : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{79941.6}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Section et écartement des armatures transversales

$A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]

• **Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235

$$\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **L'espaceur des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$  (flexion simple)

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

Donc :

$$\delta t_1 \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,67 - 0,3 \times 2,1)} = 35,988 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(32,4; 40) = 32,4 \text{ cm} \text{ [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$\delta t \leq \min(\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) = 32,4 \text{ cm}$$

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

• **Cas de torsion :**

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]



$$\tau_u = \frac{Mt_{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10360}{2 \times 875 \times 5} = 1,18 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$$\tau^2_{ut} + \tau^2_{uf} = (2,39)^2 + (0,67)^2 = 6,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = (3,34)^2 = 11,16 \text{ MPa}$$

=> Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Alors On a

:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235 =>  $4\phi_8 \text{ At} = 2,01 \text{ cm}^2$

• **L'espaceur des armatures transversales :**

$$\delta t \leq \frac{2 \times \Omega \times \text{At}}{M_{ut}} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2,01}{10360} \times \frac{235}{1,15} = 69,38 \text{ cm}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times \delta t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 69,38}{235} = 0,59$$

**Donc :**

On adopte  $\delta t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$\delta t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

### IV.3 - Etude des balcons :

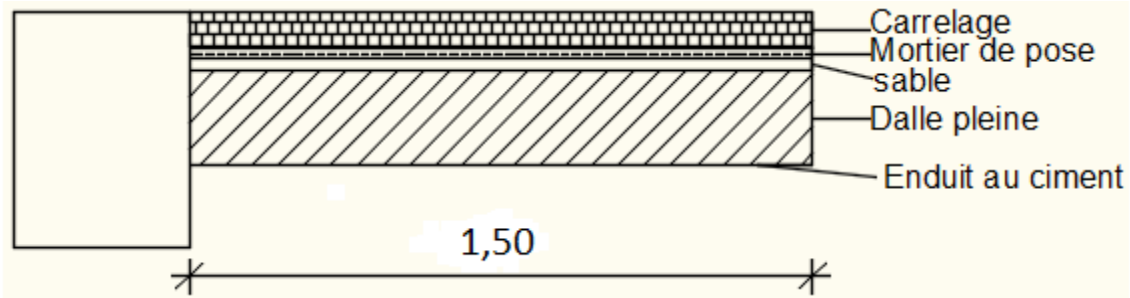
Les balcons sont considérés comme étant encastés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée

de  $L = 1,50 \text{ m}$  et  $L = 0,90 \text{ m}$

**Type 1 :**



**Type 2 :**

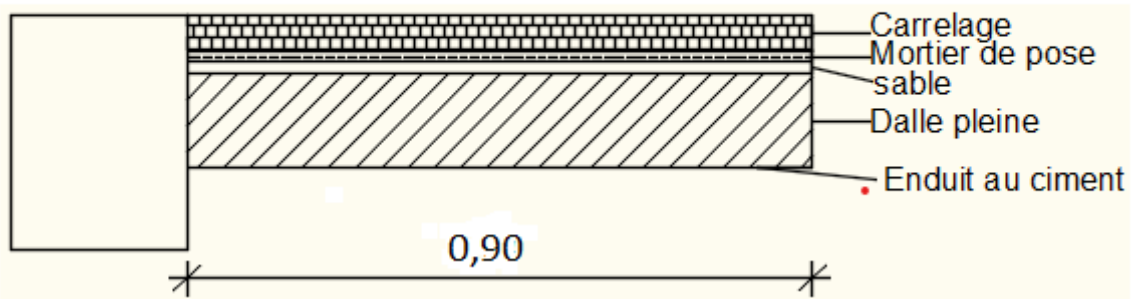


Figure .IV.11 : Coupe sur les deux balcons.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend  $h_d = 15 \text{ cm}$

**IV.3.1 -Descente de charges :**

• **Charges permanentes :**

|  |                           |
|--|---------------------------|
| Carrelage + mortier de pose +sable .....                 | 1,04 [KN/m <sup>2</sup> ] |
| Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 .....          | 3,75 [KN/m <sup>2</sup> ] |
| Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m <sup>2</sup> /cm)..... | 0,27 [KN/m <sup>2</sup> ] |

**G =5,06 [KN/m<sup>2</sup>]**

Pour une bande de 1 m de largeur :  $G = G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/mL}$

• **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur :  $q = Q \times 1,00 = 1,5 \text{ KN/mL}$

• **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:  $e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur:  $h = 3,06 - 0,15 = 2,91 \text{ m}$

$$P = 2,74 \times 2,91 = 7,97 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{P = 7,97 \text{ KN}}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ( $a = 1 \text{ cm}$ )

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varphi_{\max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 10 \text{ mm}$$

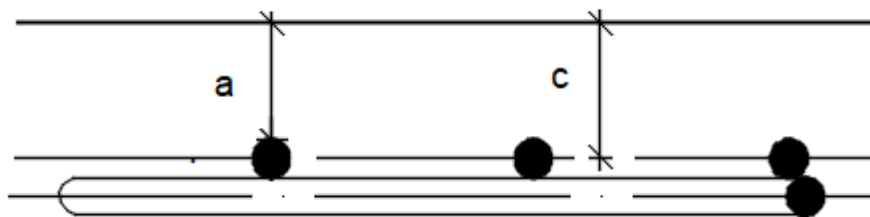


Fig.IV.12 : Enrobage.

• **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \rightarrow C = (10 + \frac{10}{2}) = 15 \text{ mm}$$

• **Hauteur utile :**

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

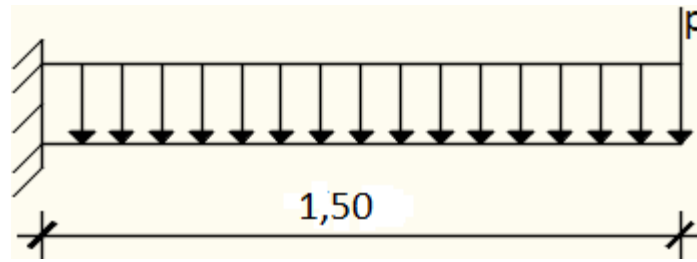


Fig.IV.13 : Schéma statique du balcon type

•Moments fléchissant :

➤Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = - [ 1,35G+1,5q ] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = M_u = - [ 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,50 ] \times \frac{1,50^2}{2} - 1,35 \times 7,97 \times 1,50 \times 1,00$$

$$M_u = -26,35 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{se} = - [ G+q ] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{ser} = - [ 5,06 + 1,50 ] \times \frac{1,50^2}{2} - 7,97 \times 1,5 \times 1,00$$

$$M_{ser} = -19,33 \text{ KN.m}$$

1. Calcul du ferrailage :

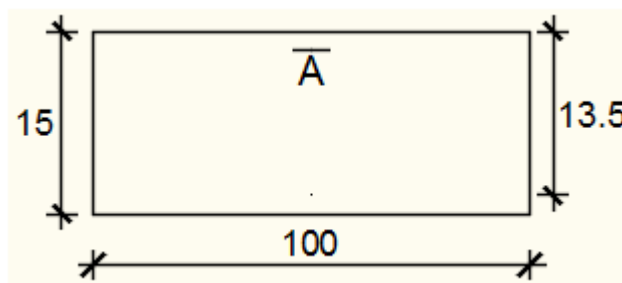


Fig.IV.14 : Section de calcul.

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 29730 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26350}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,134$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{26350}{348 \times 0,946 \times 13,5} = 5,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,93 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$6\text{T}12/\text{mL} \quad \rightarrow \quad A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \text{ e} = 15 \text{ cm})$$

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

$$M_{\text{ser}} = 19330 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{26350}{19330} = 1,36$$

$$\alpha = 0,151 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

(Aucune vérification pour ( $\sigma$ ))

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,69 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T8 e = 20cm)

**2. Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{u\max} = [1,35G + 1,5q] + 1,35 \times P$$

$$T_{u\max} = [1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,50] + 1,35 \times 7,97$$

$$T_{u\max} = 19,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{19590}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,15 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \longrightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**3. Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{hd}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,005 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

**Conclusion :**

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Type 2 :**

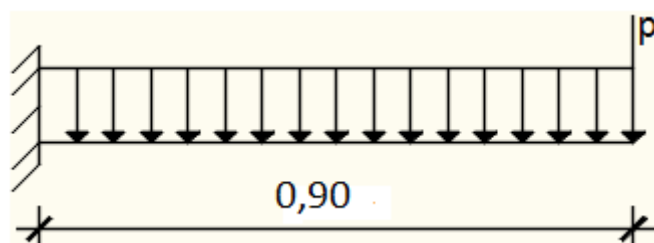


Figure.IV.15 : Schéma statique du balcon type2.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend  $h_d = 15 \text{ cm}$

**IV.3.5 -Descente de charges :**• **Charges permanentes :**

$$G = 5,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Pour une bande de 1 m de largeur :  $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ [KN/ml]}$

• **Surcharges d'exploitation**

Balcon pour locaux à usage habitation :  **$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$**

Pour une bande de 1 m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,50 \text{ KN/ml}$ .

• **la charge due au poids du mur :**

La charge due due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:  $e = 30 \text{ cm}$

$$G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$$

Hauteur du mur:  $h = 1,10 \text{ m}$

$$P = 2,74 \times 1,50 = 4,11 \text{ KN } \mathbf{P = 4,11 \text{ KN}}$$

• **Moments fléchissant :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.)**

$$M_u = - [ 1,35G + 1,5q ] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = M_u = - [ 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50 ] \times \frac{0,90^2}{2} - 1,35 \times 7,97 \times 0,90 \times 1,00$$

$$M_u = -9,886 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_u = - [ G + q ] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{ser} = - [ 5,06 + 3,50 ] \times \frac{0,90^2}{2} - 4,11 \times 0,9 \times 1,00$$

$$M_{ser} = -7,166 \text{ KN.m}$$

#### IV.3.6 - Calcul du ferrailage :

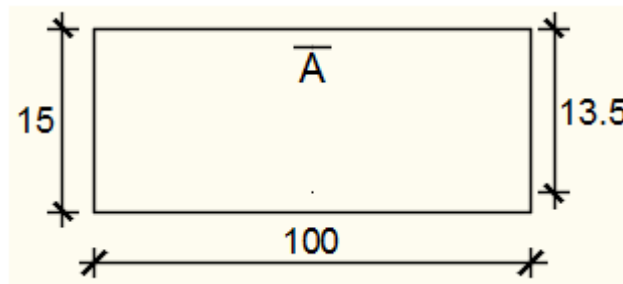


Fig.IV.16 : Section de calcul.

#### ➤Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 9886 \text{ N.m}$$

#### •Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9886}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

#### • Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d \times x} = \frac{9886}{348 \times 0,980 \times 13,5} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Pour la dalle : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### •Choix des armatures :

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

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

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



$$M_{ser} = 7166 \text{ N.m}$$

Fissuration est considérée comme Fissuration préjudiciable.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times dx \times D = 2 \times 13,5 \times 0,59 = 15,93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,93} = 3,45 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times (3,45)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,45)^2 = 7322,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7166}{7322,88} = 0,97$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,97 \times (13,5 - 3,45) = 146,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

=> le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \quad A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T8 e = 20cm)

**IV.3.7 - Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u \max = [1,35G + 1,5q] \times -1,35 \times P + L$$

$$T_u \max = [1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50] \times 0,90 + 1,35 \times 4,11$$

$$T_u \max = 16,421 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{16421}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

#### IV.3.8 -Vérification de la flèche :

##### • Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{hd}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{2}{f_{fe}} = 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

#### Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### IV. 4- Etude de l'acrotère :

##### IV.4.1- Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher soumise à son poids (WP) et une charge horizontale dû à la main courante (Fp).

- ✓Le rôle de l'acrotère :
- ✓Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓Donne un aspect esthétique et
- ✓Protection des personnes

Pour une terrasse inaccessible; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur

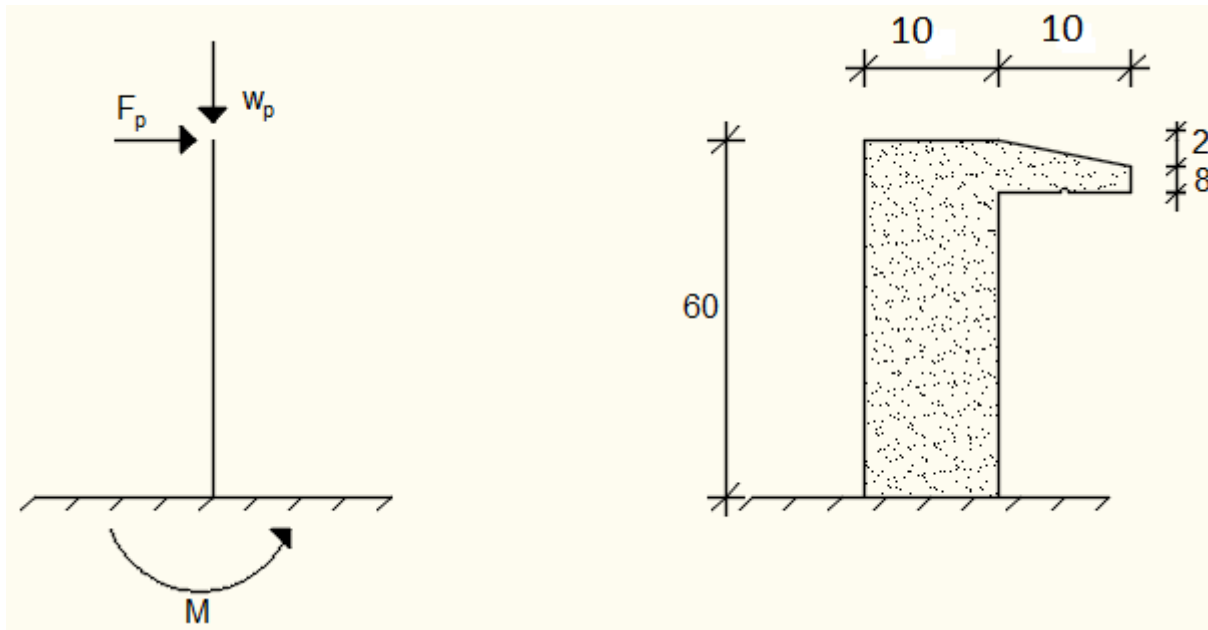


Fig.IV.17: Dimension de l'acrotère et schéma statique.

#### IV.4. 2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $N$  et d'un moment de flexion à la base. L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### IV.4.3- Détermination des sollicitations :

le poids propre : **WP**

**WP** : Poids de l'élément considéré.

$$WP = V \cdot b = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (\frac{0.1 \times 0.02}{2})] \times 1 \times 25 \quad WP = 1,73 \text{ KN.}$$

La force horizontale: FP RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3

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

Avec :

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

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

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$  (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$  (Elément en console).

$FP = 4 \cdot 0.15 \cdot 8 \cdot 1.73$

$FP = 0.83 \text{ KN}$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

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

$$\begin{cases} N_u = 1,35 W_p \\ M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,73 \\ M_u = 1,5 \times 0,83 \times 0,6 \end{cases} \begin{cases} N_u = 2,33 \text{ KN} \\ M_u = 0,747 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

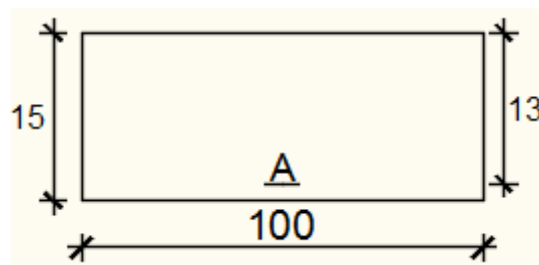
$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \begin{cases} N_{ser} = 1,73 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1 m de largeur; la section de calcul est  $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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



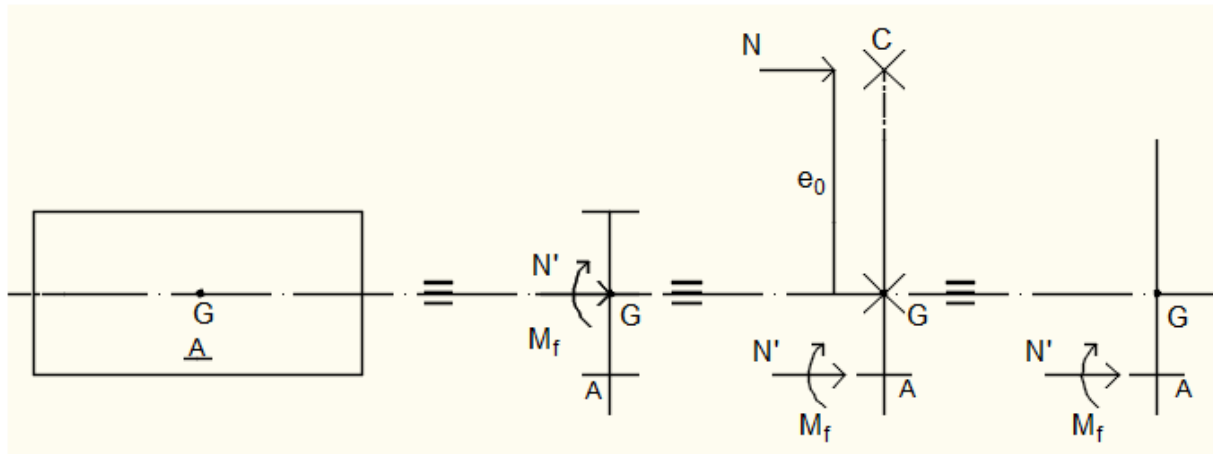
**Fig.IV.18:** Section de calcul.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,747}{2,33} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

L'effort normal de compression  $N$  est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue



**Fig.IV.19:** Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 2,33 \times \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,8155 \text{ KN. m}$$

#### IV.4.3 -Vérification de l'existence des armatures comprimées

##### ➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u^f = 815,5 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{815,5}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,00315$$

$$\mu = 0,00315 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,00394$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{815,5}{348 \times 0,998 \times 13} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,18 - \frac{2330}{100 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

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

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

$e \min(25 ; 215) \text{ cm}$  Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8/\text{mL} \quad \longrightarrow \quad A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$(T8 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm}).$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,49}{1,73} = 0,28 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

**Donc :**

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\longrightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C)

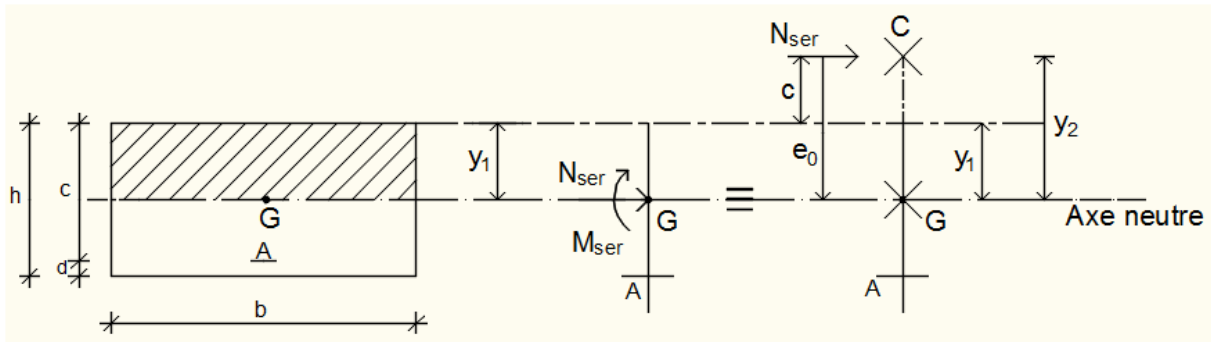


Fig.IV.20: Position de centre de pression.02

C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

$c$  : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à la fibre la

Plus comprimée ( $c < 0$ ) ;

$y_2$  : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à

L'axe neutre ( $y_2 > 0$ ) ;

$y_1$  : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

Calcul des contraintes

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 28 - \frac{10}{2} = 23 \text{ cm} \rightarrow c = -23 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3.39 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm avec } \dot{A} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-23)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 23) = -1459,66$$

$$q = -2 \times (-23)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 23)^2 = -5641,95$$

$y_2$  : est la racine de l'équation :  $y^3 + p \cdot y + q = 0$   $y^3 - 1459,66 y + 5641,95 = 0$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (5641,95)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1459,66)^3 < 0$$

$$\Delta < 0 = \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 5641,95}{2 \times -1459,66} \times \sqrt{\frac{-3}{-1459,66}} = -0,26 = \varphi = 105,07^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \times 2 \times \sqrt{\frac{1459,66}{3}} = 44,11 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 44,11 \times \cos(105,07/3) = 36,12 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -39,98 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 3,86 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine  $y_2$  est prise telle que ;  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 25,63 - 21,5 = 4,13 \leq 10 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_{12}^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (4,13)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1730}{100 \times 329,96} = 0,052$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,15 \times 4,13 = 0,062 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (13 - 4,12) = 19,96 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

Avec : FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_e = 400$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ Mpa}$$

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

• **Conclusion:**



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

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**Donc:**

Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues

#### IV.4.4 - Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u,max} = 1,5.FP = 1,5 \times 0,83 = 1,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b.d} = \frac{1250}{100 \times 13 \times 100} = 0,009 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**Donc:**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Remarque:**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

# Chapitre V

## Etude de l'ascenseur



## V.1- Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs, ...etc.) Ou autre (balcon escaliers, acrotère, ...etc.).

### Exigence de comportement :

Le calcul des éléments non structuraux passe souvent pour secondaire, alors que leurs destructions présentent parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers, chute de balcons, chute de parement de façade, etc....).

Lors d'un séisme d'une certaine importance, les éléments non structuraux peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Leur présence peut influencer sur le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle.

Ainsi, ils doivent supporter sans dommages inacceptables les déformations de la structure à laquelle ils sont fixés.

Ainsi, les éléments non structuraux deviennent provisoirement porteurs d'où le risque de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques.

## V.2-Etude de l'ascenseur

### V.2.1 -Introduction

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

Vue le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire afin d'assurer le confort et le bien être des usagers (le règlement français NF. P82.280 impose l'implantation d'un ascenseur dans les immeubles à plus de 5 étages).

Un ascenseur est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage ;
- La cabine ou la benne ;
- Le contre poids.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier.

- La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie du treuil.
- Le choix à été porté d'après la norme NF-P82.208 (tableau, ascenseur et monte-charge P.56) sur un ascenseur de charge nominale de : 630kg, caractérisé par une sur face utile maximale de :  $1,66 \text{ m}^2$ , transportant 8 personnes au maximum avec une vitesse de  $1,2 \text{ m/s}$ .
- Les dimensions de l'ascenseur selon (NF82.209) sont les suivantes :
  - Largeur de la cabine  $L_C = 1,6 \text{ m}$ .
  - Profondeur de la cabine  $P_C = 1,3 \text{ m}$ .
  - Hauteur de la cabine  $H_C = 2,2 \text{ m}$ .
  - Largeur de passage libre  $B_t = 0,8 \text{ m}$ .
  - Hauteur de passage libre  $H_t = 2 \text{ m}$ .
  - Hauteur de course  $H_t = 49,30 \text{ m}$ .

### V.3- Evaluation des charges

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

#### a. La masse de la surface totale des côtés :

Surface latérale :  $S_1 = (2P_C + L_C).H_C = (2.1,3 + 1,6).2,2 = 9,24 \text{ m}^2$ .

$$M_1 = 11,5.9,24 = 106,26 \text{ kg}$$

Cette masse doit être majorée de 10% d'ou :

$$M_1 = 1,1.106,26 = 116,87 \text{ kg}$$

#### b. La masse du plancher :

Surface du plancher:  $S_2 = 1,3.1,6 = 2,08 \text{ m}^2$ .

$$M_2 = 110.2,08 = 228,8 \text{ kg}$$

#### c. La masse du toit :

La masse du toit à raison de  $20 \text{ daN/m}^2$

Surface du toit  $S_3 = 2,08m^2$ .

$$M_3 = 20.1,54 = 41,6kg$$

**d. La masse de l'arcade :**

$$M_4 = 60 + (80.1,6) = 188kg.$$

**e. La masse du parachute :**

$$M_5 = 100kg.$$

**f. La masse des accessoires :**

$$M_6 = 80kg.$$

**g. La masse des poulies de mouflage :**

$$M_7 = 30.2 = 60kg$$

**h. La masse de la porte de cabine :**

$$S_8 = 0,8.2 = 1,6m^2$$

$$M_8 = 80 + 25.1,6 = 120kg$$

Le poids mort total =  $P_m = \sum M_i = 935,27kg$ .

✓ Masse du contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 935,27 + \frac{630}{2} = 1250,27kg$ .

✓ Masse du treuil en haut + moteur :  $P = 1200kg$ .

• **Choix des câbles**

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de mouflage (m) (deux brins), donc  $m = 2$ .

$$\begin{cases} C_r = C_r(d'un\ cable).n.m & (1) \\ C_r = C_s.M & (2) \end{cases}$$

$C_s$  : Coefficient de sécurité qui doit être au minimal égal à 12(NF-P82.210).

M : La somme de la charge utile Q, le poids mort P<sub>m</sub>.

$$\text{Donc } C_r = 12.(630 + 935,27) = 18783,24kg \quad \text{Eq(2)}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est 0,85

$$C_r = \frac{18783,24}{0,85} = 22097,92kg$$

La norme NF.P 82-210 impose un rapport  $\frac{D}{d}$  entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'aux mains égale à quel que soit le nombre de trous

$$d = \frac{D}{45} \quad \text{Avec (D) variant de 400 à 800 mm.}$$

On prend :  $D = 450mm$

$$\text{Donc : } d = \frac{450}{45} = 10mm$$

**Tableau .V.01:** Caractéristiques des câbles.

| Diamètre des câbles<br>[mm] | Diamètres des fils<br>[mm] | Section<br>[mm <sup>2</sup> ] | Masse linéaire<br>M <sub>L</sub><br>[daN/m] | Charge admissible totale<br>C <sub>r</sub> [daN] |
|-----------------------------|----------------------------|-------------------------------|---|--|
| 7.87                        | 0.5                        | 21.05                         | 0.203                                       | 3223   |
| 9.45                        | 0.6                        | 30.26                         | 0.293                                       | 4650   |
| 11.00                       | 0.7                        | 41.27                         | 0.396                                       | 6232   |
| 12.6                        | 0.8                        | 53.34                         | 0.515                                       | 8152   |
| 14.2                        | 0.9                        | 67.98                         | 0.656                                       | 10805  |
| 15.5                        | 1.0                        | 83.84                         | 0.810                                       | 12830  |

D'après **Tableau** , on prend  $d = 9,45$  qui a une masse linéaire de  $0,293$  et une charge admissible totale de  $C_{rl} = 4650kg$  .

De la relation (1) :

$$n = \frac{C_r}{C_{rl(d'un\ cable)}} = \frac{22097,92}{4650.2} = 2,37 \quad \text{soit 3 Câbles.}$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc  $n = 4$

La masse des câbles:  $M_c = 4.0,293.49,3 = 57,78kg$

- **Charge totale permanente**

$$G = P_p + P_m + M_c + P = 1250,27 + 935,27 + 57,78 + 1200 = 3443,32kg$$

$$G = 3443,32kg.$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 630kg.$$

- **Combinaisons fondamentales**

- **ELUR :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3443.32 + 1.5 \times 630 = 5593.48 \text{ daN.}$$

- **ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 3443.32 + 630 = 4073.32 \text{ daN.}$$

**a. Vérification au poinçonnement**

IL est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis).

On à une condition dite de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.P.125)}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen calculé.

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$Q_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U. R

La force F concentrée développe un effort tranchant  $Q_u$  (de cisaillement) en charge point de la dalle :

$$\Rightarrow Q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{5593,48}{4} = 1398,37kg$$

• **Épaisseur de la dalle :**

$$e = h \geq \max(e_1; e_2; e_3)$$

Avec :

$$e_1 \geq \frac{Lx + Ly}{0.9} = \frac{160 + 170}{0.9} = 3.67cm$$

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e_2 \leq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow \frac{170}{30} \leq e_2 \leq \frac{170}{20}$$

$$11 \leq e_3 \leq 17.5$$

Donc :  $e \geq \max(3.67; 7; 15)cm \rightarrow$  la dalle pleine sera de 15 cm d'épaisseur.

Si :  $q_a'' = \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow$  : les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Avec :

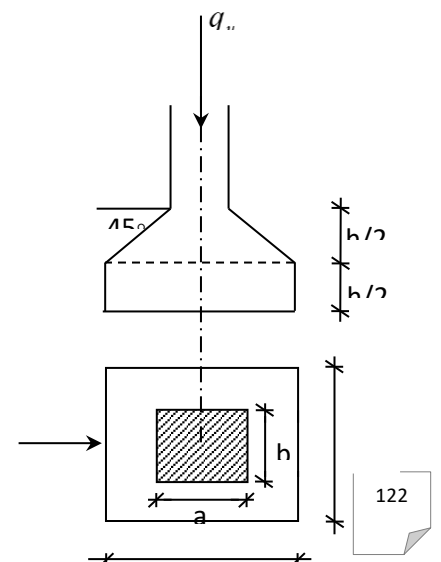
$q_a''$  : Charge ultime pour chaque appui ;

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

$h$  : Épaisseur de la dalle de l'ascenseur égale à 15 cm ;

$U, V$  : représentent les côtes du rectangle ( $U // Lx$  et  $V // Ly$ )

La section d'appui est de  $(10.10) cm^2$





**Figure .V.01:** Schéma de la surface d'impact

Les dimensions  $u$  et  $v$  du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle avec un angle d'incidence de  $45^\circ$

$$\begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm.}$$

$$u_c = 2(u + v) = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 1000 \cdot 150 \cdot \frac{30}{1,5} = 135000 \text{ N} = 13500 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow Q_u = 1398,37 \text{ kg} < 13500 \text{ kg.}$$

La dalle résiste au poinçonnement, et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

### b. Calcul des sollicitations

- Sous charge concentrée

Soit  $P$  la charge totale appliquée sur un rectangle centre au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent au moyen d'abaques ; obtenus par la méthode de (PIGEAUD). Ces abaques de PIGEAUD nous donnent les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  selon les

rappports  $\frac{l_x}{l_y}, \frac{u}{l_x}$  et  $\frac{v}{l_y}$  pour chaque rectangle

$$\text{à l'E.L.U.R : } v = 0 : \begin{cases} M_{xu} = M_1 \cdot P_u \\ M_{yu} = M_2 \cdot P_u \end{cases}$$

$$\text{à l'E.L.S : } v = 0,2 : \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2M_2) \cdot P_{ser} \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2M_1) \cdot P_{ser} \end{cases}$$

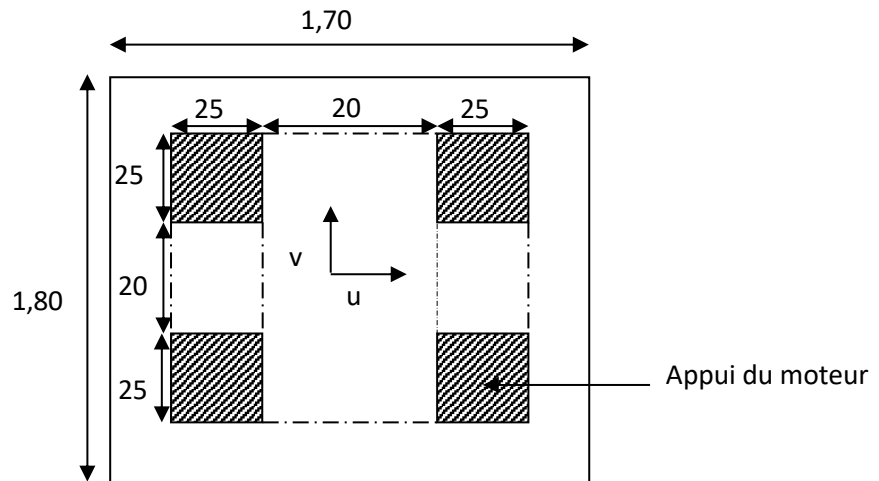
### ➤ l'E.L.U. R :

On a 4 charges concentrées sur 4 appuis. On adopte donc le système superposition et le rectangle de répartition sur chaque charge est :  $u \times v$ .

La charge au m<sup>2</sup> sera :  $P' = \frac{P}{v.u}$  avec :  $P = Q_u = 1309,81kg$ .

$$P' = \frac{1398,37}{0,25 \cdot 0,25} = 22373,92 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 1,70m \\ l_y = 1,60m \end{cases}$$



Puisque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

On divise un rectangle fictif donnant les charges symétriques :

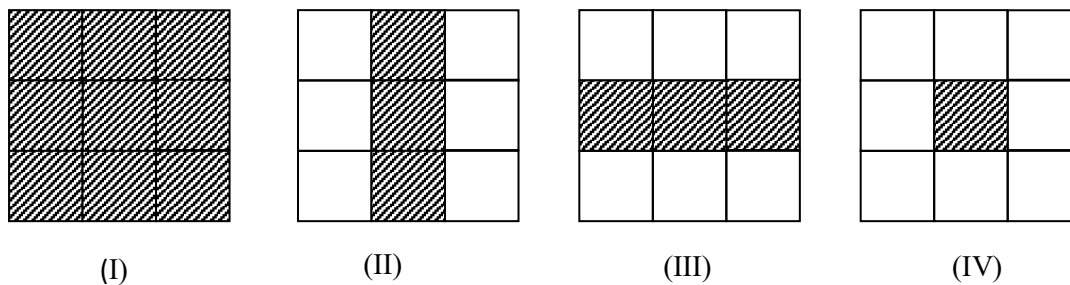


Figure.V.02 : Schéma pour le calcul des moments des charges localisées

Les moments seront :

$$\begin{cases} M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV} \\ M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV} \end{cases}$$

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94$$

- Calcul des moments

Tableau.V.02 :Les moments dus à la charge concentrée à l'ELU.

| Rectangl<br>e | U<br>(m) | V<br>(m) | $\frac{u}{Lx}$ | $\frac{v}{Ly}$ | M <sub>1</sub> | M <sub>2</sub> | S<br>(m <sup>2</sup><br>) | P <sup>2</sup> =P.S<br>(Kg) | Mx<br>(Kg.m) | My<br>(Kg.m) |
|---------------|----------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------------|-----------------------------|--------------|--------------|
| I             | 0,7<br>0 | 0,7<br>0 | 0,4<br>1       | 0,3<br>9       | 0,12<br>1      | 0,09<br>7      | 0,49                      | 10963,2<br>2                | 1326,5<br>5  | 1063,4<br>3  |
| II            | 0,2<br>0 | 0,7<br>0 | 0,1<br>2       | 0,3<br>9       | 0,17<br>7      | 0,13<br>1      | 0,14                      | 3132,35                     | 554,43       | 410,34       |
| III           | 0,7<br>0 | 0,2<br>0 | 0,4<br>1       | 0,1<br>1       | 0,12<br>8      | 0,13<br>5      | 0,14                      | 3132,35                     | 400,94       | 422,87       |
| VI            | 0,2<br>0 | 0,2<br>0 | 0,1<br>2       | 0,1<br>1       | 0,23<br>5      | 0,20<br>8      | 0,04                      | 894,96                      | 210,32       | 186,15       |

$$\begin{cases} M_{xc} = 1326,55 - 554,43 - 400,94 + 210,32 = 581,5 \text{ dan.m} \\ M_{yc} = 1063,43 - 410,34 - 422,87 + 186,15 = 416,37 \text{ dan.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xc} = 5815,0 \text{ N.m} \\ M_{yc} = 4163,7 \text{ N.m} \end{cases}$$

- **Sous charge répartie**

Le poids propre de la dalle ( $e=15\text{cm}$ )  $G = 0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ dan/m}^2$

La dalle machine non accessible  $P = 100 \text{ dan/m}^2$

$$Q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P = (1,35 \cdot 375 + 1,5 \cdot 100) \cdot 1 = 656,25 \text{ dan/ml}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,7}{1,8} = 0,94 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8667 \end{cases}$$

- Dans le sens de la petite portée  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_x = 656,25 \cdot 0,0447 \cdot 1,7^2 = 84,78 \text{ dan.m} \\ M_y = 84,78 \cdot 0,8667 = 73,48 \text{ dan.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 847,8 \text{ N.m} \\ M_y = 734,8 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} + M_x = 5815,0 + 847,8 = 6662,8 \text{ N.m} \\ M_{yt} = M_{yc} + M_y = 4163,7 + 743,8 = 4907,5 \text{ N.m} \end{cases}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{xt} = 4997,1 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{yt} = 3680,63 \text{ N.m}$$

- **En appui**

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{xt} = -3331,4 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{yt} = -2453,75 \text{ N.m}$$

➤ **(E L S) :**

- **Sous charge concentrée**

$$Q_{ser} = G + q = 4073,32 \text{ dan.}$$

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = 1018,3 \text{ dan.}$$

$$P_{ser} = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{1018,31}{0,25^2} = 16292,92 \text{ dan/m}^2.$$

**Pour une bande de 1 ml :**  $P = 16292,92 \text{ dan/m}^2$

$$\text{On a } v = 0,2 \text{ à l'E.L.S} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \cdot P' \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \cdot P' \end{cases}$$

Avec  $P' = P_{ser} \cdot S_+$

**Tableau V.03:** les moments dus à la charge concentrée à l'ELS.

| Rectangles | $\frac{u}{L_x}$ | $\frac{v}{L_y}$ | $M_1$ | $M_2$ | S<br>(m <sup>2</sup> ) | P'=P.S<br>(Kg) | Mx<br>(Kg.m) | My<br>(Kg.m) |
|------------|-----------------|-----------------|-------|-------|------------------------|----------------|--------------|--------------|
| <b>I</b>   | 0,41            | 0,39            | 0,121 | 0,097 | 0,49                   | 7983,53        | 1120,89      | 967,60       |
| <b>II</b>  | 0,12            | 0,39            | 0,177 | 0,131 | 0,14                   | 2281,01        | 463,50       | 379,56       |
| <b>III</b> | 0,41            | 0,11            | 0,128 | 0,135 | 0,14                   | 2281,01        | 353,56       | 366,36       |
| <b>VI</b>  | 0,12            | 0,11            | 0,235 | 0,208 | 0,04                   | 651,72         | 180,27       | 166,19       |

Donc :  $M_{xc} = 481,10 \text{ dan.m}$

$M_{yc} = 387,90 \text{ dan.m}$

- **Charge répartie**

$$Q_{ser} = G + P = 375 + 100 = 475 \text{ dan/ml}$$

Pour une bande d'un mètre  $q_{ser} = 475 \text{ dan/ml}$

$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8667 \end{cases}$$

- Dans le sens de la petite portée  $M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_{tx} = 61,36 + 481,10 = 542,46 \text{ dan.m} \\ M_{ty} = 53,18 + 387,90 = 441,08 \text{ dan.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 406,85 \text{ dan.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 330,81 \text{ dan.m}$$

- **En appui**

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 271,23 \text{ dan.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 220,54 \text{ dan.m}$$

#### V.4- Ferrailage de la dalle :

##### ➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

##### Sens X-X /

##### • En travée :

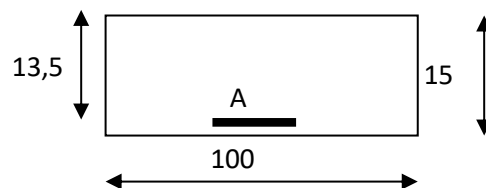
$$M_t = 4997,1 \text{ N.m} ; d_x = 13,5 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4997,1}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 17} = 0,016 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta.d_x \cdot \sigma_s} = \frac{4997,1}{0,992 \cdot 13,5 \cdot 435} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



##### • Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d_x \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,4}{500} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

##### • Armatures finales /

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,86; 1,49) = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Le choix : } A_{tx} = 5T10/m = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $St = 20 \text{ cm}$

##### • En appui :

$$M_{ax} = 3331,4 N.m$$

$$\mu = \frac{3331,4}{100.13,5^2.17} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{ux} = \frac{3331,4}{0,994.13,5.435} = 0,57 \text{ cm}^2/ml$$

- **Armatures finales**

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,57; 1,49) = 1,49 \text{ cm}^2/ml. \text{ Le choix : } A_{tx} = 5T10/m = 3,92 \text{ cm}^2/ml$$

Avec  $St = 20cm$

**Sens Y-Y :**

$$d_y = d_x - 1cm = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm.}$$

- **En travée**

$$M_y = 3680,63 N.m$$

$$\mu = \frac{M_y}{b.d_y^2.\sigma_{bc}} = \frac{3680,63}{100.12,5^2.17} = 0,014 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 0,017$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_{uy} = \frac{M_y}{\beta.d_y.\sigma_s} = \frac{3680,63}{0,993.12,5.435} = 0,68 \text{ cm}^2/ml$$

- **Armatures finales**

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,68; 1,49) = 1,49 \text{ cm}^2/ml. \text{ Le choix : } A_{tx} = 5T10/m = 3,92 \text{ cm}^2/ml$$

Avec  $St = 20cm$

- **En appui**

$$M_{ay} = 2453,75 N.m$$

$$\mu = \frac{2453,75}{100.12,5^2.17} = 0,009 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,012$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_{uy} = \frac{2453,75}{0,995.12,5.435} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Armatures finales :**

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,45; 1,49) = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Le choix : } A_{tx} = 5T10/m = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $St = 20 \text{ cm}$

➤ **(E LS) :**

**Sens X-X/**

- **En travée**  $M_{ser} = 406,85 \text{ dan.m}$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcule  $A_{ser}$ .

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,4}\right) = 215,56 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{406,85 \cdot 10}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 215,56} = 0,0010$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,03$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,96 \Rightarrow \varphi = 16,26^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,156$$

$$K_1 = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 81,15$$



$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = 2,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left( 1 - \frac{\alpha_l}{3} \right) = 0,948$$

$$A_{f.s}^{ser} = \frac{M_{serA}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{406,85 \cdot 10}{0,948 \cdot 13,5 \cdot 215,56} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_u$$

- **En appui :**

$$M_{sera} = 271,23 \text{ dan.m}$$

$$\mu_1 = 0,00069 ; \lambda = 1,020 ; \varphi = 13,90^\circ ; \alpha_1 = 0,135 ; K_1 = 96,11$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = 0,955$$

$$A^{sera} = \frac{M_{serA}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{241,23 \cdot 10}{0,955 \cdot 13,5 \cdot 215,56} = 0,87 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_u$$

⇒ Les armatures calculées à l'E.L.U. R conviennent

### Sens Y-Y :

Puisque' on a les mêmes armatures qu'elles calculées dans le sens X, on aboutit à la même conclusion.

### V.5- Vérification à l'effort tranchant

- **Sens X-X :**

$$T_{\max}^x = q \cdot \frac{l_x}{2} + Q_u = 6562,5 \cdot \frac{1,7}{2} + 1398,37 = 6976,5 \text{ dan.}$$

$$\tau_u^x = \frac{T_u^x}{b \cdot d_x} = \frac{6976,5 \cdot 10}{1000 \cdot 135} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^x < \bar{\tau}_u$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
  - Les dispositions constructives générales sont supposées respectées ;
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### V.6- Calcul du mur voile

Voile périphérique de la cage d'ascenseur

On prévoit un mur voile d'épaisseur : 
$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm.$$

Soit :  $e = 30cm$

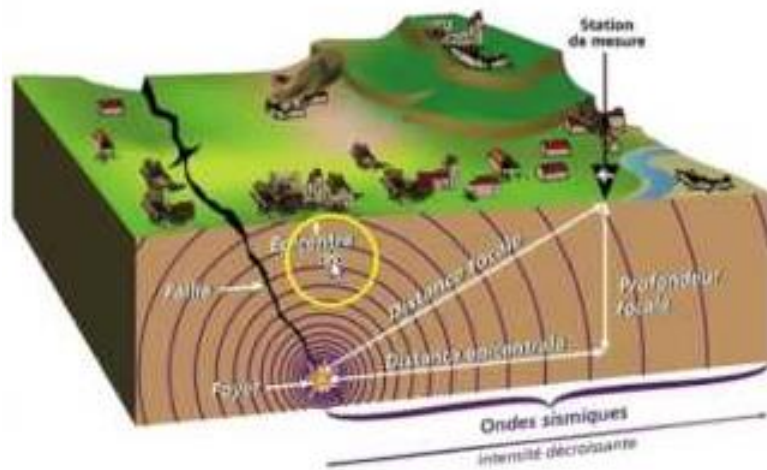
Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,1.b.\frac{e}{100} = 0,1.100.\frac{30}{100} = 3cm^2/ml$$

On prévoit un double quadrillage en T10 d'espacement  $St = 25.25cm$ .

# Chapitre VI

## Etude sismique



### **VI.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.

Vue que notre projet est situé dans une zone de sismicité moyenne, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure, qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### **VI.2- Méthodes de calcul sismique :**

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

#### **VI.2.1 -Choix de la méthode :**

Calculer Dans notre cas, nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour calculer les différents paramètres de la réponse, vu que l'analyse statique équivalente n'est pas permise. Toutefois, cette dernière sera utilisée pour vérifier l'effort tranchant à la base.

#### **VI.2.2 -Critères nécessaires pour un bon comportement sismique :**

- **Choix des matériaux**

Les matériaux ayant une capacité de déformation suffisante avant d'atteindre la rupture c'est-à-dire dissiper une bonne partie de l'énergie induite par le séisme. Pour notre ouvrage le matériau utilisé est le béton armé qui offre un bon comportement Sismique.

- **Choix de la structure**

Dans le cas d'irrégularité en plan d'un bâtiment, cet inconvénient peut être résolu en introduisant des joints sismiques.

- **Choix du site**

La réalisation de l'ouvrage se fera sur un sol ferme d'après le rapport géotechnique.

### **VI.3- Description du logiciel Robot Structural 2014 :**

Robot Structural Analysis 2014 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

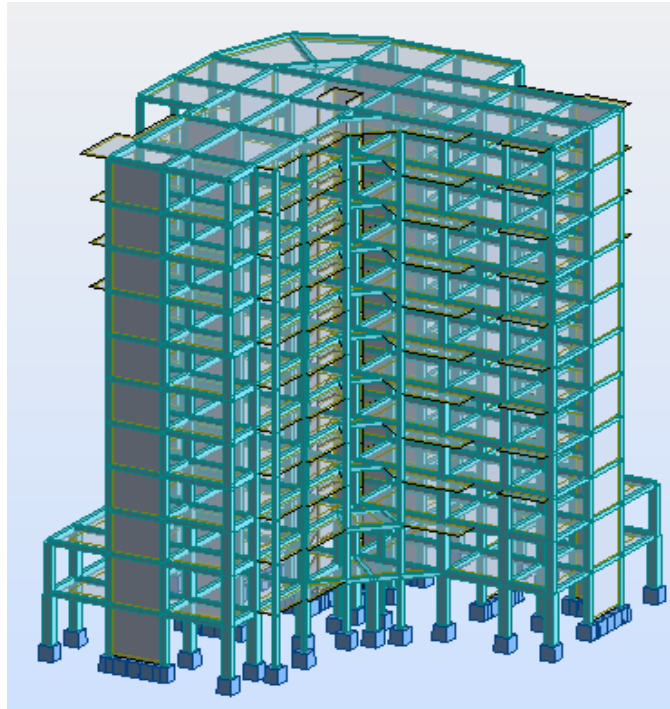
Robot Structural Analysis 2014 offre un certain avantage par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet. Grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide. Un calcul automatique du centre de masse et de rigidité. Ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, voile...).

Nous avons fait appel au logiciel « Robot Structural 2014 » pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation modale.
- ✓ Les déplacements des planchers.
- ✓ Les forces sismiques.
- ✓ Les sollicitations.

### **VI.4- Modélisation :**

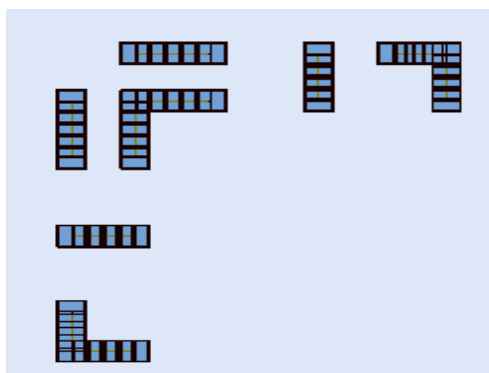
Pour notre structure régulière en plan mène à un phénomène de torsion, et comportant des planchers rigides, alors elle doit être représentée par un modèle tridimensionnel, encastre a la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravite des planchers avec 03 DDL (02 translations horizontales et 01 rotation verticale) .



**Figure.VI. 01** : La modélisation de la structure.

#### **VI.5-Dispositions des voiles :**

Après plusieurs essais de dispositions, et de modification d'épaisseur des voiles ; on a retenu la disposition représentés ci-dessous Cette disposition nous a permis de répondre favorablement aux conditions du règlement RPA99/2003.



**Figure.VI.02** : Disposition des voiles.

#### **VI.6-Vérifications réglementaires :**

**VI.6.1 -La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

**VI.6.2 -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,

Soit :  $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$  RPA99/version2003 (art 4, 2,3)

**A :** coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R:** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement 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.....etc.).

La formule empirique donnée par RPA99/version2003 est la suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q .$$

Avec :

$P_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

**Tableau.VI.01 : facteur de qualité Q**

|    | <b>Critère</b>   |
|----|--|
| P1 | <b>Condition minimale sur les files de contreventement</b> |
| P2 | <b>Redondance en plan</b>                                  |
| P3 | <b>Régularité en plan</b>                                  |

|    |  |
|----|--|
| P4 | <b>Régularité en élévation</b>               |
| P5 | <b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>  |
| P6 | <b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b> |

| <b>Facteur de qualité Q</b> |                       |                       |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|
|                             | <b>P<sub>qx</sub></b> | <b>P<sub>qy</sub></b> |
| <b>1</b>                    | 0                     | 0                     |
| <b>2</b>                    | 0,05                  | 0,05                  |
| <b>3</b>                    | 0                     | 0                     |
| <b>4</b>                    | 0                     | 0                     |
| <b>5</b>                    | 0,05                  | 0,05                  |
| <b>6</b>                    | 0,05                  | 0,05                  |
|                             | 0,15                  | 0,15                  |
| <b>1+somme<br/>Pq</b>       | <b>Q<sub>x</sub></b>  | <b>Q<sub>y</sub></b>  |
|                             | <b>1,15</b>           | <b>1,15</b>           |

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**Tableau.VI.02 : Coefficients d'accélération de zone A**

|        | ZONE | ZONE            | ZONE            | ZONE |
|--------|------|-----------------|-----------------|------|
| Groupe | I    | II <sub>a</sub> | II <sub>b</sub> | III  |
| 1A     | 0,15 | 0,25            | 0,30            | 0,40 |
| 1B     | 0,12 | 0,20            | 0,25            | 0,30 |



|   |      |             |      |      |
|---|------|-------------|------|------|
| 2 | 0,10 | <b>0,15</b> | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10        | 0,14 | 0,18 |

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc :

$$A = 0,15$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, 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 :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

-  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

-  $\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

**Tableau.VI.03** : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

| Remplissag<br>e | Portique      |       | Voile ou murs              |
|-----------------|---------------|-------|----------------------------|
|                 | Béton<br>Armé | Acier | Béton Armé /<br>Maçonnerie |
| Léger           | 6             | 4     | <b>10</b>                  |
| Dense           | 7             | 5     |                            |

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend :

$$\xi = 10 \%$$

$$D'où \eta = 0,764 > 0,7$$

**VI.7-Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

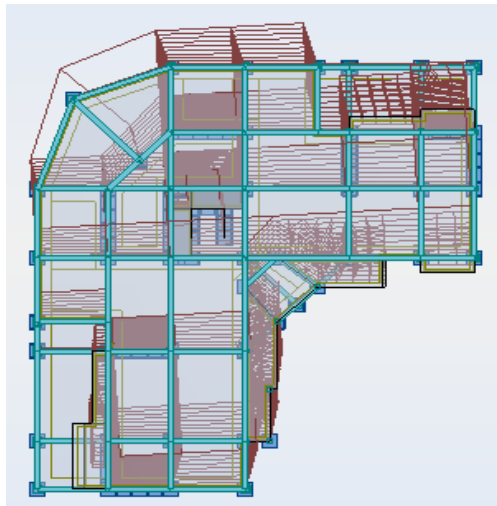
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

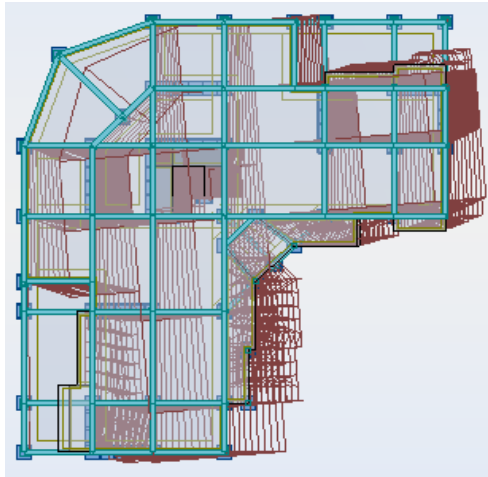
Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

- **Remarque :**

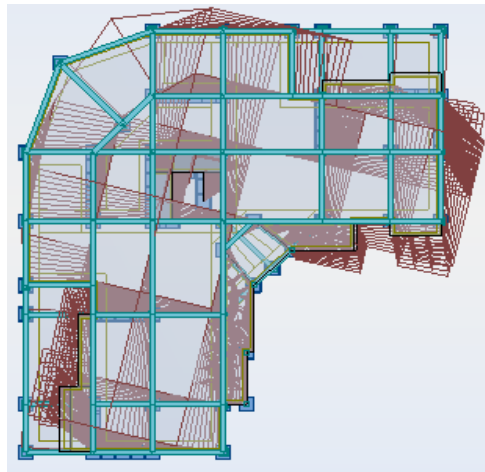
Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs.



**Figure.VI. 03:** déformé de mode 1 : translation selon Y



**Figure.VI.04** : déformé de mode 2 : translation selon X



**Figure.VI. 05** : déformé de mode 3 : torsion

#### Résultats de calcul :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. [Article 5.2.4.de RPA99/v2003].

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure [Article 4.3.4. de RPA99/v2003].

**Tableau.VI.04** : Période et facteurs de participation massique du modèle final

| Cas/Mode | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 4/ 1     | 0,88          | 0,28                   | 61,44                  | 0,28                | 61,44               | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 2     | 0,88          | 58,72                  | 61,44                  | 58,45               | 0,00                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 3     | 0,64          | 64,91                  | 64,76                  | 6,19                | 3,32                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 4     | 0,19          | 72,24                  | 75,60                  | 7,32                | 10,84               | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 5     | 0,19          | 83,68                  | 83,90                  | 11,45               | 8,30                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 6     | 0,14          | 84,43                  | 84,29                  | 0,75                | 0,39                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 7     | 0,08          | 87,89                  | 87,81                  | 3,46                | 3,53                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 8     | 0,08          | 91,57                  | 91,57                  | 3,68                | 3,76                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 9     | 0,06          | 91,57                  | 91,57                  | 0,00                | 0,00                | 5091081,14      | 5091103,66      |
| 4/ 10    | 0,06          | 91,57                  | 91,57                  | 0,00                | 0,00                | 5091081,14      | 5091103,66      |

#### ✚ Vérification :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode pour UXY.
- Le premier mode et deuxième mode sont des modes de translation (respectivement parallèlement à Y-Y et à X-X).
- Le troisième mode est mode de torsion.

#### • Estimation de la période fondamentale (T):

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (4-6)$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_N = 34.68$  m.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003

**Tableau.VI.05** : Coefficient  $C_T$

| Cas n° | Système de contreventement   | C <sub>T</sub> |
|--------|--|----------------|
| 1      | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie  | 0,075          |
| 2      | Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie   | 0,085          |
| 3      | Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie  | 0,050          |
| 4      | <b>Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie</b> | <b>0,050</b>   |

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

❖  $h_N$  : hauteur de notre structure  $h_N = 34.68\text{m}$

❖  $C_T$  : notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé :  $C_T = 0.05$

$$T = 0,05 \times 34.68^{3/4} = 0,71 \text{ sec}$$

## 2. Périodes :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

### a) Sens-x

$$h_N = 34.68\text{m} ; D_x = 27\text{m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{27}} = 0.70\text{s}$$

### b) Sens-y

$$h_N = 34.68\text{m} ; D_y = 28.53\text{m}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{28.53}} = 0.71\text{s}$$

**Donc** : T empirique = ( $T_x = 0.60 \text{ s}$  et  $T_y = 0.58 \text{ s}$ )

$$T_x = \min(0,71 ; 0,70) \rightarrow T_x = 0.70 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,71 ; 0,71) \rightarrow T_y = 0,71 \text{ s}$$

- **Facteur d'Amplification D :**

On adopte :  $T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

**a) Sens-x**

$$D(x) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left( \frac{0,4}{0,60} \right)^{2/3} = 1,67$$

**b) Sens-y**

$$D(y) = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left( \frac{0,4}{0,58} \right)^{2/3} = 1,71$$

La période empirique à considérer sens x=  $T_x=0.70s$

- $1.3 \cdot T_x$  empirique = 0.91 s
- Valeur de la période analytique  $T_{ax}=0.88$  s,  $T_{ay}=0.88$  s
- $T_x$  analytique=0.88s > 1.3  $T$  empirique=0.92s
- Donc la structure est rigide **CV..... y a pas de souplesse**

La période empirique à considérer sens y=  $T_y=0.71s$

- $1.3 \cdot T_x$  empirique = 0.92 s
- Valeur de la période analytique  $T_{ax}=0.88$  s,  $T_{ay}=0.88$  s
- $T_y$  analytique=0.88s > 1.3  $T$  empirique=0.92s
- Donc la structure est rigide **CV..... y a pas de souplesse**

**- W : Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.  $\beta=0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i=W_{gi}+0,2W_{Qi}$ :

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :  $W_t = 49926,67$  KN

| Pds total de la structure (W) |          |             |         |                 |
|-------------------------------|----------|-------------|---------|-----------------|
| P <sub>P</sub> (KN)           | G (KN)   | $\beta$     | Q (KN)  | W (KN)          |
| 23239,15                      | 25142,13 | <b>0,20</b> | 7726,95 | <b>49926,67</b> |

| FX [kN]       | FY [kN]      | FZ [kN]   |
|---------------|--------------|-----------|
| <b>1 - PP</b> |              |           |
| 0,00          | -0,00        | 23239,15  |
| 0,00          | -0,00        | 23239,15  |
| 0,00          | 0,00         | -23239,15 |
| 0,00          | -0,00        | 0,00      |
| 2,57462e-006  | 1,99420e-015 |           |
| <b>2 - G</b>  |              |           |
| -0,00         | 0,00         | 25142,13  |
| -0,00         | 0,00         | 25142,13  |
| -0,00         | -0,00        | -25142,13 |
| -0,00         | 0,00         | -0,00     |
| 1,16417e-006  | 5,01844e-015 |           |
| <b>3 - Q</b>  |              |           |
| -0,00         | 0,00         | 7726,95   |
| -0,00         | 0,00         | 7726,95   |
| -0,00         | -0,00        | -7726,95  |
| -0,00         | 0,00         | -0,00     |
| 1,30396e-006  | 1,59347e-015 |           |

- **Résumé des résultats :**

| Paramètres       | Résultats |
|------------------|-----------|
| A                | 0.15      |
| T <sub>lon</sub> | 0.78      |
| T <sub>tr</sub>  | 0.72      |
| Q                | 1.15      |

|                  |          |
|------------------|----------|
| R                | 3.5      |
| W                | 49926,67 |
| D <sub>lon</sub> | 1.22     |
| D <sub>tr</sub>  | 1.25     |
| η                | 0.764    |

### VI.8-Vérification la force sismique :

La résultante des forces sismique a la base obtenue par la méthode de l'analyse modale  $V_{\text{Dynamique}}$  ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{Statique}}$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On a la force sismique donnée par la méthode dynamique :

| 5 - EX       |              |
|--------------|--------------|
| 2582,87      | 1032,63      |
| 2484,77      | 230,47       |
| 2484,94      | 230,49       |
| 4969,71      | 460,96       |
| 1,78639e-001 | 1,19306e+001 |
| 6 - EY       |              |
| 860,71       | 2639,70      |
| 230,44       | 2530,50      |
| 230,47       | 2530,41      |
| 460,91       | 5060,90      |
| 1,78639e-001 | 1,19306e+001 |

|        | $V_{\text{Stat}}$ (KN) | $0,8V_{\text{Stat}}$ | $V_{\text{dyn}}$ (KN) | $V_{\text{Dyn}} > 0,8V_{\text{Stat}}$ | $\alpha = 0,8V_{\text{st}}/V_{\text{dyn}}$ |
|--------|------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------------|--|
| Sens X | <b>3007,95</b>         | <b>2406,36</b>       | 2484,77               | <b>OK</b>                             | /  |
| Sens Y | <b>3063,72</b>         | <b>2450,98</b>       | 2530,50               | <b>OK</b>                             | /  |

### VI.9.-Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :



$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

Avec :

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ). Avec :

$\delta_{ex}^k$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

| h <sub>k</sub> (cm) | δ <sub>ek</sub> (cm) |     | Δ <sub>k adm</sub> =<br>1%h <sub>e</sub><br>(cm) | Δ <sub>k</sub> < Δ <sub>k adm</sub> |    |
|---------------------|----------------------|-----|--|-------------------------------------|----|
|                     | XX                   | YY  |  | XX                                  | YY |
| 357                 | 0,2                  | 0,2 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 357                 | 0,4                  | 0,4 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,5                  | 0,5 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,6                  | 0,6 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,6                  | 0,7 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,7                  | 0,7 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,7                  | 0,7 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,8                  | 0,8 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,7                  | 0,8 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,7                  | 0,8 | 3,06   | CV                                  | CV |
| 306                 | 0,4                  | 0,5 | 3,06   | CV                                  | CV |

#### a. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA 99 version 2003}$$

Avec :  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

→ Sens longitudinal :

**Tableau.VI.06** : justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens longitudinal

| Etage | P         | $\Delta$ | V       | h    | $\theta$    | Vérification |
|-------|-----------|----------|---------|------|-------------|--------------|
| 1     | -37805,36 | 0,2      | 2484,94 | 3,57 | 0,008523133 | OK           |
| 2     | -33709,44 | 0,4      | 2411,49 | 3,57 | 0,015662383 | OK           |
| 3     | -29586,44 | 0,5      | 2256,31 | 3,06 | 0,02142607  | OK           |
| 4     | -26498,42 | 0,6      | 2114,68 | 3,06 | 0,024569999 | OK           |
| 5     | -23410,41 | 0,6      | 1968,81 | 3,06 | 0,023314979 | OK           |
| 6     | -20322,4  | 0,7      | 1813,38 | 3,06 | 0,025636739 | OK           |
| 7     | -17234,39 | 0,7      | 1640,1  | 3,06 | 0,024038214 | OK           |
| 8     | -14146,37 | 0,8      | 1454,26 | 3,06 | 0,025431473 | OK           |
| 9     | -11008,04 | 0,7      | 1250,51 | 3,06 | 0,020137217 | OK           |
| 10    | -7869,7   | 0,7      | 996,47  | 3,06 | 0,018066356 | OK           |
| 11    | -4754,52  | 0,4      | 631,08  | 3,06 | 0,00984829  | OK           |

→ Sens transversale :

**Tableau.VI.07** : justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens transversale

| Etage | P         | $\Delta$ | V       | h    | $\theta$    | Vérification |
|-------|-----------|----------|---------|------|-------------|--------------|
| 1     | -37805,36 | 0,2      | 2530,41 | 3,57 | 0,008369977 | OK           |
| 2     | -33709,44 | 0,4      | 2457,23 | 3,57 | 0,015370837 | OK           |
| 3     | -29586,44 | 0,5      | 2301,35 | 3,06 | 0,021006738 | OK           |
| 4     | -26498,42 | 0,6      | 2158,34 | 3,06 | 0,024072985 | OK           |
| 5     | -23410,41 | 0,7      | 2010,42 | 3,06 | 0,02663783  | OK           |
| 6     | -20322,4  | 0,7      | 1852,18 | 3,06 | 0,025099694 | OK           |
| 7     | -17234,39 | 0,7      | 1675,05 | 3,06 | 0,023536656 | OK           |
| 8     | -14146,37 | 0,8      | 1484,41 | 3,06 | 0,024914932 | OK           |
| 9     | -11008,04 | 0,8      | 1275,47 | 3,06 | 0,022563596 | OK           |
| 10    | -7869,7   | 0,8      | 1015,91 | 3,06 | 0,020252167 | OK           |
| 11    | -4754,52  | 0,5      | 643,74  | 3,06 | 0,012068263 | OK           |

On a  $\theta_i < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul de éléments structuraux.

#### b. Justification de l'effort normal des poteaux :

La vérification de l'effort normal est pour but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme [Article 7.4.3.1.de RPA99/v2003].

#### Poteau le plus sollicité (60x60) :

|       | FX [kN] | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|-------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 2543,99 | 27,66        | 25,24        | 1,17         | 61,32        | 68,21        |
| Barre | 22      | 46           | 46           | 3            | 18           | 46           |
| Noeud | 43      | 17           | 17           | 5            | 35           | 17           |
| Cas   | 7 (C)   | 20 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 19 (C) (CQC) | 20 (C) (CQC) |

#### Poteau le plus sollicité (55x55) :

|       | FX [kN] | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|-------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 2290,28 | 104,87       | 103,83       | 2,74         | 135,83       | 184,22       |
| Barre | 173     | 304          | 329          | 308          | 329          | 304          |
| Noeud | 44      | 146          | 147          | 119          | 187          | 146          |
| Cas   | 7 (C)   | 20 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 19 (C) (CQC) | 20 (C) (CQC) |

**Poteau le plus sollicité (50x50) :**

|       | FX [kN] | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|-------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 1819,98 | 76,54        | 76,40        | 2,62         | 116,55       | 117,81       |
| Barre | 434     | 540          | 565          | 544          | 565          | 540          |
| Noeud | 159     | 210          | 231          | 214          | 273          | 210          |
| Cas   | 7 (C)   | 20 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 19 (C) (CQC) | 20 (C) (CQC) |

**Poteau le plus sollicité (45x45) :**

|       | FX [kN] | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|-------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 1342,01 | 66,73        | 67,32        | 1,99         | 104,62       | 100,66       |
| Barre | 642     | 748          | 773          | 752          | 773          | 748          |
| Noeud | 250     | 294          | 315          | 298          | 357          | 294          |
| Cas   | 7 (C)   | 20 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 19 (C) (CQC) | 20 (C) (CQC) |

**Poteau le plus sollicité (40x40) :**

|       | FX [kN] | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|-------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 889,82  | 58,68        | 55,55        | 1,30         | 86,74        | 87,26        |
| Barre | 850     | 949          | 981          | 960          | 981          | 949          |
| Noeud | 334     | 372          | 399          | 382          | 441          | 372          |
| Cas   | 7 (C)   | 20 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 19 (C) (CQC) | 20 (C) (CQC) |

**Poteau le plus sollicité (35x35) :**

|       | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm]     | MY [kNm] | MZ [kNm]     |
|-------|---------|---------|---------|--------------|----------|--------------|
| MAX   | 483,95  | 69,34   | 71,97   | 0,76         | 174,17   | 75,89        |
| Barre | 1064    | 1169    | 1175    | 1086         | 1175     | 1157         |
| Noeud | 424     | 467     | 472     | 442          | 514      | 456          |
| Cas   | 7 (C)   | 7 (C)   | 7 (C)   | 13 (C) (CQC) | 7 (C)    | 20 (C) (CQC) |

**Poteau le plus sollicité (30x30) :**

|       | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|-------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| MAX   | 519,33  | 6,35    | 6,75    | 0,03     | 11,15    | 8,98     |
| Barre | 56      | 1089    | 1090    | 1091     | 1090     | 1089     |
| Noeud | 97      | 445     | 446     | 447      | 488      | 445      |
| Cas   | 8 (C)   | 8 (C)   | 8 (C)   | 8 (C)    | 8 (C)    | 8 (C)    |

**Tableau.VI. 08:** Vérification des efforts réduits dans les poteaux de la structure

| Etages                         | Poteaux<br>[cm <sup>2</sup> ] | Effort<br>N <sub>d</sub> [kN] | B <sub>c</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] | f <sub>c28</sub><br>(MPa) | $v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}$ | V < 0,3         |
|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------|
| Poutreau 60*60 cm <sup>2</sup> | 60*60                         | 2543.99                       | 3600                                 | 25                        | <b>0.283</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 55*55 cm <sup>2</sup> | 55*55                         | 2290.28                       | 3025                                 | 25                        | <b>0.299</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 50*50 cm <sup>2</sup> | 50*50                         | 1819.98                       | 2500                                 | 25                        | <b>0.291</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 45*45 cm <sup>2</sup> | 45*45                         | 1342.01                       | 2025                                 | 25                        | <b>0.265</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 40*40 cm <sup>2</sup> | 40*40                         | 889.82                        | 1600                                 | 25                        | <b>0.223</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 35*35 cm <sup>2</sup> | 35*35                         | 483.95                        | 1225                                 | 25                        | <b>0.158</b>                  | <b>Vérifiée</b> |
| Poutreau 30*30 cm <sup>2</sup> | 30*30                         | 519.33                        | 900                                  | 25                        | <b>0.231</b>                  | <b>Vérifiée</b> |

**c. Vérification de renversement de bâtiment :**

|   |          |
|---|----------|
| <b>V<sub>x</sub><sup>dyn</sup> (KN)</b> | 2484,77  |
| <b>V<sub>y</sub><sup>dyn</sup> (KN)</b> | 2530,5   |
| <b>H (m)</b>                            | 34,68    |
| <b>L<sub>x</sub> (m)</b>                | 27       |
| <b>L<sub>y</sub> (m)</b>                | 28,53    |
| <b>G<sub>T</sub> (KN)</b>               | 25142,13 |

**Vérification du renversement suivant X**

|  |   |
|--|---|
| <b>M<sub>R</sub> = (2/3) H V<sub>x</sub><sup>dyn</sup> (KNm)</b> | <b>57447,8824</b>                           |
| <b>M<sub>S</sub> = 0,8 G (L<sub>x</sub>/2) (KNm)</b>             | <b>271535,004</b>                           |
| <b>M<sub>S</sub> / M<sub>R</sub> &gt; 1,5</b>                    | <b>Le bâtiment est stable<br/>suivant X</b> |

**Vérification du renversement suivant Y**

|   |   |
|---|---|
| $M_R = (2/3) H V_y^{dyn} \text{ (KNm)}$ | <b>58505,16</b>                             |
| $M_S = 0,8 G (L_y/2) \text{ (KNm)}$     | <b>286921,9876</b>                          |
| $M_S / M_R > 1,5$                       | <b>Le bâtiment est stable<br/>suivant X</b> |

- **Conclusion :**

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique).

Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

## **Chapitre VII**

### **Etude de portique et voile**

**VII.1 -Introduction :**

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

**VII.2-Combinaison d'action :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites

Les combinaisons d'actions de l'RPA à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

**➤Etat limite ultime (ELU) :**

$$G+Q\pm 1.2E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

- Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

**➤Etat limite ultime (ELU) :**

$$1.35G + 1.5 Q$$

**➤Etat limite service (ELS) :**

$$G + Q$$



Les sollicitation M.N et T dans les poteaux, les poutres et les voiles sont donnés par le logiciel

(**ROBOT STRUCTURALE ANALYSAIS**)

- Recommandation du RPA99/2003 :

D'après le RPA99 (article 7.4.2)

- Armatures longitudinales :
  - Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.6 %(zone IIa)
  - Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
  - La distance entre les barres verticales doit être inférieure à 25 cm
  - La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (zone IIa)
- Armatures transversales : (RPA 7.5.2.2)
  - Les quantités de ces armatures doit vérifier :  $A_t=0.03 S.d$ .
  - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : •Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ( $h/4, 1.2\phi$ )
  - En dehors de la zone nodale  $S \leq h/2$ .

### VII.3-Ferraillage des poteaux :

Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée déviée avec un cas de fissuration jugé peu préjudiciable par ROBOT EXPERT.

#### VII.3.1 -Ferraillage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du **Sous-sol**

$c = c' = 5.00 \text{ cm}$  ; Section =  $60 \times 60 \text{ cm}^2$ , acier FeE400

**Cas (1) :**

| Description | N [kN] | My [kN*m] | Mz [kN*m] |
|-------------|--------|-----------|-----------|
| ELU (A)     | 80,68  | -19,25    | 27,71     |
| ELU (C)     | 80,68  | -7,70     | 11,31     |
| ELU (B)     | 80,68  | 9,93      | -14,11    |

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 80.68 \text{ kn} \\ My = -19.25 \text{ kn.m} \end{array} \right. \quad \text{ELU}$$

$Mz = 27.71 \text{ kn.m}$

**Cas (2) :**

| Description | N [kN] | My [kN*m] | Mz [kN*m] |
|-------------|--------|-----------|-----------|
| ELS (A)     | 58,68  | -13,98    | 20,09     |
| ELS (C)     | 58,68  | -5,59     | 8,20      |
| ELS (B)     | 58,68  | 7,21      | -10,23    |

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 58.68 \text{ kn} \\ My = -13.98 \text{ kn.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS}$$

$Mz = 20.09 \text{ kn.m}$

**Cas (3) :**

| Description | N [kN] | My [kN*m] | Mz [kN*m] |
|-------------|--------|-----------|-----------|
| -1.0017 (B) | -41,13 | 6,84      | 54,92     |
| -1.0018 (A) | -37,09 | 12,29     | -21,72    |
| -1.0018 (C) | -37,09 | 8,39      | -33,99    |
| -1.0018 (B) | -37,09 | 2,55      | -42,17    |
| -1.0019 (A) | -56,35 | 25,10     | -23,88    |
| -1.0019 (C) | -56,35 | -20,31    | -12,17    |
| -1.0019 (B) | -56,35 | -50,59    | 5,40      |
| -1.0020 (A) | -61,10 | 10,24     | -9,13     |
| -1.0020 (C) | -61,10 | 10,06     | 37,28     |
| -1.0020 (B) | -61,10 | 9,78      | 68,21     |

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = -61.10 \text{ kn} \\ M_y = 9.78 \text{ kn.m} \end{array} \right. \quad \text{ACC}$$

$$M_z = 68.21 \text{ kn.m}$$

### VII.3.2-Ferraillage Calcul :

#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

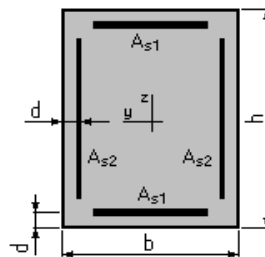
##### a. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### a. Section :



$$b = 60,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

##### b. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|--------|--------------|--------------|
| 1.     | ELU  | 80,68  | -19,25       | 27,71        |
| 2.     | ELS  | 58,68  | -13,98       | 20,09        |
| 3.     | ELA  | 61,10  | 9,78         | 68,21        |

**c. Résultats:****Sections d'Acier:**Section théorique  $A_{s1} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique  $A_{s2} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum  
max =  $180,0 \text{ (cm}^2\text{)}$  $A_{s \text{ min}} = 9,6 \text{ (cm}^2\text{)}$  Section maximum  $A_s$ Théorique  $\rho = 0,27 \text{ (\%)}$ Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}$ maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$ **Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELU  $N = 80,68 \text{ (kN)}$   $M_y = -19,25 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 27,71 \text{ (kN*m)}$** 

Coefficient de sécurité: 6,90 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 27,4 \text{ (cm)}$ Bras de levier:  $Z = 62,4 \text{ (cm)}$ Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$ Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,34 \text{ (\%)}_0$ 

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$ comprimée:  $\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$ **Cas N° 2: Type ELS  $N = 58,68 \text{ (kN)}$   $M_y = -13,98 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 20,09 \text{ (kN*m)}$** 

Coefficient de sécurité: 3,66

Position de l'axe neutre:  $y = 29,8 \text{ (cm)}$ Bras de levier:  $Z = 62,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 55,1$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 26,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 201,6$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**  $N = 61,10$  (kN)  $M_y = 9,78$  (kN\*m)  $M_z = 68,21$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2,02 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 6,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 54,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,22$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

comprimée :  $\sigma_s' = 40,2$  (MPa)

$A_s = 9,6$  cm<sup>2</sup>

**Condition 1 :**

Condition de non fragilité ;

$$A = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,91 \text{ cm}^2$$

**Condition 2 :**

$$A_s = 4 \cdot (0,6 \cdot 4) = 9,6 \text{ cm}^2$$

**Condition 3 (RPA) :**

$$A_s = 0.8\%bh = 0.8\% (60)^2 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \left[ A_s, \frac{bh}{1000}, 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{rpa} \right]$$

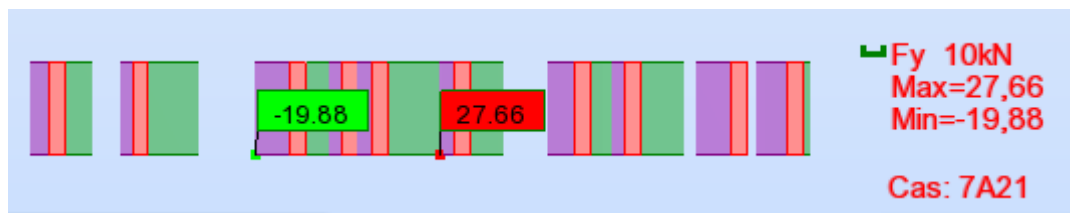
$$A_s = \max [9.6 \text{ cm}^2, 3.6 \text{ cm}^2, 3.91 \text{ cm}^2, 28.8 \text{ cm}^2]$$

$$A_s = 28.8 \text{ cm}^2$$

Choix des barres  $A_s = A_{\max} = 28.8 \text{ cm}^2$

On prend  $A_s = 28.8 \text{ cm}^2$  ..... (4T20+8T16)

### VII.3.3 - Vérification de la contrainte de cisaillement :



$$T_{\max} = 27.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- **Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \frac{\phi_l}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{D'après : BAEL 91}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**L'espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(15\phi_t, 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_t, 15\text{cm}) = 15\text{ cm}$$

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

**Zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_t = 30\text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm}$$

**Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :**

$$A_{s\text{ min}} = 0,1\% \cdot b \times h = 3,6\text{ cm}^2$$

**Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % en (zone IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

$$A_{\text{min}} = (0,8 \times b \times h) / 100 = 28,8\text{ cm}^2$$

-zone courante :

$$A_{\text{max}} = (4 \times b \times h) / 100 = 144\text{ cm}^2$$

-zone de recouvrement :

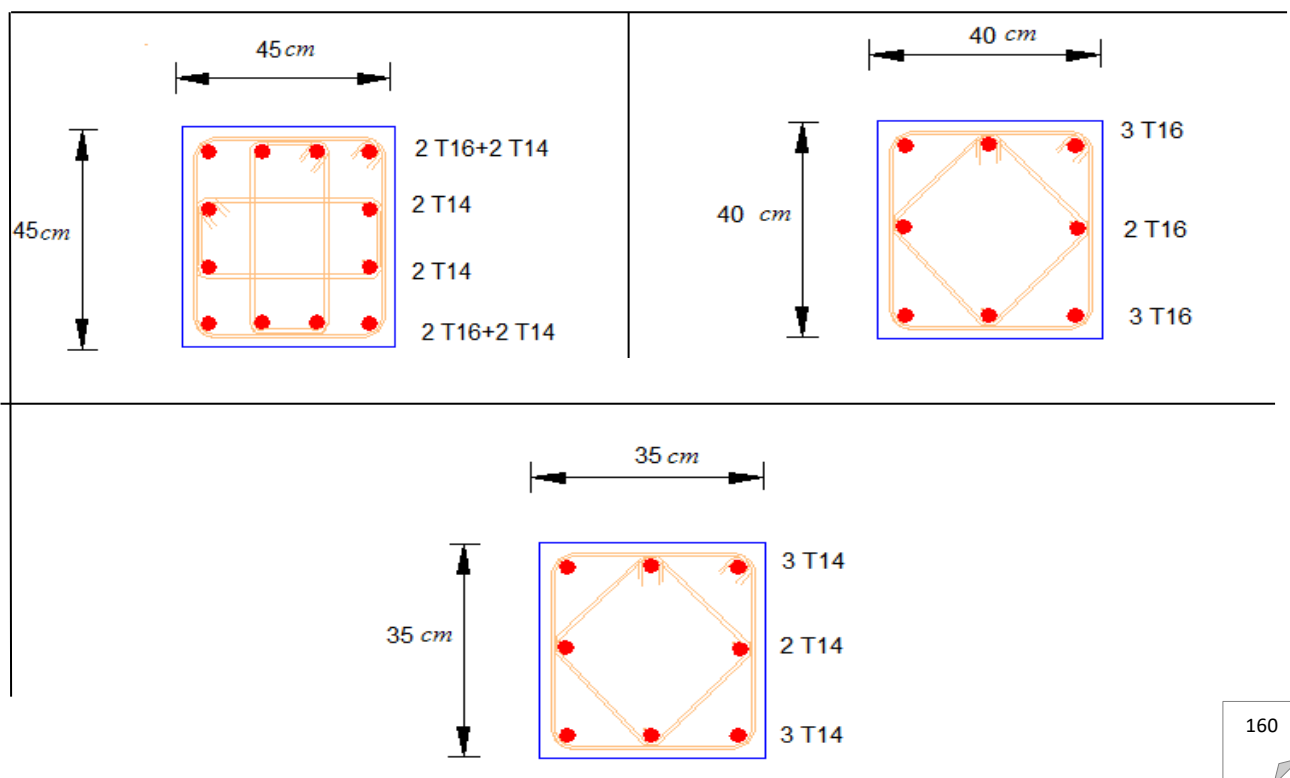
$$A_{\text{max}} = (6 \times b \times h) / 100 = 216\text{ cm}^2.$$

**Tableau.VII.01 : ferrailage des poteaux**

|                |         |    |                  |                   |    |    |
|----------------|---------|----|------------------|-------------------|----|----|
| <b>POTEAUX</b> | As      | As | Barres<br>(long) | Barres<br>(trans) | St | St |
|                | Calculé |    |                  |                   |    |    |

|       |     | Min (RPA) |                 |      | Courante (cm) | Nodale (cm) |
|-------|-----|-----------|-----------------|------|---------------|-------------|
| 60*60 | 9.6 | 28.8      | 4HA20+<br>8HA16 | 2HA8 | 15            | 10          |
| 55*55 | 8.8 | 24.2      | 4HA20+<br>8HA16 | 2HA8 | 15            | 10          |
| 50*50 | 8   | 20        | 4HA16+<br>8HA14 | 2HA8 | 15            | 10          |
| 45*45 | 7.2 | 16.2      | 4HA16+<br>8HA14 | 2HA8 | 15            | 10          |
| 40*40 | 6.4 | 12.8      | 8HA16           | 2HA8 | 15            | 10          |
| 35*35 | 5.6 | 9.8       | 8HA14           | 2HA8 | 15            | 10          |
| 30*30 | 4.8 | 7.2       | 8HA12           | 2HA8 | 15            | 10          |

**Schéma de ferrailage des peaux :**





**Figure.VII.01** :Croquis de ferrailage des poteaux

#### VII.4.-Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

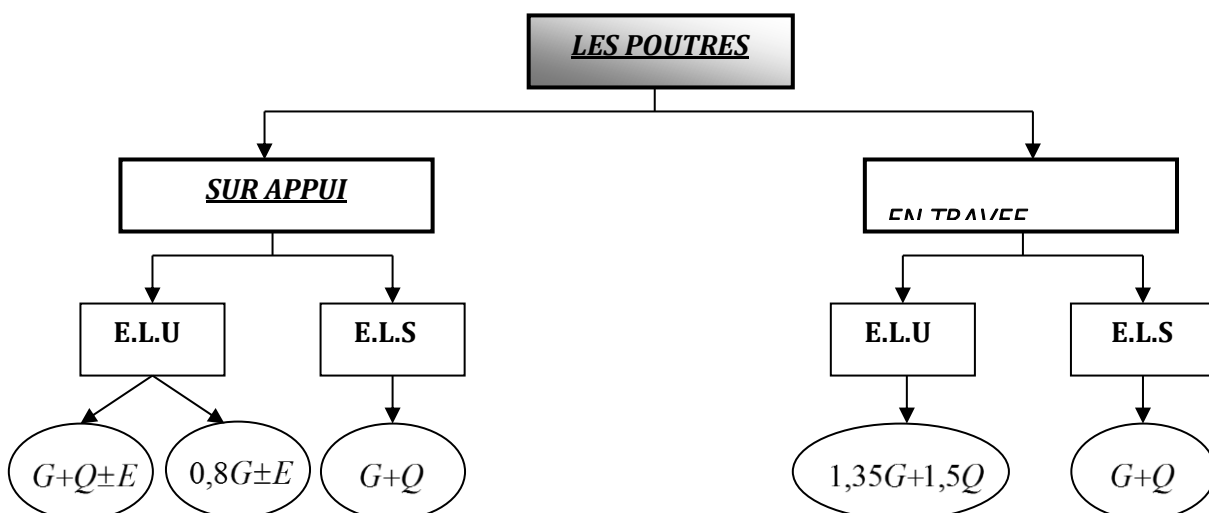
Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible.

##### VII.4.1 -Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

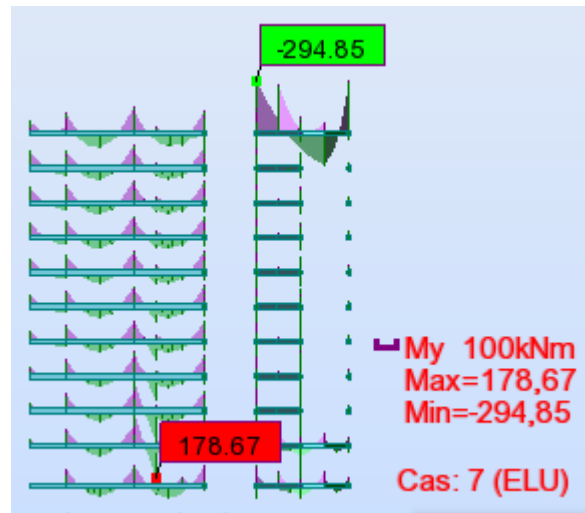
- Situation durable selon **CBA (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q±E ; 0.8G±E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.



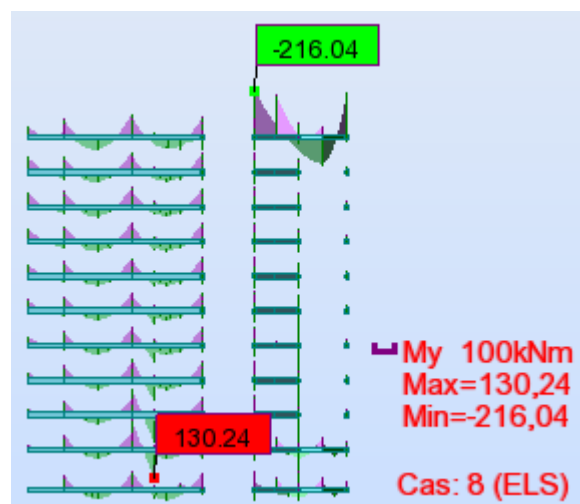
### a. Ferrailage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul des poutres :

#### ➤ ELU :



#### ➤ ELS :



#### • en travée :

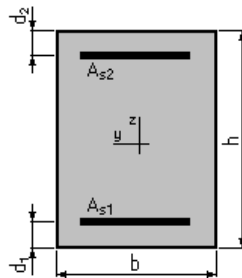
A l'aide de ROBOT EXPERT, On calcul le ferrailage :

$$f_{c28}=25 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.5, f_e=400\text{Mpa}, f_{bu}=14.16\text{Mpa}$$

#### ✚ Calcul de Section en Flexion Simple

**a. Hypothèses :****Béton:**  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**Acier:**  $f_e = 400,0$  (MPa)

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**b. Section:**

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

**c. Moments appliqués:**

|                                    | <b>M<sub>max</sub></b> (kN*m) | <b>M<sub>min</sub></b> (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 178,67                        | 0,00                          |
| Etat Limite de Service             | 0,00                          | 0,00                          |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00                          | 0,00                          |

**d. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 14,0$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 1,4$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\sigma = 1,10$  (%)

minimum  $\sigma_{\min} = 0,11 (\%)$

### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = 178,67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 14,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 36,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,91 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

### ✚ Les armatures finales de ferrailage :

As calcul =  $14 \text{ cm}^2$

ARPA=0.5%bh=  $6.75 \text{ cm}^2$

On prend  $As = A_{\max} = 14 \text{ cm}^2$

Choix des barres  $As = 16.08 \text{ cm}^2$  (4T16+4T16 ch)

#### • En Appui :

A l'aide de ROBOT EXPERT, On calcul le ferrailage :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.5$ ,  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$

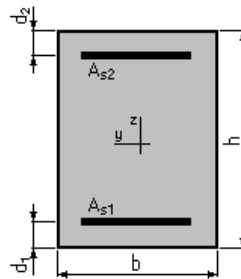
### ✚ Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses :

**Béton:**  $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

|                                    | <b>M<sub>max</sub></b> (kN*m) | <b>M<sub>min</sub></b> (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00                          | 294,85                        |
| Etat Limite de Service             | 0,00                          | 0,00                          |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00                          | 0,00                          |

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 26,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 1,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\sigma = 2,11 \text{ (\%)}$

minimum  $\sigma_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:**

Cas ELU  $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 294,85 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 27,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31,5$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 1,90$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

#### Les armatures finales de ferrailage :

As calcul = 26.9 cm<sup>2</sup>

ARPA=0.5%bh= 6.75 cm<sup>2</sup>

On prend As = Amax = 26.9 cm<sup>2</sup>

Choix des barres As= 26.9 cm<sup>2</sup> (4T20+6T16 ch)

#### VII.4.2 -Vérification des contraintes :

- En travée :

Mser =130.24 kn.m, b=0.35m, h=0.45m

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow y = 18.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 175481.67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 13.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

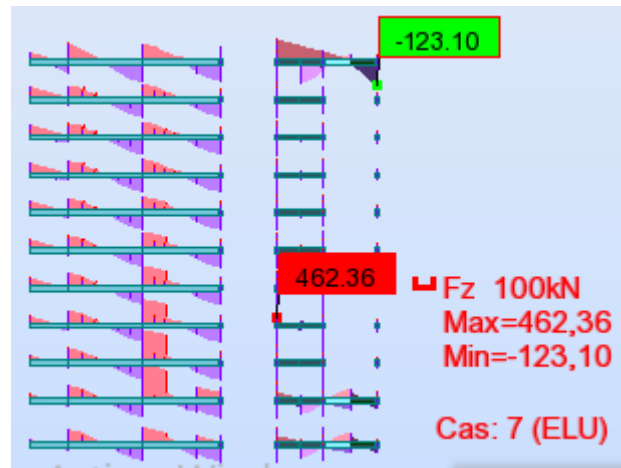


Figure.VII.02: Armatures transversales

$$T=462.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Armature droite} \quad \Rightarrow$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_{l_{\max}}, \frac{b}{10} \right) = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \quad ; \quad A_t = n \cdot \phi_t = 4 \times \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_{t_{\min}} = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot Fe}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot Fe} = 0.1$$

$$S_t < \frac{2.01}{0.1} = 20.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 20.1 < S_{t_{\min}} \text{ On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Pourcentage minimal des armatures :

$$\frac{A_t \cdot Fe}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \quad 0.79 \geq 0.46 \text{ MPa}$$

- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc}$$



$$\tau_{sc} = \frac{T_{\max}}{0.9(\sum U_i).d} \implies \tau_x = 2.793 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad \psi_s = 1.5 \text{ HA} \implies \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc} \implies \text{Vérifié.}$$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99 (v2003) :**

- 4 % en zone courante ( $A_{s \max} = 54 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée

- 6 % en zone de recouvrement ( $A_{s \max} = 81 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée

**NB :** Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.02 :** Résultats des ferrailages des poutres :

| poutre     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | M <sup>max</sup> (kn.m) |       | travée                            | appui                               | A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | Barres<br>(long) |           | Barres<br>(trans) | St   |
|------------|-------------------------------|-------------------------|-------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|------------------|-----------|-------------------|------|
|            |                               | travée                  | appui | A <sub>s</sub><br>cm <sup>2</sup> | A <sub>s</sub> '<br>cm <sup>2</sup> |  | trav             | app       |                   | Z(c) |
|            |                               | principale              | 30x45 | 178.67                            | 294.8                               |  | 14               | 26.9      |                   | 6.75 |
| secondaire | 30x30                         | 39.17                   | 121.3 | 4.4                               | 17                                  | 4.5  | 4T14             | 4T16<br>+ | HA8               | 15   |
|            |                               |                         |       |                                   |                                     |  |                  | 4T16      |                   |      |

**VII.5-Ferrailage des voiles :**

**Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

**VII.5.1 -Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

**VII.5.2 -Ferrailage des voiles :**

Les voiles seront calculés en **flexion composée** sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

- **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- **ELU**
- **ELS**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

**a. Prescriptions imposées par RPA99 :****1) Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $s_t \leq 15\text{cm}$ ). Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

## 2) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent.

Être munie de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

## 3) Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

$e$  : épaisseur du voile

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$\sqrt{40\Phi}$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles

✓  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

### b. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

$L$  : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre zones.

Zone I : RDC.

Zone II : 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage.

Zone III : 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage.

### c. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V1 RDC en zone I :

-Détermination des sollicitations :

#### ➤ ELU:

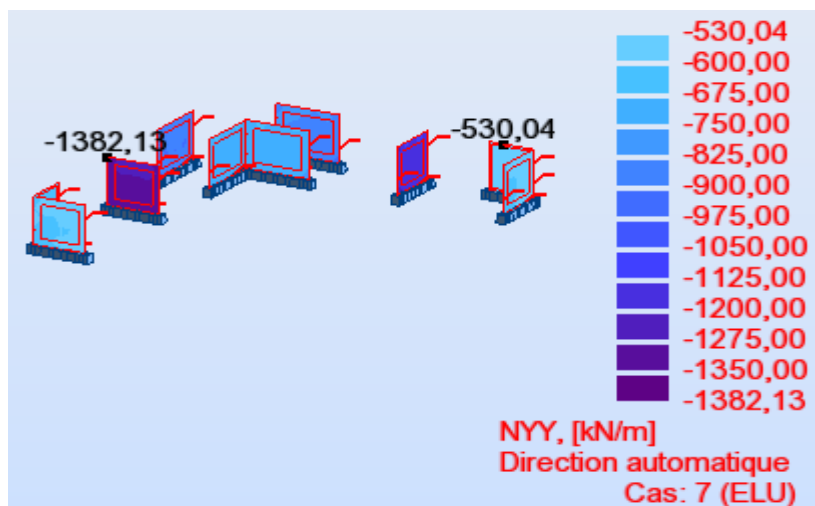


Figure.VII.03:Effort N

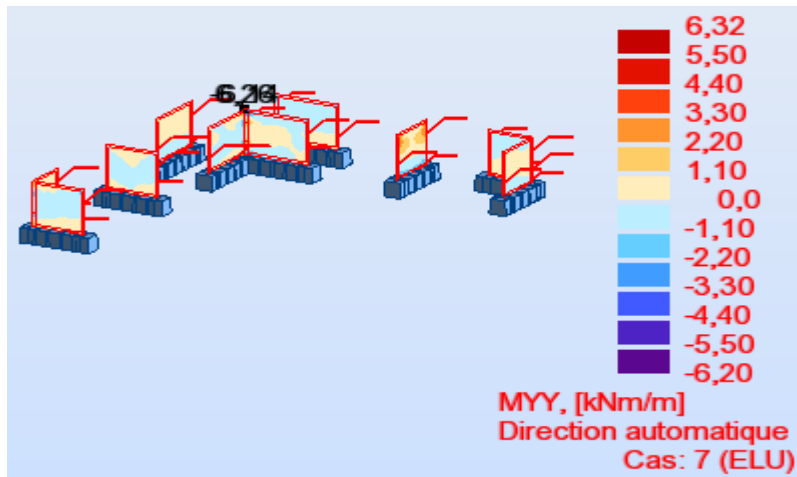


Figure.VII.04 :Moment flechissant M

➤ ELS :

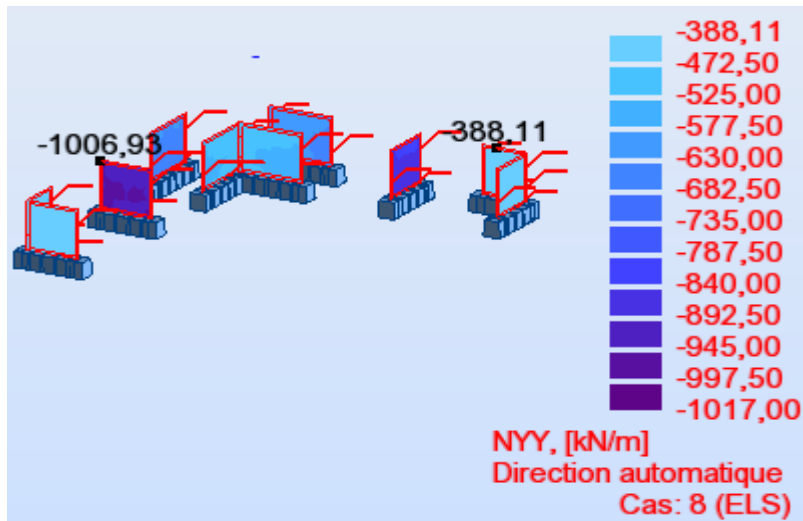


Figure.VII.05 :Effort N(cas 8)

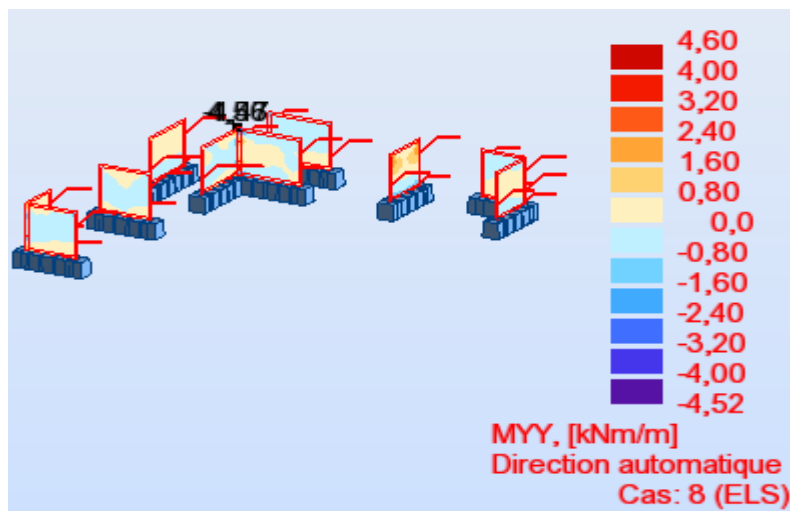


Figure. VIII.06.Moment fléchissants M ( cas 8)

➤ **ELU:**

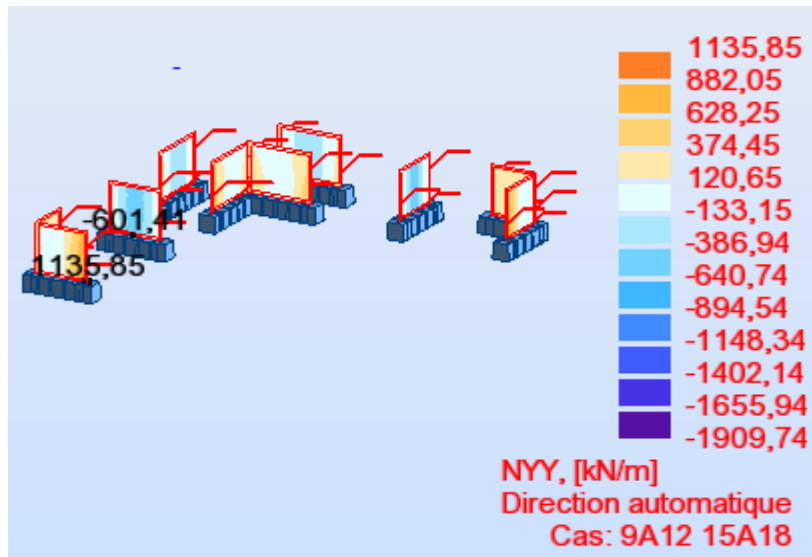


Figure. VIII.07 : Effort N( cas 9A12 15A18)

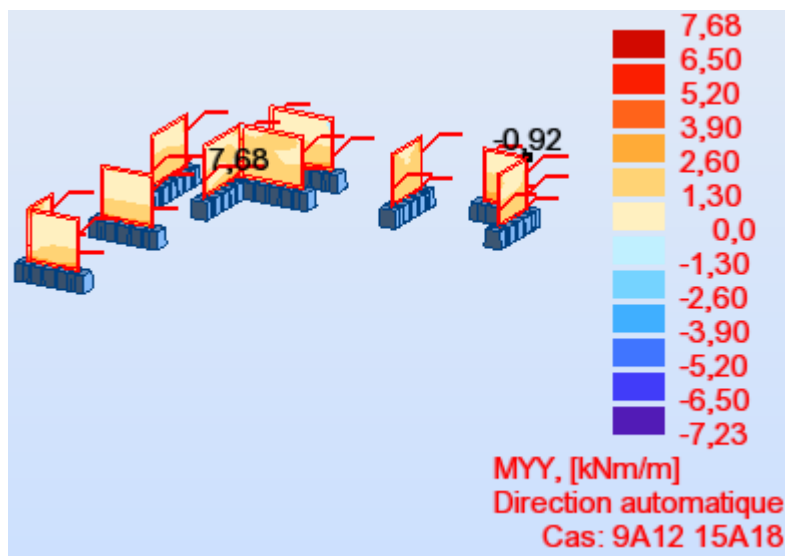


Figure.VIII.05 : Moment flechissant M(9A12 15A18)

➤ **ELU**

M= 6.32 KN. m

$N_{min} = -1382.13$  KN

➤ **ELS**

M= 4.60 KN. m

$N_{min} = -1017$  KN

➤ **ELA**

M= 7.68 KN. m

$N_{min} = -1909.74$  KN

**d. Ferallaige des armatures verticales:**

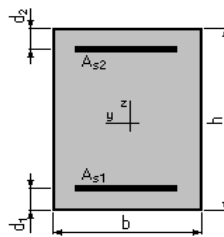
On fait le ferallaige a l'aide de ROBOT EXPERT:

**Calcul de Section en Flexion Composée****1. Hypothèses :**

**Béton:  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul en poutre
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 20,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

**3. Efforts appliqués:**

| Cas N <sup>O</sup> | Type | N (kN)   | M (kN*m) |
|--------------------|------|----------|----------|
| 1.                 | ELU  | -1382,13 | 6,32     |
| 2.                 | ELS  | -1017,00 | 4,60     |
| 3.                 | ELA  | -1909,74 | 7,68     |

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 26,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 23,7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_s \text{ min} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\sigma = 2,88 \text{ (\%)}$

minimum  $\sigma \text{ min} = 0,13 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>O</sup> 1: Type ELU  $N = -1382,13 \text{ (kN)}$   $M = 6,32 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,27      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = - \text{infini}$

Bras de levier:  $Z = 17,5 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELS  $N = -1017,00 \text{ (kN)}$   $M = 4,60 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = - \text{infini}$

Bras de levier:  $Z = 17,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 201,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_s \text{ lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$

**Cas N<sup>O</sup> 3: Type ELA  $N = -1909,74 \text{ (kN)}$   $M = 7,68 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,05      Pivot: A



Position de l'axe neutre:  $y = -1,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 17,5$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

$A_{s1} = 26.8 \text{ cm}^2$

$A_{s2} = 23.7 \text{ cm}^2$

### 1-c) Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$

b : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.2 \times 460 = 18.4 \text{ cm}^2$

### 1-d) Le pourcentage minimal :

Donc :  $A_{SV} = \max (A_s, A_{RPA}) = 26.8 \text{ cm}^2$ .

Soit **14HA16**. ( $A_s = 28.14 \text{ cm}^2$ )

### 1-f) espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 5 \text{ cm}$ .

## VII.5.3 - Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

### 2-a) Vérification des voiles à l'effort tranchant :

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 7.2.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec ;

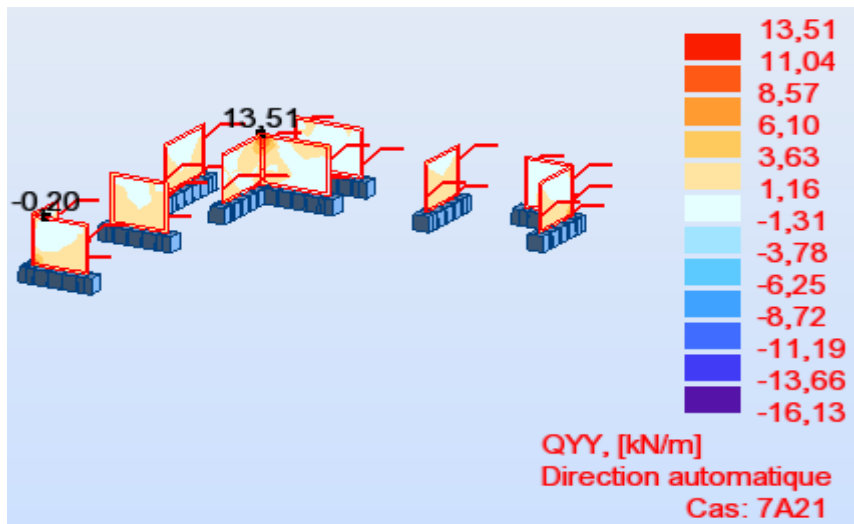
T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ .



$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 16.13}{100 \times 13.5} = 0.18 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$0.18 \leq 5 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée**

2-b) Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{comp}$  ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k=0$ .

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ .

0,25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0.025f_{c28}$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm})$  (Art7.7.4.3 RPA99).

Soit:  $S_t = 15\text{cm}$ .

$$A_t = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15\% \times b_0 \times L = 10.95 \text{ cm}^2$$

Choix des barres 12HA10 ( $A_s = 10.95 \text{ cm}^2$ )

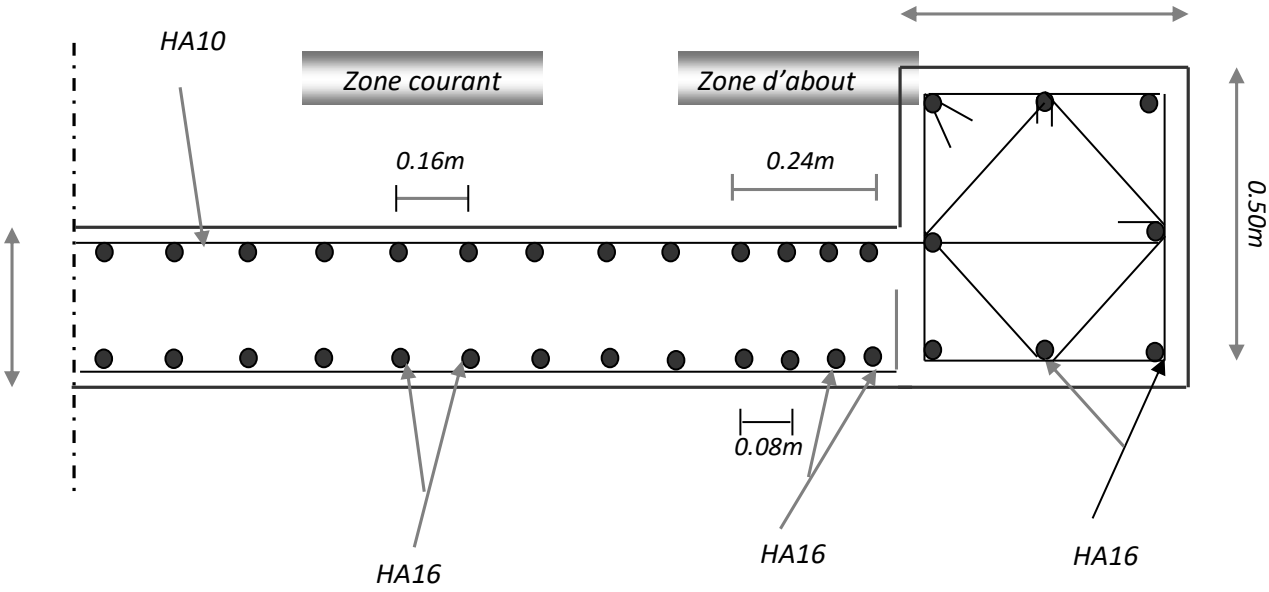


Schéma de ferrailage de voile (RDC)

Figure VII.09 :shéma de ferrailage de voile RDC

### VIII.1-Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VIII.2-Choix du type des fondations :

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.

#### 1. La capacité portance de terrain de fondation.

- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

#### 2. Classification des fondations :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

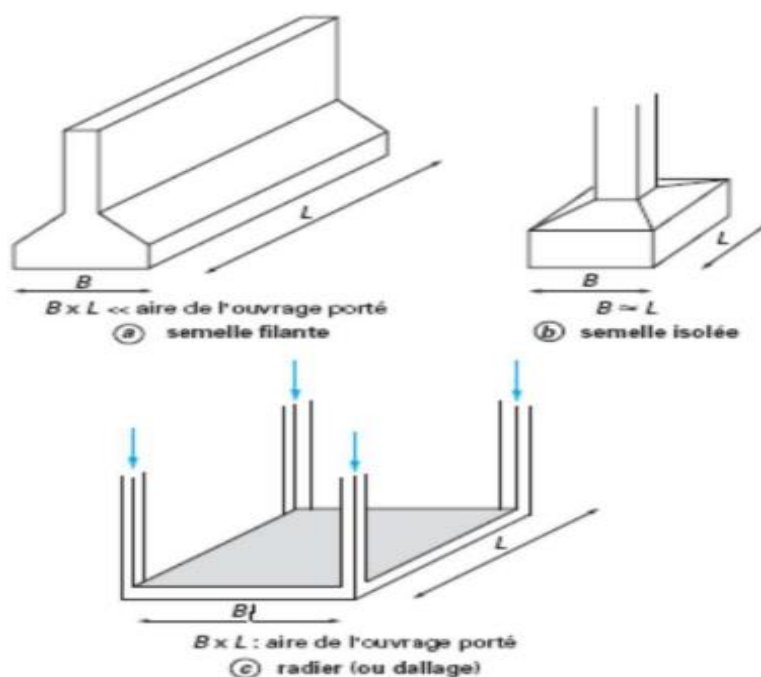


Figure. VIII.01: Types des fondations superficielles.

- **Combinaisons de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

### VIII.3-Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:

N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ : Contrainte du sol =2.5bars

N max =-76905,15KN

$$S_{\text{semelle}} \leq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \text{ Donc : } S_{\text{semelle}} \leq 307.62m^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 307.62m^2$

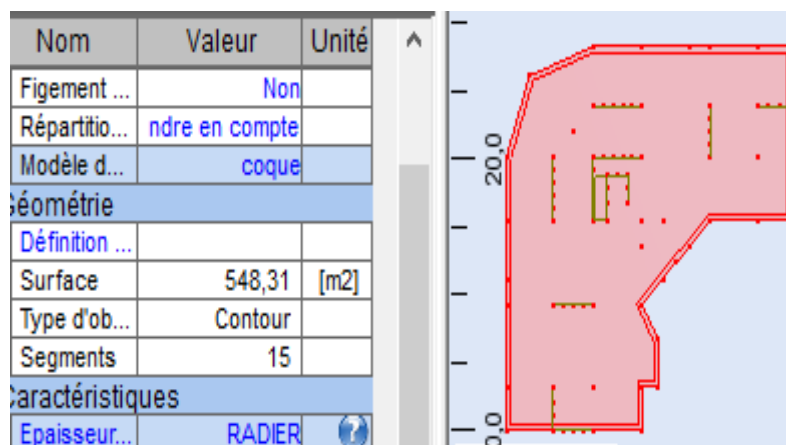


Figure. VIII.02 : Surface déradier

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{307.62}{548.31} = 0.56$$

La surface totale de radier représente 56% de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :** Vu que la surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

#### VIII.4-Etude du radier:

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

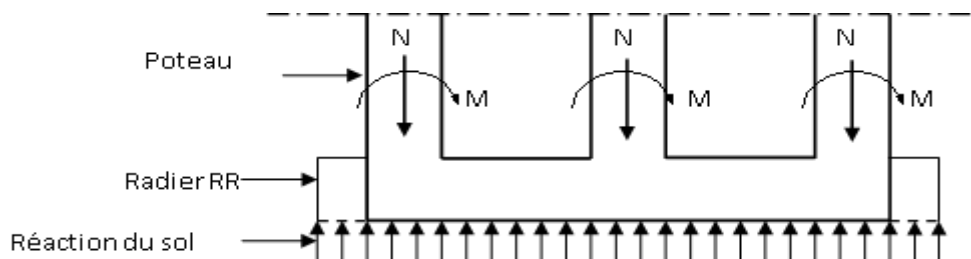


Figure.VIII.03: Schéma statique du Radier

#### 1. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

##### a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

$$I : \text{inertie du radier } I = \frac{bh^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

K = 50MPa/m → pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K = 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 40 MPa/m (sol de densité moyenne).

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les poteaux  $L_{\max}=6.39\text{m}$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 6,39}{3,14}\right)^4} = 1.00 \text{ m}$$

⇒ On prend  $h = 100 \text{ cm}$

### b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{639}{8} \leq h_r \leq \frac{639}{5} \Rightarrow 79.87 \leq h_r \leq 127.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 110 \text{ cm}$

### c) Condition de non cisaillement :

**D'après le BAEL 91** : Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{On a: } L_x = 6.39 \text{ m et } L_y = 4.60\text{m}$$

La fissuration est préjudiciable:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ( $b=1\text{m}$ ).

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et } T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{460}{639} = 0,71 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$\text{Donc: } T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$$

q: charge répartie sur la dalle de radier :



$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{76905,15}{584,31} = 131,68 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 131,68 \cdot \frac{6,39 \times 4,60}{(2 \times (6,39 + 4,6))} \rightarrow T_x = 176,09 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 176,09 \cdot \frac{4,6}{3} \rightarrow T_y = 270,01 \text{ KN/ml}$$

$$T_{max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{max} = \max(176,09 ; 270,01) \rightarrow T_{max} = 270,01 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9 \cdot \tau_u} \rightarrow h_r \geq \frac{270,01}{1,0 \cdot 9 \cdot 2,5} \rightarrow h_r \geq 120 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'apes les trois conditions suivantes, on prend : H= 120 cm

**d) Vérification de non poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

$P_u$  : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

**Tableau .VII.01 :Impacte du poteau sur la dalle du radier**

| <b>Poteaux du centre (0,60m x 0,60m)</b>                    |                     |
|---|---------------------|
| $P_U$   | 254.4t              |
| a   | 0.6 m               |
| b   | 0.6 m               |
| h   | 1.2 m               |
| $U_c$   | 7.2 m               |
| $0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ | 432 t               |
| Contrainte de cisaillement                                  | 50 t/m <sup>2</sup> |

|   |                           |
|---|---------------------------|
| $\tau = P_U / (h \times U)$   |                           |
| Contrainte de cisaillement maximale :<br>$\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$ | 75,00t/m <sup>2</sup>     |
| Vérification  | <b>Condition vérifiée</b> |

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 120\text{cm}$

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{639}{10} = 63.9 \text{ cm}$$

On prendra  $h_n = 75\text{cm}$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{639}{20} = 31.95 \text{ cm}$$

On prendra  $e = 45\text{cm}$

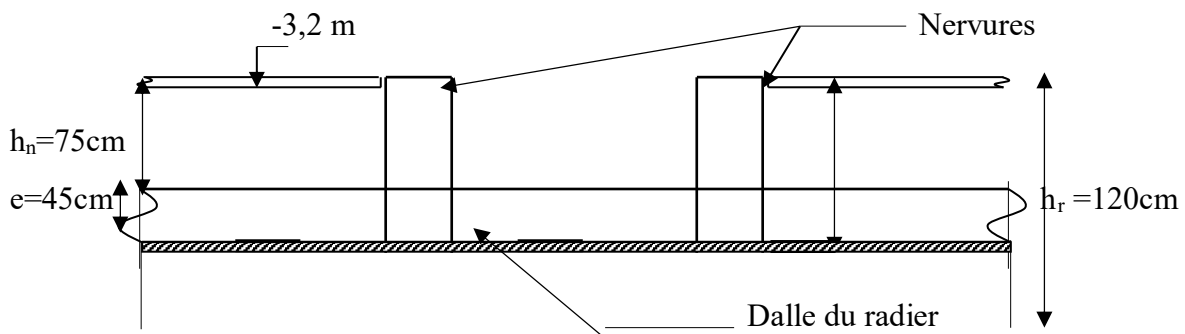


Figure.VIII.04: Dimension du radier

**Vérification des contraintes dans le sol :**

**Distribution des contraintes à l'ELS**

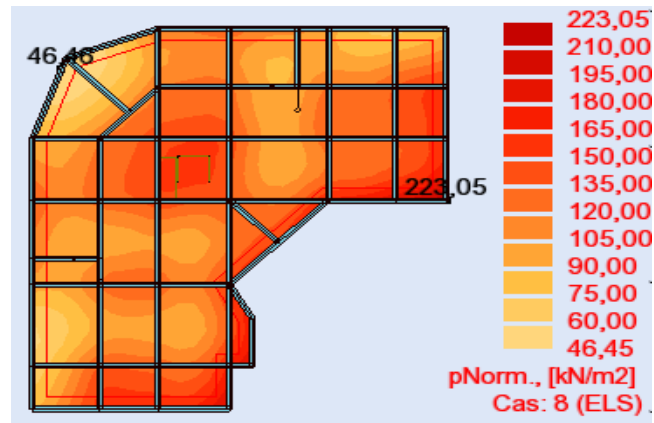


Figure. VIII.05: schéma des contraintes de sol à ELS

$$\sigma_{\max} = 2.23 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.46 \text{ Bar}$$

- Diagramme des contraintes trapézoïdal :

- $\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.78 \text{ Bar} < 2.5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Distribution des contraintes à l'ELU

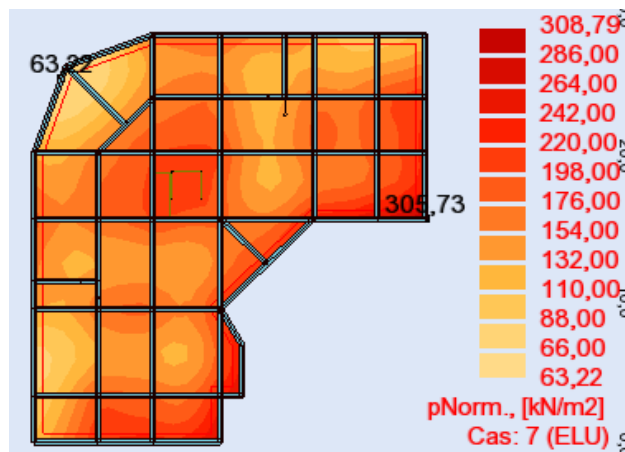


Figure.VIII.06: schéma des contraintes de sol à ELU

$$\sigma_{\max} = 3.08 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.63 \text{ Bar}$$

- Diagramme des contraintes trapézoïdal :

- $\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2.46 \text{ Bar} < 2.5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

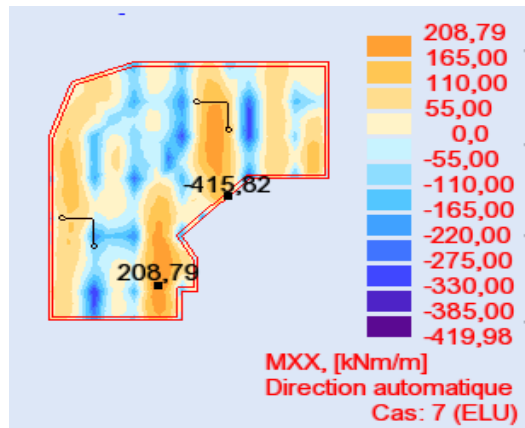
**2. Détermination des sollicitations :**

Caractéristiques du radier :  $h = 120 \text{ cm}$  ;  $e = 45 \text{ cm}$ . Surface du radier :  $S = 548.31 \text{ m}^2$

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

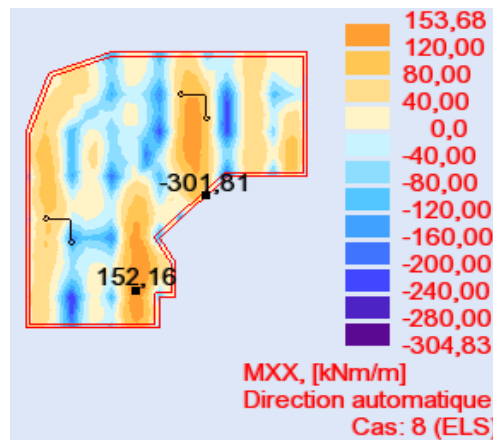
**Moment AXE xx :**

➤ **ELU :**



**Figure. VIII.07:** schéma des moments de radier sur axe XX à ELU

➤ **ELS :**



**Figure. VIII.08:** schéma des moments de radier sur axe XX à ELS

**Moment AXE yy :**

➤ **ELU :**

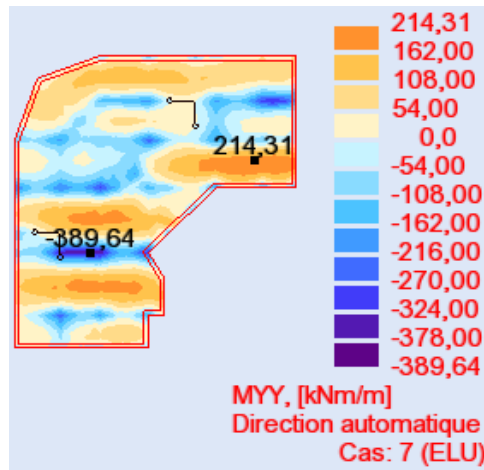


Figure. VIII.09: schéma des moments de radier sur axe YY à ELU

ELS

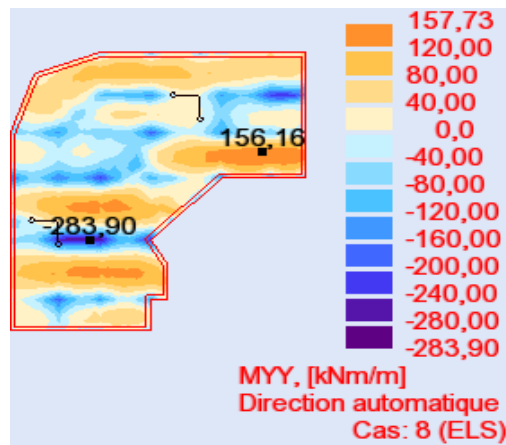


Figure. VIII.10: schéma des moments de radier sur axe YY à ELS

Sollicitation du radier d'après robot :

Tableau. VIII.02: les différentes sollicitations sur le radier

|       | $M_{xTRAV}(KN.m)$ | $M_{xAPP}(KN.m)$ | $M_{yTRAV}(KN.m)$ | $M_{yAPP}(KN.m)$ |
|-------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|
| E.L.U | 208.79            | -419.98          | 214.31            | -389.64          |
| E.L.S | 153.68            | -304.83          | 157.73            | -283.90          |

VIII.5-Ferraillage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

### Calcul des armatures :

#### Sens X-X :

- -En travée (ELU):

$$M_u = 208.79 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.45 \rightarrow d = 40.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,089 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

- Détermination des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{208.79}{348 \times 0,952 \times 40.5} = 15.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 15.55 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$(9T16/\text{mL} \longrightarrow A = 18.09 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

#### -En travée (ELS):

$$M_{\text{tyy}}^{\text{ser}} = 153.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul (Y}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow \quad y_1 = 9.59 \text{ cm.}$$

$$\text{Calcul (I}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 277208.22 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0.055$$

$$K = 0.055$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 5.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 5.31 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

- **-En appuis (ELUR) :**

$$M_u = -419.98 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 45 \rightarrow d = 40.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.180 \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,251 ; \quad \beta = 0,899 A_u^a = 33.14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u ; A_{\min}) = 33.14 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(9T16+9T16 \text{ renforcement/ml}) \longrightarrow A = 36.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **En appui (ELS) :**

$$M_{\text{axx}}^{\text{ser}} = -304.83 \text{ KN.m}$$

**Calcul (Y<sub>1</sub>) :** n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 12.20 \text{ cm.}$$

**Calcul (I<sub>1</sub>) :** n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 539426.14 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0.056$$

$$K = 0.056$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.89 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

**Sens-Y-Y :**

- -En travée (ELU):

$$M_u = 214.31 \text{KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.45 \rightarrow d = 40.5 \text{cm.}$$

$$\mu = 0,092 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,121$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,951$$

- Détermination des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{214.31}{348 \times 0,951 \times 40.5} = 15.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 15.98 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$(9T16/\text{m}_L \longrightarrow A = 18.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

- -En travée (ELS):

$$M_{t_{yy}}^{\text{ser}} = 157.73 \text{KN.m}$$

$$\text{Calcul (Y}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow \quad y_1 = 9.73 \text{cm.}$$

$$\text{Calcul (I}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 283298.7 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0.055$$

$$K = 0.055$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 5.41 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} .$$

$$\Rightarrow 5.41 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L.U conviennent

- -En appuis (ELUR) :



$$M_u = -389.64 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.45 \rightarrow d = 40.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.167 \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,230 ; \beta = 0,907 A_u^a = 30.47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u ; A_{\min}) = 30.47 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(9T16+9T14 \text{ renforcement cm}^2/\text{m}_L \longrightarrow A = 31.83 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

- **En appui (ELS) :**

$$M_{t_{yy}}^{ser} = -283.90 \text{ KN.m}$$

**Calcul (Y<sub>1</sub>) :**  $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 12.04 \text{ cm.}$$

**Calcul (I<sub>1</sub>) :**  $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 497587.30 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.057$$

$$K = 0.057$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.87 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 6.87 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

**Donc :**

les armatures de l'**E.L.U** conviennent

**VIII.6-Calcul les poutres de libage (nervure):**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour  $L_y$  (la grande portée) et triangle pour  $L_x$  (la petite portée).

➤ **Poutres :**

➤ **ELU :**

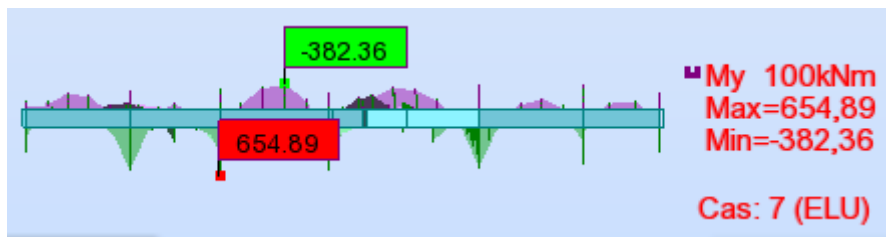


Figure. VIII.11:Schéma des moments sur les nervures à ELU

➤ **ELS :**

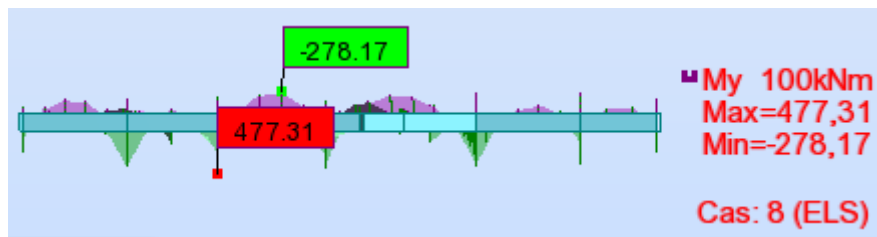


Figure. VIII.12:Schéma des moments sur les nervures à ELS

a)-Poutres principales :

En travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = 654.89 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 477.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^a = -382.36 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -278.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage des poutres :**

➤ **ELU:**

- **En travée:**  $M_u^t = 654.89 \text{ KN.m}$   $b = 35 \text{ cm}$   $h=75\text{cm}$   $d= 0.9 \cdot h = 67.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{654.89}{14,17 \times 35 \times 67.5^2} = 0.289$$

$$\mu = 0,289 \leq \mu = 0.372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \alpha = 0,439 \beta = 0,824$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{654.89}{348 \times 0,824 \times 67.5} = 33.84 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.35.0,9.75. \frac{2,1}{400} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) = 33.84 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T20+6T16A = 37.18 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

- **En appui :**  $M_u^a = 382.36 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{382.36}{14,17 \times 35 \times 67.5^2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \alpha = 0.233 \beta = 0,906$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{382.36}{348 \times 0,906 \times 67.5} = 17.96 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

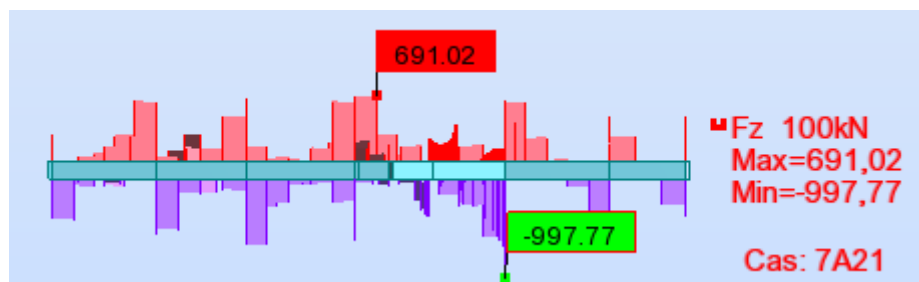
$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.35.67.5. \frac{2,1}{400} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) = 17.96 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(9T16/\text{mL} \longrightarrow A = 18.09 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

- **Vérification au cisaillement :**



**Figure. VIII.13:** Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU

La fissuration est préjudiciable:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{\max}} = 997.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{997.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

### Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyennesismicité. De

ce fait, après un prédimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales due au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Robot » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes.

Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables.

Le type de fondation que nous avons choisi est un radié général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

### Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

#### **REGLEMENTS :**

- RPA 99V2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- D.R.T.B.C.2.2 : Document technique réglementaire.

#### **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2022 .
- AUTOCAD 2015.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007

#### **Livres:**

- HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures » Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.
- JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.
- M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des Publications universitaires ALGER 1992.

# **Les annexes**

## Annexes N°01

### Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

| Ø  | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40    |
|----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1  | 0,20 | 0,28 | 0,50  | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 12,57 |
| 2  | 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08 | 25,13 |
| 3  | 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4  | 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5  | 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6  | 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7  | 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8  | 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9  | 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

*Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.*



## Annexes N° 02

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$

Avec  $Lx < Ly$ .

$\rho = 0.8$

|                                |     | u/lx  |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                |     | v/ly  | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   |
| <b>Valeur de M<sub>1</sub></b> | 0.0 | /     | 0.250 | 0.200 | 0.168 | 0.144 | 0.126 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.077 |
|                                | 0.1 | 0.320 | 0.235 | 0.194 | 0.66  | 0.143 | 0.125 | 0.109 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.077 |
|                                | 0.2 | 0.257 | 0.216 | 0.184 | 0.160 | 0.140 | 0.123 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.079 | 0.075 |
|                                | 0.3 | 0.225 | 0.198 | 0.172 | 0.152 | 0.134 | 0.118 | 0.104 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 |
|                                | 0.4 | 0.203 | 0.181 | 0.160 | 0.142 | 0.126 | 0.112 | 0.100 | 0.090 | 0.082 | 0.076 | 0.069 |
|                                | 0.5 | 0.184 | 0.166 | 0.148 | 0.132 | 0.117 | 0.105 | 0.085 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.066 |
|                                | 0.6 | 0.167 | 0.151 | 0.135 | 0.122 | 0.109 | 0.098 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.068 | 0.061 |
|                                | 0.7 | 0.150 | 0.137 | 0.123 | 0.112 | 0.101 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
|                                | 0.8 | 0.135 | 0.124 | 0.113 | 0.103 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.071 | 0.064 | 0.058 | 0.053 |
|                                | 0.9 | 0.124 | 0.114 | 0.104 | 0.095 | 0.087 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.059 | 0.054 | 0.049 |
|                                | 1.0 | 0.113 | 0.105 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.072 | 0.066 | 0.059 | 0.054 | 0.049 | 0.045 |
| <b>Valeur de M<sub>2</sub></b> | 0.0 | /     | 0.282 | 0.231 | 0.199 | 0.175 | 0.156 | 0.141 | 0.129 | 0.116 | 0.105 | 0.095 |
|                                | 0.1 | 0.227 | 0.196 | 0.174 | 0.159 | 0.145 | 0.133 | 0.121 | 0.111 | 0.102 | 0.093 | 0.083 |
|                                | 0.2 | 0.160 | 0.150 | 0.139 | 0.129 | 0.120 | 0.109 | 0.103 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.070 |
|                                | 0.3 | 0.128 | 0.122 | 0.114 | 0.107 | 0.101 | 0.094 | 0.088 | 0.082 | 0.075 | 0.068 | 0.061 |
|                                | 0.4 | 0.107 | 0.102 | 0.097 | 0.091 | 0.086 | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.059 | 0.058 |
|                                | 0.5 | 0.090 | 0.087 | 0.083 | 0.078 | 0.074 | 0.071 | 0.067 | 0.063 | 0.057 | 0.053 | 0.047 |
|                                | 0.6 | 0.079 | 0.076 | 0.073 | 0.069 | 0.066 | 0.063 | 0.058 | 0.055 | 0.051 | 0.047 | 0.043 |
|                                | 0.7 | 0.069 | 0.067 | 0.064 | 0.062 | 0.058 | 0.056 | 0.052 | 0.048 | 0.045 | 0.042 | 0.038 |
|                                | 0.8 | 0.062 | 0.059 | 0.057 | 0.054 | 0.052 | 0.049 | 0.046 | 0.043 | 0.040 | 0.037 | 0.033 |
|                                | 0.9 | 0.055 | 0.053 | 0.051 | 0.048 | 0.046 | 0.044 | 0.042 | 0.038 | 0.036 | 0.033 | 0.029 |
|                                | 1.0 | 0.049 | 0.047 | 0.046 | 0.044 | 0.041 | 0.038 | 0.036 | 0.034 | 0.032 | 0.028 | 0.027 |

### Annexes N° 03

| DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES<br>ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR |             |         |               |         |
|--|-------------|---------|---------------|---------|
| $P_1 - \frac{l_2}{l_1}$  | ELU $v = 0$ |         | ELS $v = 0.2$ |         |
|  | $\mu_x$     | $\mu_y$ | $\mu_x$       | $\mu_y$ |
| 0,40   | 0,1101      | 0,2500  | 0,1121        | 0,2854  |
| 0,41   | 0,1088      | 0,2500  | 0,1110        | 0,2924  |
| 0,42   | 0,1075      | 0,2500  | 0,1098        | 0,3000  |
| 0,43   | 0,1062      | 0,2500  | 0,1087        | 0,3077  |
| 0,44   | 0,1049      | 0,2500  | 0,1075        | 0,3155  |
| 0,45   | 0,1036      | 0,2500  | 0,1063        | 0,3234  |
| 0,46   | 0,1022      | 0,2500  |               |         |
| 0,47   | 0,1008      | 0,2500  | 0,1051        | 0,3319  |
| 0,48   | 0,0994      | 0,2500  | 0,1038        | 0,3402  |
| 0,49   | 0,0980      | 0,2500  | 0,1026        | 0,3491  |
| 0,50   | 0,0966      | 0,2500  | 0,1013        | 0,3580  |
|  |             |         | 0,1000        | 0,3671  |
| 0,51   | 0,0951      | 0,2500  | 0,0987        | 0,3758  |
| 0,52   | 0,0937      | 0,2500  | 0,0974        | 0,3853  |
| 0,53   | 0,0922      | 0,2500  | 0,0961        | 0,3949  |
| 0,54   | 0,0908      | 0,2500  | 0,0948        | 0,4050  |
| 0,55   | 0,0894      | 0,2500  | 0,0936        | 0,4150  |
| 0,56   | 0,0880      | 0,2500  | 0,0923        | 0,4254  |
| 0,57   | 0,0865      | 0,2582  | 0,0910        | 0,4357  |
| 0,58   | 0,0851      | 0,2703  | 0,0897        | 0,4462  |
| 0,59   | 0,0836      | 0,2822  | 0,0884        | 0,4565  |
| 0,60   | 0,0822      | 0,2948  | 0,0870        | 0,4672  |
| 0,61   | 0,0808      | 0,3075  | 0,0857        | 0,4781  |
| 0,62   | 0,0794      | 0,3205  | 0,0844        | 0,4892  |
| 0,63   | 0,0779      | 0,3338  | 0,0831        | 0,5004  |
| 0,64   | 0,0765      | 0,3472  | 0,0819        | 0,5117  |
| 0,65   | 0,0751      | 0,3613  | 0,0805        | 0,5235  |
| 0,66   | 0,0737      | 0,3753  | 0,0792        | 0,5351  |
| 0,67   | 0,0723      | 0,3895  | 0,0780        | 0,5469  |
| 0,68   | 0,0710      | 0,4034  | 0,0767        | 0,5584  |
| 0,69   | 0,0697      | 0,4181  | 0,0755        | 0,5704  |
| 0,70   | 0,0684      | 0,4320  | 0,0743        | 0,5817  |
| 0,71   | 0,0671      | 0,4471  | 0,0731        | 0,5940  |
| 0,72   | 0,0658      | 0,4624  | 0,0719        | 0,6063  |
| 0,73   | 0,0646      | 0,4780  | 0,0708        | 0,6188  |
| 0,74   | 0,0633      | 0,4938  | 0,0696        | 0,6315  |
| 0,75   | 0,0621      | 0,5105  | 0,0684        | 0,6447  |
| 0,76   | 0,0608      | 0,5274  | 0,0672        | 0,6580  |
| 0,77   | 0,0596      | 0,5440  | 0,0661        | 0,6710  |
| 0,78   | 0,0584      | 0,5608  | 0,0650        | 0,6841  |
| 0,79   | 0,0573      | 0,5786  | 0,0639        | 0,6978  |
| 0,80   | 0,0561      | 0,5959  | 0,0628        | 0,7111  |
| 0,81   | 0,0550      | 0,6135  | 0,0617        | 0,7246  |
| 0,82   | 0,0539      | 0,6313  | 0,0607        | 0,7381  |
| 0,83   | 0,0528      | 0,6494  | 0,0596        | 0,7518  |
| 0,84   | 0,0517      | 0,6678  | 0,0586        | 0,7655  |
| 0,85   | 0,0506      | 0,6864  | 0,0576        | 0,7794  |
| 0,86   | 0,0496      | 0,7052  | 0,0566        | 0,7937  |
| 0,87   | 0,0486      | 0,7244  | 0,0556        | 0,8074  |
| 0,88   | 0,0476      | 0,7438  | 0,0546        | 0,8216  |
| 0,89   | 0,0466      | 0,7635  | 0,0537        | 0,8358  |
| 0,90   | 0,0456      | 0,7834  | 0,0528        | 0,8502  |
| 0,91   | 0,0447      | 0,8036  | 0,0518        | 0,8646  |
| 0,92   | 0,0437      | 0,8251  | 0,0509        | 0,8799  |
| 0,93   | 0,0428      | 0,8450  | 0,0500        | 0,8939  |
| 0,94   | 0,0419      | 0,8661  | 0,0491        | 0,9087  |
| 0,95   | 0,0410      | 0,8875  | 0,0483        | 0,9236  |
| 0,96   | 0,0401      | 0,9092  | 0,0474        | 0,9385  |
| 0,97   | 0,0392      | 0,9322  | 0,0465        | 0,9543  |
| 0,98   | 0,0384      | 0,9545  | 0,0457        | 0,9694  |
| 0,99   | 0,0376      | 0,9771  | 0,0449        | 0,9847  |
| 1,00   | 0,0368      | 1,0000  |               |         |

Annexes N°04

TABLEAU 5 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

| $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ |
|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|
| 0,985     | 0,045      | 0,0222   | 0,00007 | 318,3 | 0,007    | 0,945     | 0,165      | 0,0780   | 0,00103 | 75,91 | 0,109    |
| 0,984     | 0,048      | 0,0236   | 0,00008 | 297,5 | 0,008    | 0,944     | 0,168      | 0,0793   | 0,00107 | 74,29 | 0,113    |
| 0,983     | 0,051      | 0,0251   | 0,00009 | 279,1 | 0,009    | 0,943     | 0,171      | 0,0806   | 0,00111 | 72,72 | 0,118    |
| 0,982     | 0,054      | 0,0265   | 0,00010 | 262,8 | 0,010    | 0,942     | 0,174      | 0,0820   | 0,00115 | 71,21 | 0,122    |
| 0,981     | 0,057      | 0,0280   | 0,00011 | 248,2 | 0,012    | 0,941     | 0,177      | 0,0833   | 0,00120 | 69,75 | 0,127    |
| 0,980     | 0,060      | 0,0294   | 0,00012 | 235,0 | 0,013    | 0,940     | 0,180      | 0,0846   | 0,00124 | 68,33 | 0,132    |
| 0,979     | 0,063      | 0,0308   | 0,00014 | 223,1 | 0,014    | 0,939     | 0,183      | 0,0859   | 0,00128 | 66,97 | 0,137    |
| 0,978     | 0,066      | 0,0323   | 0,00015 | 212,3 | 0,016    | 0,938     | 0,186      | 0,0872   | 0,00133 | 65,64 | 0,142    |
| 0,977     | 0,069      | 0,0337   | 0,00017 | 202,4 | 0,017    | 0,937     | 0,189      | 0,0885   | 0,00137 | 64,37 | 0,147    |
| 0,976     | 0,072      | 0,0351   | 0,00018 | 193,3 | 0,019    | 0,936     | 0,192      | 0,0899   | 0,00142 | 63,12 | 0,152    |
| 0,975     | 0,075      | 0,0366   | 0,00020 | 185,0 | 0,020    | 0,935     | 0,195      | 0,0912   | 0,00147 | 61,92 | 0,157    |
| 0,974     | 0,078      | 0,0380   | 0,00021 | 177,3 | 0,022    | 0,934     | 0,198      | 0,0925   | 0,00152 | 60,76 | 0,163    |
| 0,973     | 0,081      | 0,0394   | 0,00023 | 170,2 | 0,024    | 0,933     | 0,201      | 0,0938   | 0,00157 | 59,63 | 0,169    |
| 0,972     | 0,084      | 0,0408   | 0,00025 | 163,6 | 0,026    | 0,932     | 0,204      | 0,0951   | 0,00162 | 58,53 | 0,174    |
| 0,971     | 0,087      | 0,0423   | 0,00027 | 157,4 | 0,028    | 0,931     | 0,207      | 0,0964   | 0,00168 | 57,46 | 0,180    |
| 0,970     | 0,090      | 0,0437   | 0,00029 | 151,7 | 0,030    | 0,930     | 0,210      | 0,0977   | 0,00173 | 56,43 | 0,186    |
| 0,969     | 0,093      | 0,0451   | 0,00031 | 146,3 | 0,032    | 0,929     | 0,213      | 0,0989   | 0,00178 | 55,42 | 0,192    |
| 0,968     | 0,096      | 0,0465   | 0,00033 | 141,3 | 0,034    | 0,928     | 0,216      | 0,1002   | 0,00184 | 54,44 | 0,198    |
| 0,967     | 0,099      | 0,0479   | 0,00035 | 136,5 | 0,036    | 0,927     | 0,219      | 0,1015   | 0,00190 | 53,49 | 0,205    |
| 0,966     | 0,102      | 0,0493   | 0,00037 | 132,1 | 0,039    | 0,926     | 0,222      | 0,1028   | 0,00196 | 52,57 | 0,211    |
| 0,965     | 0,105      | 0,0507   | 0,00040 | 127,9 | 0,041    | 0,925     | 0,225      | 0,1041   | 0,00201 | 51,67 | 0,218    |
| 0,964     | 0,108      | 0,0521   | 0,00042 | 123,9 | 0,044    | 0,924     | 0,228      | 0,1053   | 0,00207 | 50,79 | 0,225    |
| 0,963     | 0,111      | 0,0534   | 0,00044 | 120,1 | 0,046    | 0,923     | 0,231      | 0,1066   | 0,00213 | 49,93 | 0,231    |
| 0,962     | 0,114      | 0,0548   | 0,00047 | 116,6 | 0,049    | 0,922     | 0,234      | 0,1079   | 0,00220 | 49,10 | 0,238    |
| 0,961     | 0,117      | 0,0562   | 0,00050 | 113,2 | 0,052    | 0,921     | 0,237      | 0,1091   | 0,00226 | 48,29 | 0,245    |
| 0,960     | 0,120      | 0,0576   | 0,00052 | 110,0 | 0,055    | 0,920     | 0,240      | 0,1104   | 0,00232 | 47,50 | 0,253    |
| 0,959     | 0,123      | 0,0590   | 0,00055 | 107,0 | 0,058    | 0,919     | 0,243      | 0,1117   | 0,00239 | 46,73 | 0,260    |
| 0,958     | 0,126      | 0,0604   | 0,00058 | 104,0 | 0,061    | 0,918     | 0,246      | 0,1129   | 0,00246 | 45,98 | 0,268    |
| 0,957     | 0,129      | 0,0617   | 0,00061 | 101,3 | 0,064    | 0,917     | 0,249      | 0,1142   | 0,00252 | 45,24 | 0,275    |
| 0,956     | 0,132      | 0,0631   | 0,00064 | 98,6  | 0,067    | 0,916     | 0,252      | 0,1154   | 0,00259 | 44,52 | 0,283    |
| 0,955     | 0,135      | 0,0645   | 0,00067 | 96,1  | 0,070    | 0,915     | 0,255      | 0,1167   | 0,00266 | 43,82 | 0,291    |
| 0,954     | 0,138      | 0,0658   | 0,00070 | 93,7  | 0,074    | 0,914     | 0,258      | 0,1179   | 0,00273 | 43,14 | 0,299    |
| 0,953     | 0,141      | 0,0672   | 0,00073 | 91,4  | 0,077    | 0,913     | 0,261      | 0,1191   | 0,00280 | 42,47 | 0,307    |
| 0,952     | 0,144      | 0,0685   | 0,00077 | 89,2  | 0,081    | 0,912     | 0,264      | 0,1204   | 0,00288 | 41,82 | 0,316    |
| 0,951     | 0,147      | 0,0699   | 0,00080 | 87,0  | 0,084    | 0,911     | 0,267      | 0,1216   | 0,00295 | 41,18 | 0,324    |
| 0,950     | 0,150      | 0,0713   | 0,00084 | 85,0  | 0,088    | 0,910     | 0,270      | 0,1229   | 0,00303 | 40,56 | 0,333    |
| 0,949     | 0,153      | 0,0726   | 0,00087 | 83,0  | 0,092    | 0,909     | 0,273      | 0,1241   | 0,00311 | 39,95 | 0,342    |
| 0,948     | 0,156      | 0,0739   | 0,00091 | 81,0  | 0,096    | 0,908     | 0,276      | 0,1253   | 0,00318 | 39,35 | 0,351    |
| 0,947     | 0,159      | 0,0753   | 0,00095 | 79,3  | 0,100    | 0,907     | 0,279      | 0,1265   | 0,00326 | 38,76 | 0,360    |
| 0,946     | 0,162      | 0,0766   | 0,00099 | 77,6  | 0,104    | 0,906     | 0,282      | 0,1277   | 0,00334 | 38,19 | 0,369    |

### Annexes N°04

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    |

### Annexes N°04

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

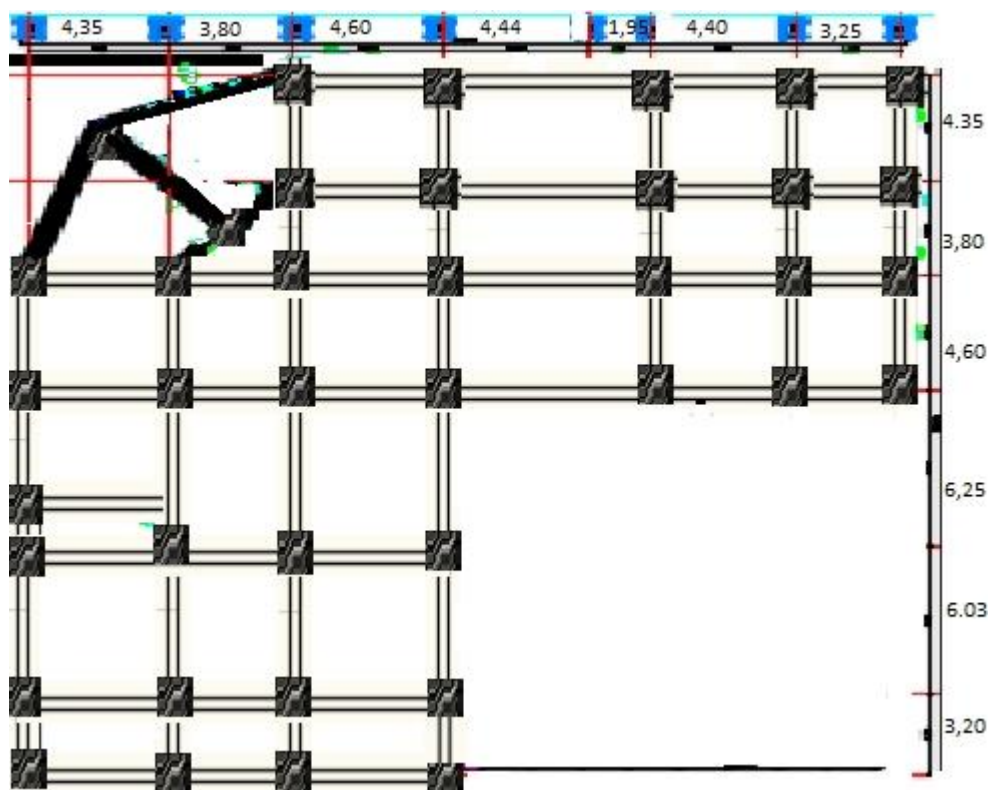
| $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ |
|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|
| 0,825     | 0,525      | 0,2165   | 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   | 0,02323 | 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    |

### Annexes N°04

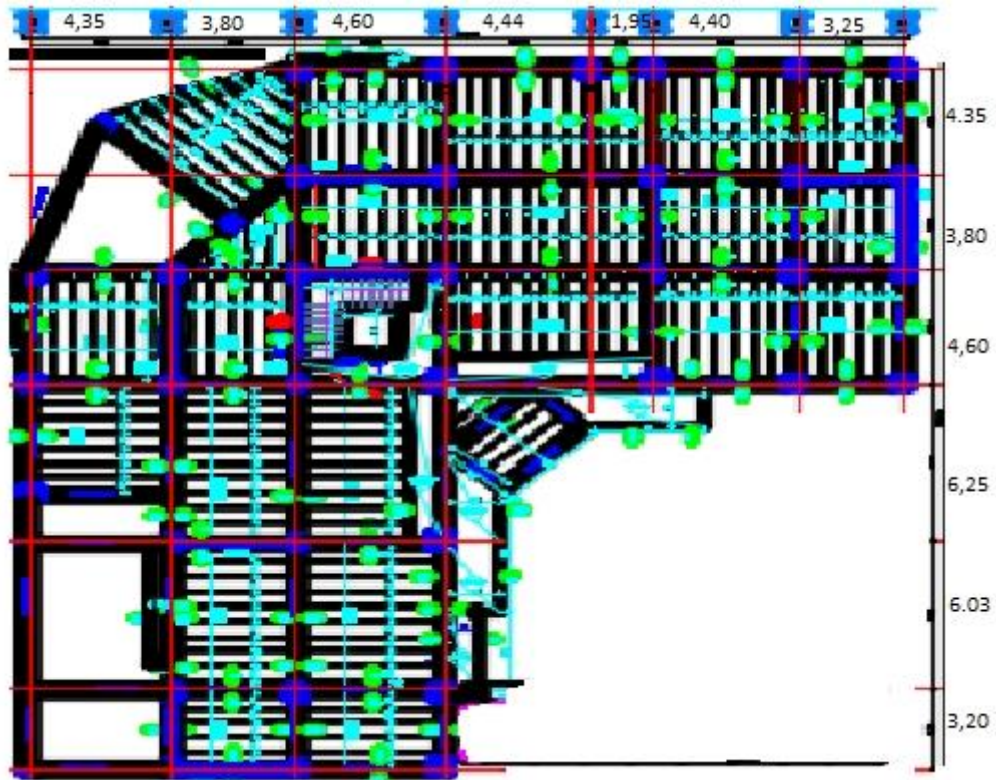
Valeurs de  $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

| $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $\mu_1'$ | $\mu_1$ | $k_1$ | $\rho_1$ |
|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|-----------|------------|----------|---------|-------|----------|
| 0,745     | 0,765      | 0,2850   | 0,0618  | 4,608 | 8,30     | 0,705     | 0,885      | 0,3120   | 0,1601  | 1,949 | 22,70    |
| 0,744     | 0,768      | 0,2857   | 0,0630  | 4,531 | 8,47     | 0,704     | 0,888      | 0,3126   | 0,1652  | 1,892 | 23,47    |
| 0,743     | 0,771      | 0,2864   | 0,0643  | 4,455 | 8,65     | 0,703     | 0,891      | 0,3132   | 0,1707  | 1,835 | 24,28    |
| 0,742     | 0,774      | 0,2871   | 0,0656  | 4,380 | 8,84     | 0,702     | 0,894      | 0,3138   | 0,1764  | 1,778 | 25,13    |
| 0,741     | 0,777      | 0,2879   | 0,0668  | 4,305 | 9,02     | 0,701     | 0,897      | 0,3144   | 0,1826  | 1,722 | 26,04    |
| 0,740     | 0,780      | 0,2886   | 0,0682  | 4,231 | 9,22     | 0,700     | 0,900      | 0,3150   | 0,1890  | 1,666 | 27,00    |
| 0,739     | 0,783      | 0,2893   | 0,0696  | 4,157 | 9,42     | 0,699     | 0,903      | 0,3156   | 0,1959  | 1,611 | 28,02    |
| 0,738     | 0,786      | 0,2900   | 0,0710  | 4,084 | 9,62     | 0,698     | 0,906      | 0,3162   | 0,2032  | 1,556 | 29,11    |
| 0,737     | 0,789      | 0,2907   | 0,0725  | 4,011 | 9,83     | 0,697     | 0,909      | 0,3168   | 0,2109  | 1,502 | 30,27    |
| 0,736     | 0,792      | 0,2914   | 0,0740  | 3,939 | 10,05    | 0,696     | 0,912      | 0,3174   | 0,2193  | 1,447 | 30,51    |
| 0,735     | 0,795      | 0,2922   | 0,0755  | 3,868 | 10,28    | 0,695     | 0,915      | 0,3180   | 0,2283  | 1,393 | 32,83    |
| 0,734     | 0,798      | 0,2929   | 0,0771  | 3,797 | 10,51    | 0,694     | 0,918      | 0,3185   | 0,2377  | 1,340 | 34,26    |
| 0,733     | 0,801      | 0,2936   | 0,0788  | 3,727 | 10,75    | 0,693     | 0,921      | 0,3191   | 0,2479  | 1,287 | 35,79    |
| 0,732     | 0,804      | 0,2943   | 0,0805  | 3,657 | 10,99    | 0,692     | 0,924      | 0,3197   | 0,2591  | 1,234 | 37,45    |
| 0,731     | 0,807      | 0,2950   | 0,0823  | 3,587 | 11,25    | 0,691     | 0,927      | 0,3203   | 0,2712  | 1,181 | 39,24    |
| 0,730     | 0,810      | 0,2957   | 0,0840  | 3,518 | 11,51    | 0,690     | 0,930      | 0,3209   | 0,2842  | 1,129 | 41,19    |
| 0,729     | 0,813      | 0,2963   | 0,0859  | 3,450 | 11,78    | 0,689     | 0,933      | 0,3214   | 0,2984  | 1,077 | 43,31    |
| 0,728     | 0,816      | 0,2970   | 0,0878  | 3,382 | 12,06    | 0,688     | 0,936      | 0,3220   | 0,3139  | 1,026 | 45,63    |
| 0,727     | 0,819      | 0,2977   | 0,0898  | 3,315 | 12,35    | 0,687     | 0,939      | 0,3225   | 0,3317  | 0,974 | 48,18    |
| 0,726     | 0,822      | 0,2984   | 0,0919  | 3,248 | 12,65    | 0,686     | 0,942      | 0,3231   | 0,3498  | 0,923 | 51,00    |
| 0,725     | 0,825      | 0,2991   | 0,0940  | 3,182 | 12,96    | 0,685     | 0,945      | 0,3237   | 0,3708  | 0,873 | 54,12    |
| 0,724     | 0,828      | 0,2997   | 0,0962  | 3,116 | 13,29    | 0,684     | 0,948      | 0,3242   | 0,3940  | 0,823 | 57,61    |
| 0,723     | 0,831      | 0,3004   | 0,0985  | 3,050 | 13,62    | 0,683     | 0,951      | 0,3248   | 0,4216  | 0,773 | 61,52    |
| 0,722     | 0,834      | 0,3011   | 0,1008  | 2,986 | 13,97    | 0,682     | 0,954      | 0,3253   | 0,4498  | 0,723 | 65,95    |
| 0,721     | 0,837      | 0,3017   | 0,1033  | 2,921 | 14,33    | 0,681     | 0,957      | 0,3259   | 0,4835  | 0,674 | 71,00    |
| 0,720     | 0,840      | 0,3024   | 0,1058  | 2,857 | 14,70    | 0,680     | 0,960      | 0,3264   | 0,5222  | 0,625 | 76,80    |
| 0,719     | 0,843      | 0,3031   | 0,1085  | 2,794 | 15,09    | 0,679     | 0,963      | 0,3269   | 0,5675  | 0,576 | 83,55    |
| 0,718     | 0,846      | 0,3037   | 0,1112  | 2,730 | 15,49    | 0,678     | 0,966      | 0,3275   | 0,6202  | 0,528 | 91,48    |
| 0,717     | 0,849      | 0,3044   | 0,1141  | 2,668 | 15,91    | 0,677     | 0,969      | 0,3280   | 0,6833  | 0,480 | 100,96   |
| 0,716     | 0,852      | 0,3050   | 0,1171  | 2,606 | 16,35    | 0,676     | 0,972      | 0,3285   | 0,7604  | 0,432 | 112,47   |
| 0,715     | 0,855      | 0,3057   | 0,1201  | 2,544 | 16,81    | 0,675     | 0,975      | 0,3291   | 0,8548  | 0,385 | 126,75   |
| 0,714     | 0,858      | 0,3063   | 0,1233  | 2,482 | 17,28    | 0,674     | 0,978      | 0,3296   | 0,9780  | 0,337 | 144,92   |
| 0,713     | 0,861      | 0,3069   | 0,1267  | 2,422 | 17,78    | 0,673     | 0,981      | 0,3301   | 1,1343  | 0,291 | 168,83   |
| 0,712     | 0,864      | 0,3076   | 0,1303  | 2,361 | 18,30    | 0,672     | 0,984      | 0,3306   | 1,3549  | 0,244 | 201,72   |
| 0,711     | 0,867      | 0,3082   | 0,1339  | 2,301 | 18,84    | 0,671     | 0,987      | 0,3311   | 1,6773  | 0,197 | 249,79   |
| 0,710     | 0,870      | 0,3088   | 0,1378  | 2,241 | 19,41    | 0,670     | 0,990      | 0,3316   | 2,1890  | 0,151 | 326,70   |
| 0,709     | 0,873      | 0,3095   | 0,1418  | 2,182 | 20,00    | 0,669     | 0,993      | 0,3321   | 3,1419  | 0,106 | 469,65   |
| 0,708     | 0,876      | 0,3101   | 0,1460  | 2,123 | 20,63    | 0,668     | 0,996      | 0,3327   | 5,5211  | 0,060 | 826,67   |
| 0,707     | 0,879      | 0,3107   | 0,1505  | 2,065 | 21,28    |           |            |          |         |       |          |
| 0,706     | 0,882      | 0,3113   | 0,1551  | 2,009 | 21,98    |           |            |          |         |       |          |





**Vue en Plan**



**Vue en Plan R.D.C**



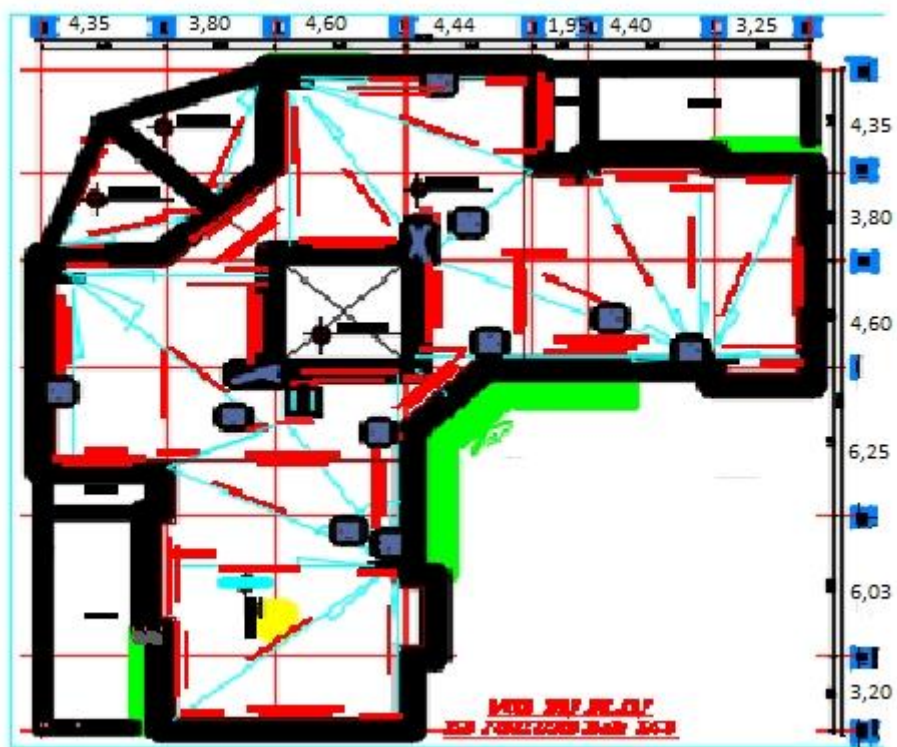
**Vue en Plan 1 ere étage**



**Vue en Plan 1 ere étage**



**Vue en Plan pour les autres étages**



**Vue en Plan Terrasse**

**PROJET: 150 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (L.P.A) + 33 LOGEMENTS PROMOTIONNELS + 06 LOCAUX COMMERCIAUX à H'CHEM**



**FICHE TECHNIQUE:**

|                            |                          |
|----------------------------|--------------------------|
| Surface Terrain:           | 13.568,00 m <sup>2</sup> |
| Surface Exploitée:         | 8.690,00 m <sup>2</sup>  |
| Surface Extension:         | 4.876,00 m <sup>2</sup>  |
| Surface Bâtie:             | 2.276,00 m <sup>2</sup>  |
| Surface Plancher:          | 17.780,00 m <sup>2</sup> |
| Surface Trottoires:        | 3.784,00 m <sup>2</sup>  |
| Surface Espaces Verts:     | 1.460,00 m <sup>2</sup>  |
| Surface Voiries + Parking: | 1.170,00 m <sup>2</sup>  |
| C.E.S:                     | 00,26                    |
| C.O.S:                     | 02,04                    |
| Densité:                   | 210 Logements / Hectar   |
| Nombre Commerces:-         | 06 Locaux                |
|                            | Acces Commerces          |

**PLAN DE MASSE Ech: 1/500**

Plan De Masse