

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULATION**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU**

**Faculté du génie de la construction**

**Département de génie civil**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUD**  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.**  
**Option : construction civile et industrielle**

**Thème**

**Etude d'une structure d'un bâtiment  
(RDC+8+S.SOL) à usage d'habitation et  
commercial contreventé par voiles porteurs,  
avec application du logiciel ETABS**

**Réalisé par :**

**CHERGUI Salah**

**Dirigé par :**

**M<sup>me</sup> : SAIB**

**Année : 2022/2023**



# Remerciements

*Au début je remercie DIEU le tout puissant, de m'avoir accordé le courage et la patience et m'avoir gardé en bonne santé jusqu'à l'aboutissement de mes études et l'accomplissement de ce modeste projet.*


*Je tiens à exprimer toutes mes profondes reconnaissances pour ma promotrice M<sup>me</sup> SAIB Nacera pour avoir acceptée de m'encadrer au long de ce travail.*

*Mes vifs remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens qu'ils ont mis à ma disposition pour mener terme à mon travail.*

*Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Des remerciements spéciaux pour le chef de département M' IDIR Abdelkader et M' BOUDELLAL qui ont été à la hauteur de leurs travaux depuis que les ai connu merci infiniment.*

*En fin je tiens à remercier sincèrement, l'ensemble du corps enseignant de l'université MOULOUD MAMMERY ; faculté de génie de la construction spécialement département génie civil.*



# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mon cher père et à ma chère mère pour leurs amour, leurs encouragements et leurs sacrifices durant tout mon parcours études, ainsi que pour leurs conseils et leurs précieux aides morales et financières, que Dieu les protèges et les entoures de sa bénédiction.*

*À ma chère sœur AKILA qui était toujours à mes côtés et son mari MENAD ainsi que les petits ANYAS et ARIS qui nous rendent heureux.*

*À mes chers frères BELKACEM et RACHID que j'aime beaucoup et qui me soutiennent dans tous.*

*À OUARDIA et SORAYA que je considère des sœurs pour moi ainsi leurs maris et leurs adorables enfants.*

*À mon grand père et ma grand-mère laquelle j'ai voulu qu'elle soit présente dans cette merveilleuse partie de ma vie que dieu l'accueille dans son vaste paradis.*

*À mes chères tantes Dahvoucha, Hassina, Nassima, Sabrina ainsi leurs maris et leurs fils et filles.*

# *Dédicace*

*À mes amis Salem, Rachid, Nabil, Meziane, Massi Souici, Ouahib, Abdou, Lila, Hedjila, Noussia, Amel, Thiziri, vous êtes pour moi des sœurs et des frères avec que j'ai partagé beaucoup de moments parfait.*

*À LARBAOUI Salim que j'ai connu dans un petit temps mais il était un homme généreux avec moi merci pour ton aide mon frère.*

*À mes enseignants au technicum de BOGHNI et surtout Mr CHEBALLAH, Mr MESSAOUDI, Mr MEZIANI et Mr HEGGAZ*

*À toute la famille CHERGUI et mes voisins proches.*

*À toute la promotion génie civil 2022/2023*

*Merci pour tous vos soutiens.*

*SALAH*

# Sommaire

## Introduction générale

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

|   |   |
|---|---|
| Introduction .....                                  | 1 |
| I.1.Description de l'ouvrage .....                  | 1 |
| I.2 .Les caractéristiques géométriques .....        | 1 |
| I.3.Les éléments constructifs de l'ouvrage .....    | 2 |
| I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux ..... | 5 |

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

|   |    |
|---|----|
| Introduction .....  | 14 |
| II.1. Pré dimensionnement des éléments .....                              | 14 |
| II.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges exploitation ..... | 21 |
| II.3. Calcul des poids propres des éléments .....                         | 25 |

### CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

|                                      |    |
|--------------------------------------|----|
| Introduction .....                   | 35 |
| III .1. Calcul de l'acrotère .....   | 35 |
| III.2. Calcul des planchers .....    | 45 |
| III.3. Les consoles .....            | 72 |
| III.4. Calcul la dalle machine ..... | 81 |
| III.5. Calcul des l'escaliers.....   | 94 |

### CHAPITRE IV: Présentation du logiciel ETABS et modélisation

|   |     |
|---|-----|
| Introduction .....  | 113 |
| IV.1. Méthode de calcul.....  | 113 |
| IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) ..... | 113 |
| IV.3. Rappel (terminologie) .....   | 114 |
| IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS .....   | 114 |
| IV.4.1. Etapes de modélisation .....  | 114 |

## **CHAPITRE V : Vérification des exigences du RPA**

|   |     |
|---|-----|
| Introduction .....  | 135 |
| V.1. Justification du système de contreventement .....                          | 135 |
| V.2. Le pourcentage de participation de la masse modale .....                   | 138 |
| V.3. Estimation de la période empirique T .....                                 | 139 |
| V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) ..... | 141 |
| V.5. Les déplacements relatifs .....  | 146 |

## **CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux**

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| Introduction .....                 | 151 |
| VI.1. Ferrailage des poteaux ..... | 151 |
| VI.2. Ferrailage des poutres ..... | 170 |
| VI.3. Ferrailage des voiles .....  | 170 |

## **CHAPITRE VII: Etude de l'infrastructure**

|  |     |
|--|-----|
| Introduction .....                     | 198 |
| VII.1. Choix du type de fondation..... | 198 |
| VII.2. Etude du radier général.....    | 199 |
| VII.3. Etude de la nervure .....       | 212 |

## **CHAPITRE VIII: Ferrailage du mur périphérique**

|   |     |
|---|-----|
| Introduction .....  | 220 |
| VIII.1. Détermination des sollicitations .....                    | 220 |
| VIII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol ..... | 221 |
| VIII.3. Calcul des sollicitations .....                           | 221 |
| VIII.4. Charges moyennes .....                                    | 221 |
| VIII.5. Ferrailage du mur périphérique .....                      | 222 |
| VIII.6. Vérifications à l'ELU.....                                | 225 |
| VIII.7. Vérifications à l'ELS.....                                | 226 |

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

# LISTE DES FIGURES

|   |    |
|---|----|
| Figure I.1. Plancher en corps creux .....   | 2  |
| Figure I.2. Dalle pleine .....  | 3  |
| Figure I.3. Schéma descriptif du mur extérieur .....  | 4  |
| Figure I.4. Diagramme -parabole rectangle des contraintes-déformations du béton a l'ELU ..... | 7  |
| Figure I.5. Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS .....                | 8  |
| Figure I.6. Diagramme contrainte- déformation de l'acier .....                                | 11 |
| Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....                                 | 12 |
| Figure II.1. Schéma de la poutre .....  | 14 |
| Figure II.2. Coupe verticale d'un plancher à corps creux .....                                | 17 |
| Figure II.3. Surface d'influence du poteau le plus sollicité P F6 .....                       | 20 |
| Figure II.4. Coupe verticale d'un plancher terrasse. ....                                     | 21 |
| Figure II.5. Coupe transversale du plancher étage courant. ....                               | 22 |
| Figure II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur. ....   | 23 |
| Figure II.7. Coupe verticale d'un mur intérieur. ....   | 24 |
| Figure II.8. Coupe transversale de la dalle pleine. ....                                      | 24 |
| Figure II.9. Loi de dégression des surcharges. ....   | 27 |
| Figure II.10. Coffrage des poteaux. ....  | 30 |
| Figure II.11. Longueur de flambement .....  | 32 |
| Figure II.12. Section du poteau. ....   | 32 |
| Figure III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère .....   | 35 |
| Figure III.1.2. Diagrammes des efforts internes .....   | 36 |
| Figure III.1.3. Schéma statique de calcul de l'acrotère .....                                 | 37 |
| Figure III.2.1. Treillis soudé de (20 × 20) cm <sup>2</sup> . ....                            | 46 |
| Figure III.2.2. Dimensionnement de la section en Té .....                                     | 47 |
| Figure III.2.3. Coupe transversale de la poutrelle .....                                      | 47 |
| Figure III.2.4. Surfaces revenant aux poutrelles .....  | 48 |
| Figure III.2.5. Dalle de compression (section rectangulaire) .....                            | 48 |
| Figure III.2.6. Schéma de calcul des poutrelles. ....   | 49 |
| Figure III.2.7. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis. ....             | 53 |
| Figure III.2.8. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 8 appuis à l'ELS .....     | 57 |
| Figure III.2.9. Coupe schématique de la poutrelle .....                                       | 61 |
| Figure III.2.10. Coupe schématique de la poutrelle .....                                      | 62 |
| Figure III.2.11. Schéma statique de calcul .....  | 68 |
| Figure III.2.1. Treillis soudé de (20 × 20) cm <sup>2</sup> . ....                            | 45 |
| Figure III.2.2. Dimensionnement de la section en Té .....                                     | 46 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure III.2.3. Coupe transversale de la poutrelle .....  | 46  |
| Figure III.2.4. Surfaces revenant aux poutrelles .....  | 47  |
| Figure III.2.5. Dalle de compression (section rectangulaire) .....                              | 47  |
| Figure III.2.6. Schéma de calcul des poutrelles. ....   | 48  |
| Figure III.2.7. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis. ....               | 52  |
| Figure III.2.8. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 8 appuis à l'ELS .....       | 56  |
| Figure III.2.9. Coupe schématique de la poutrelle .....   | 60  |
| Figure III.2.10. Coupe schématique de la poutrelle .....  | 61  |
| Figure III.2.11. Schéma statique de calcul.....   | 68  |
| Figure III.3.1. Coupe verticale de la console .....   | 72  |
| Figure III.3.2. Schéma statique de la console .....   | 72  |
| Figure III.3.3. Schéma statique (ELU) .....   | 74  |
| Figure III.3.4. Schéma statique (ELS) .....   | 75  |
| Figure III.3.5. Section de calcul.....  | 75  |
| Figure III.4.1. Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur. ....                     | 81  |
| Figure III.4.2. Schéma représentatif de la diffusion de charge au niveau du feuillet moyen..... | 82  |
| Figure III.4.3. La section à étudier pour le ferrailage .....                                   | 84  |
| Figure III.4.4. Les moment en travées et aux appuis dans les deux sens ( $L_x, L_y$ ). ....     | 85  |
| Figure III.5.1. Coupe verticale de l'escalier.....  | 94  |
| Figure III.5.2. Schéma statique de l'escalier.....  | 95  |
| Figure III.5.3. Schéma statique de calcul à l'ELU. ....   | 98  |
| Figure III.5.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU .....            | 101 |
| Figure III.5.5. Schéma statique de calcul à l'ELS.....  | 106 |
| Figure III.5.6. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.....             | 108 |
| Figure III.5.7. Section droite des escaliers.....   | 110 |
| Figure IV.1. Fenêtre de dialogue. ....  | 115 |
| Figure IV.2. Interface d'initialisation du modèle.....  | 115 |
| Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base.....  | 116 |
| Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y. ....                     | 116 |
| Figure IV.5. Introduction des étages.....   | 117 |
| Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D.....  | 117 |
| Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau B25 (béton).....                             | 118 |
| Figure IV.8. Introduction des éléments barres. ....   | 118 |
| Figure IV.9. Introduction des sections des poteaux. ....  | 119 |
| Figure IV.10. Introduction des sections des poutres. ....                                       | 119 |
| Figure IV.11. Introduction des sections du corps creux.....                                     | 120 |
| Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines. ....                              | 121 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure IV.13. Introduction des dimensions des voiles. ....                                | 121 |
| Figure IV.14. Affectation des poteaux. ....   | 122 |
| Figure IV.15. Affectation des poutres principales et secondaires .....                    | 123 |
| Figure IV.16. Affectation des planchers à corps creux .....                               | 123 |
| Figure IV.17. Affectation des dalles pleines. ....  | 124 |
| Figure IV.18. Affectation des voiles. ....  | 124 |
| Figure IV.19. Affectation des poutres palières. ....                                      | 125 |
| Figure IV.20. Vue de la structure en 3D. ....   | 126 |
| Figure IV.21. Définition des charges G et Q. ....   | 126 |
| Figure IV.22. Application des charges .....   | 127 |
| Figure IV.23. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003. ....                | 128 |
| Figure IV.24. Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale. .... | 129 |
| Figure IV.25. Encastrement de la base de la structure. ....                               | 130 |
| Figure IV.26. Introduction de la masse source Combinaisons du poids. ....                 | 131 |
| Figure IV.27. Introduction des diaphragmes. ....  | 132 |
| Figure IV.28. Introductions des combinaisons d'actions. ....                              | 133 |
| Figure IV.29. Analyse de la structure. ....   | 133 |
| Figure IV.1. Fenêtre de dialogue. ....  | 115 |
| Figure IV.2. Interface d'initialisation du modèle. ....                                   | 115 |
| Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base. ....                                   | 116 |
| Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y. ....               | 116 |
| Figure IV.5. Introduction des étages. ....  | 117 |
| Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D. ....   | 117 |
| Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau B25 (béton). ....                      | 118 |
| Figure IV.8. Introduction des éléments barres. ....                                       | 118 |
| Figure IV.9. Introduction des sections des poteaux. ....                                  | 119 |
| Figure IV.10. Introduction des sections des poutres. ....                                 | 119 |
| Figure IV.11. Introduction des sections du corps creux. ....                              | 120 |
| Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines. ....                        | 121 |
| Figure IV.13. Introduction des dimensions des voiles. ....                                | 121 |
| Figure IV.14. Affectation des poteaux. ....   | 122 |
| Figure IV.15. Affectation des poutres principales et secondaires .....                    | 123 |
| Figure IV.16. Affectation des planchers à corps creux .....                               | 123 |
| Figure IV.17. Affectation des dalles pleines. ....  | 124 |
| Figure IV.18. Affectation des voiles. ....  | 124 |
| Figure IV.19. Affectation des poutres palières. ....                                      | 125 |
| Figure IV.20. Vue de la structure en 3D. ....   | 126 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure IV.21. Définition des charges G et Q. ....   | 126 |
| Figure IV.22. Application des charges .....   | 127 |
| Figure IV.23. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003. ....                | 128 |
| Figure IV.24. Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale. .... | 129 |
| Figure IV.25. Encastrement de la base de la structure. ....                               | 130 |
| Figure IV.26. Introduction de la masse source Combinaisons du poids.....                  | 131 |
| Figure IV.27. Introduction des diaphragmes. ....  | 132 |
| Figure IV.28. Introductions des combinaisons d'actions. ....                              | 133 |
| Figure IV.29. Analyse de la structure. ....   | 133 |
| Figure VI.2.1. Section simplement armée. ....   | 171 |
| Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.....                                | 172 |
| Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale. ....                                       | 177 |
| Figure VI.2.4. Flèche de la poutre principale .....                                       | 179 |
| Figure VI.2.5. Flèche de la poutre secondaire .....                                       | 180 |
| Figure VI.3.1. La disposition des voiles .....  | 171 |
| Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....                 | 173 |
| Figure VII.2. Le panneau le plus sollicité.....   | 207 |
| Figure VIII.3. Répartition trapézoïdale.....  | 212 |
| Figure VIII.4. Répartition triangulaire.....  | 212 |
| Figure VIII.5. Présentation du chargement simplifié.....                                  | 212 |
| Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....                             | 214 |
| Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU. ....                              | 214 |
| Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....                             | 214 |
| Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....                               | 215 |
| Figure VII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....                            | 215 |
| Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....                               | 215 |
| Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....                            | 215 |
| Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....                              | 216 |
| Figure VIII.1.Schéma statique du mur périphérique.....                                    | 220 |
| Figure VIII.2.Diagramme des contraintes à l'ELU.....                                      | 221 |
| Figure VIII.3.Diagramme des contraintes à l'ELS .....                                     | 221 |
| Figure VIII.4.Le panneau le plus sollicité .....  | 222 |
| Figure VIII.5.Schéma statique de ferrailage .....   | 224 |



# Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés .....   | 10 |
| Tableau I.2. Les contraintes des aciers utilisés.....  | 13 |
| Tableau II.1. Vérification des poutres aux conditions du RPA 99 .....  | 16 |
| Tableau II.2. Évaluation des charges G d'un plancher terrasse inaccessible. ....   | 22 |
| Tableau II.3. Évaluation des charges G d'un étage courant .....  | 22 |
| Tableau II.4. Évaluation des charges G d'un étage courant. ....  | 23 |
| Tableau II.5. Evaluation des charges G revenant aux murs extérieurs. ....  | 23 |
| Tableau II.6. Evaluation des charges G revenant aux murs intérieurs. ....  | 24 |
| Tableau II.7. Evaluation des charges G revenant aux dalles pleines.....  | 24 |
| Tableau II.8. Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires .....  | 25 |
| Tableau II.9. Coefficients de dégression des charges.....  | 27 |
| Tableau II.10. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux ..... |    |
| Tableau II.11. Vérifications aux exigences du RPA .....  | 31 |
| Tableau II.12. Vérification du flambement des poteaux. ....  | 33 |
| Tableau II.13. Récapitulatif des résultats .....   | 34 |
| Tableau III.2.1. Valeurs des moments fléchissant aux travées à L'ELU .....   | 54 |
| Tableau III.2.2. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELU .....  | 55 |
| Tableau III.2.3. Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.....   | 56 |
| Tableau III.2.4. Valeurs des moments fléchissant aux travées à L'ELS .....   | 58 |
| Tableau III.2.5. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELS .....  | 59 |
| Tableau III.2.6. Valeurs des efforts tranchants à l'ELS .....  | 60 |
| Tableau III.2.1. Valeurs des moments fléchissant en travées à L'ELU .....  | 53 |
| Tableau III.2.2. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELU .....  | 54 |
| Tableau III.2.3. Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.....   | 55 |
| Tableau III.2.4. Valeurs des moments fléchissant en travées à L'ELS .....  | 57 |
| Tableau III.2.5. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELS .....  | 58 |
| Tableau III.2.6. Valeurs des efforts tranchants à l'ELS .....  | 59 |
| Tableau III.3.2. Chargement du garde-corps.....  | 73 |
| Tableau III.4.1. Ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur.....  | 87 |
| Tableau III.5.1. Charge permanente de la volée.....  | 97 |
| Tableau III.5.2. Charge permanente du palier.....  | 97 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau V.1. Justification du système de contreventement. ....                        | 139 |
| Tableau V. 2. Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes .....          | 142 |
| Tableau V.3. Coefficient d'accélération de zone.....                                  | 143 |
| Tableau V.4. Période caractéristique de chaque site .....                             | 143 |
| Tableau V.5. Coefficient d'amortissement critique $\xi$ .....                         | 144 |
| Tableau V.6. Excentricité.....  | 147 |
| Tableau V.7. Déplacements relatifs.....   | 149 |
| Tableau V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta. ....                         | 150 |
| Tableau V.9. Vérification de l'effort normal réduit. ....                             | 151 |
| Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux. ....                       | 151 |
| Tableau VI.1.2. Les différentes sollicitations dans les poteaux. ....                 | 157 |
| Tableau VI.1.3. Ferrailage des poteaux.....   | 159 |
| Tableau VI.1.4. Délimitation des zones nodales. ....                                  | 161 |
| Tableau VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles.....                       | 164 |
| Tableau VI.1.6. Vérification de la condition de non fragilité sous $M_2$ .....        | 165 |
| Tableau VI.1.7. Vérification de la condition de non fragilité sous $M_3$ .....        | 165 |
| Tableau VI.1.8. Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x.....                 | 167 |
| Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y.....                 | 168 |
| Tableau VI.2.1. Ferrailage des poutres principales.....                               | 173 |
| Tableau VI.2.2. Ferrailage des poutres secondaires.....                               | 173 |
| Tableau VI.2.3. Ferrailage des poutres palières.....                                  | 173 |
| Tableau VI.2.4. Ferrailage des armatures transversales.....                           | 174 |
| Tableau VI.2.5. Vérification de la condition de non fragilité. ....                   | 174 |
| Tableau VI.2.6. Vérification au cisaillement.....                                     | 175 |
| Tableau VI.2.7. Influence de l'effort tranchant sur le béton. ....                    | 175 |
| Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales. .... | 178 |
| Tableau VI.2.9. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires. .... | 178 |
| Tableau VI.2.10. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres palières. ....   | 178 |
| Tableau VI.2.11. Récapitulatif de ferrailage des poutres.....                         | 180 |
| Tableau VI.3.1. Tableau des efforts normaux. ....                                     | 172 |
| Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales.....                                 | 173 |
| Tableau VII.1. Résultats des contraintes .....  | 205 |
| Tableau VII.2. Résultats des ferrailages.....   | 209 |
| Tableau VII.3. Les efforts internes dans les nervures. ....                           | 216 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VII.4. Le ferrailage adopté pour la nervure ..... | 216 |
| Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS. .... | 219 |
| Tableau VIII.1.Ferrailage du mur périphérique .....       | 224 |
| Tableau VIII.2.Vérification des contraintes à l'ELS ..... | 227 |

## *Introduction générale*

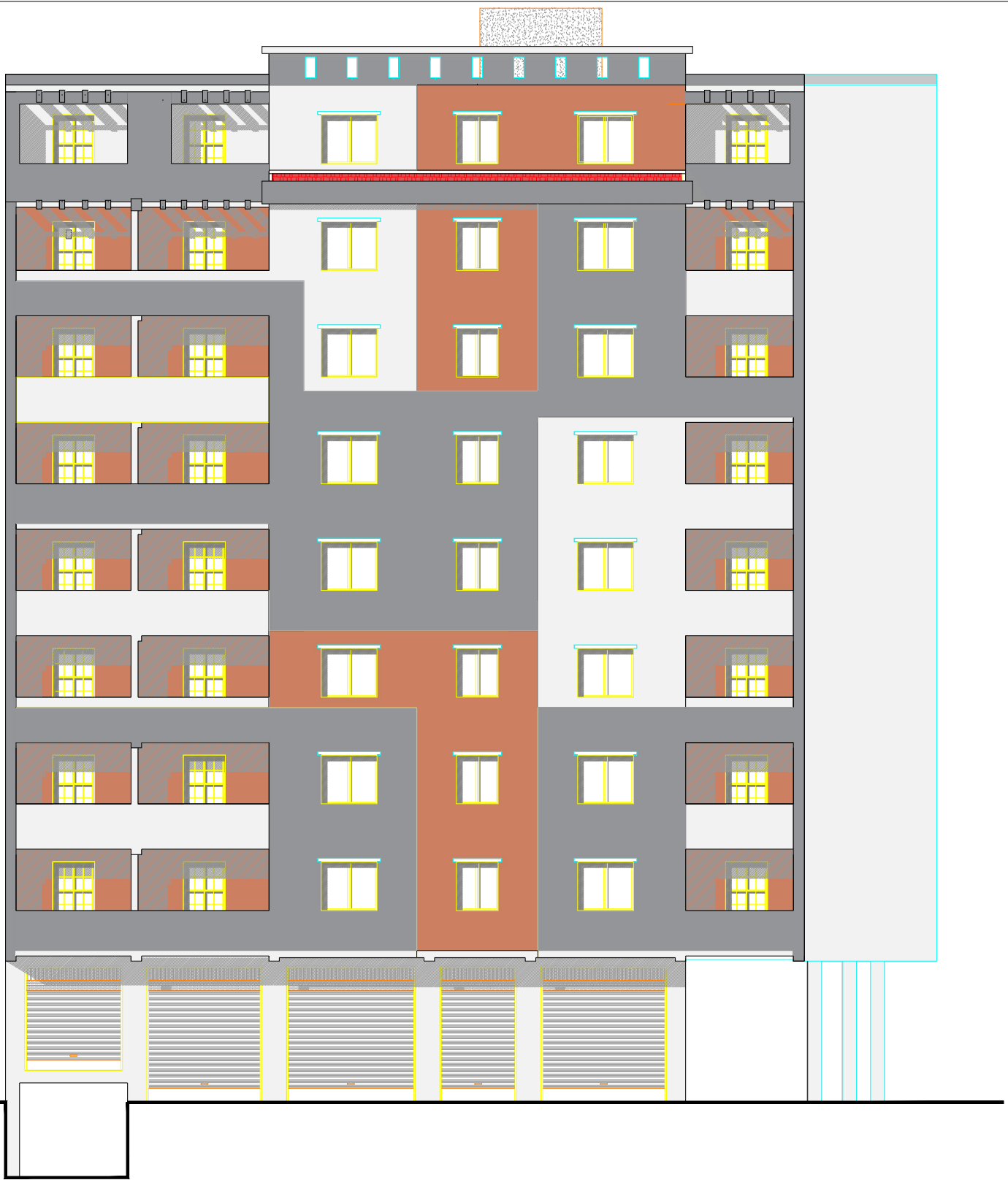
Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une structure en R+8+SSol contreventé par voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel logiciel ETABS.



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

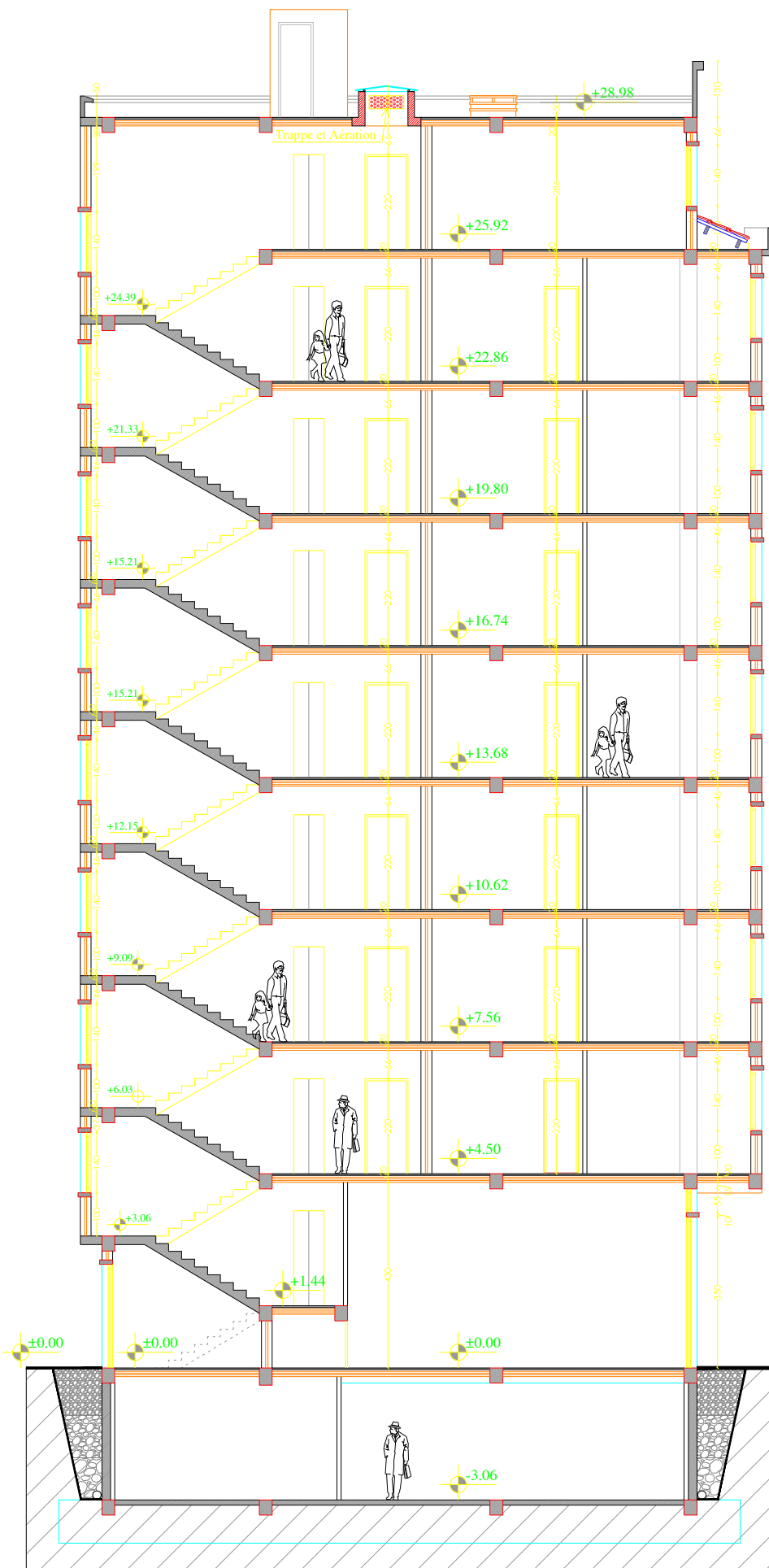
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

FACADE PRINCIPALE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

COUPE A-A

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude  
 Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

---

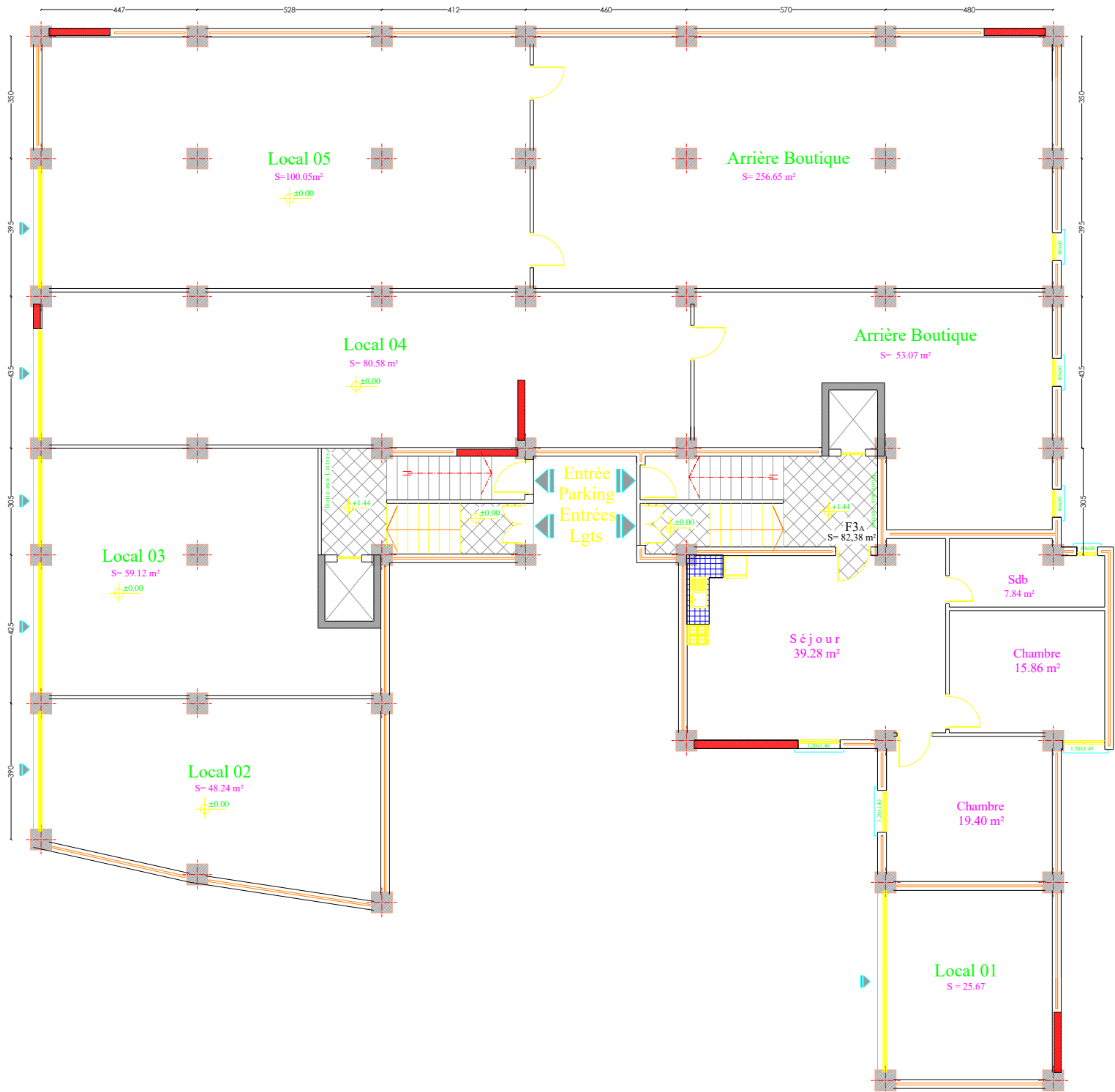
PLAN DE SOUS.SOL

---

Réalisé par: CHERGUI Salah  
 Dérigé par: Mme SAIB.N

---

PROMOTION: 2022 / 2023



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude  
 Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE REZ DE CHAUSSEE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023



# Chapitre I

## PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



## INTRODUCTION :

Ce premier chapitre consiste à la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur du bâtiment).
- Les éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux utilisés dans le bâtiment.

Le calcul de ces éléments est basé sur des règlements et des méthodes prescrites dans **le BAEL 91 modifié 99, RPA 99 modifié 2003, CBA 93 et le DTR BC 22.**

### I.1.Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial en (RDC + 8 Etages + S.Sol). Il sera implanté dans la commune de BOGHNI wilaya de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 /2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre bâtiment comporte :

- Un rez-de-chaussée (usage commercial).
- Huit étages courants (usage d'habitation).
- Un sous-sol (parking et stockage).
- Deux cages d'escalier.
- Deux cages d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

### I.2 .Les caractéristiques géométriques :

#### Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment :  $L= 32,45$  m.
- Largeur totale du bâtiment :  $l= 30,40$ m.

#### Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : 28.98 m.
- Hauteur du RDC : 4,50 m.
- Hauteur de l'étage courant et du sous-sol: 3,06m

### I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### a. L'ossature :

Ce bâtiment est à ossature mixte se compose de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutre) leurs rôles est de supporter essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé : servant de contreventement (prendre les charge verticale et horizontales) et assurer la stabilité vis-à-vis les charges horizontales.

#### b. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les niveaux d'une habitation. Leur fonction consiste à :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

#### 1. Planchers en corps creux :

Ils sont constitués par :

- Des poutrelles préfabriquées à treillis métallique et talon en béton.
- Table de compression généralement en béton armé d'un treillis soudé  $ep \geq 4 \text{ cm}$ .
- Système de coffrage : disposé entre les poutrelles constitué par un hourdis préfabriqué (coffrage perdu et isolant phonique).

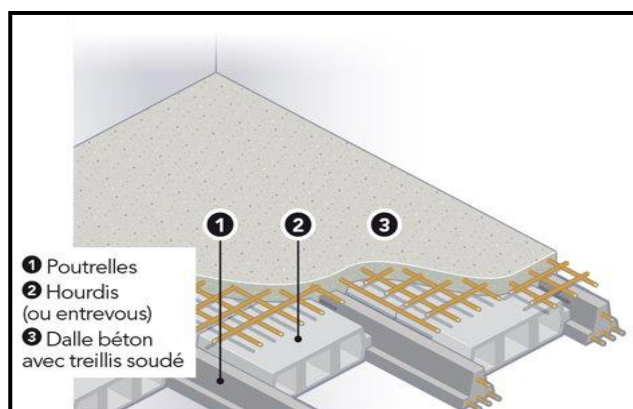


FIGURE I.1. Plancher en corps creux

## 2. Planchers en dalle pleines :

Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux (cages d'escaliers, ascenseurs et les balcons).

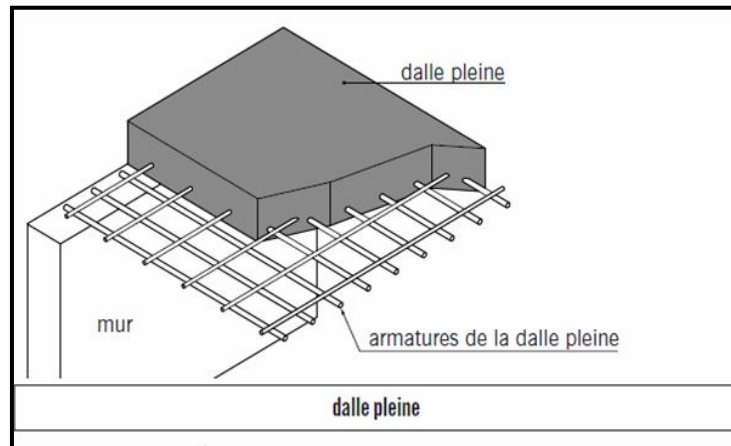


FIGURE I.2.Dalle pleine

### c. Escaliers :

C'est un élément d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre du bâtiment. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux, consistant en des marches et des paliers.

### d. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment est muni de deux cages d'ascenseur, ce compose de la cabine et de la machinerie.

### e. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de limiter le temps d'exécution et de réduire les opérations manuelles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### f. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible qui se compose :

- D'une pente pour l'évacuation des eaux.
- D'étanchéité.
- Une couche de protection (gravier roulé).

**g. Acrotère :**

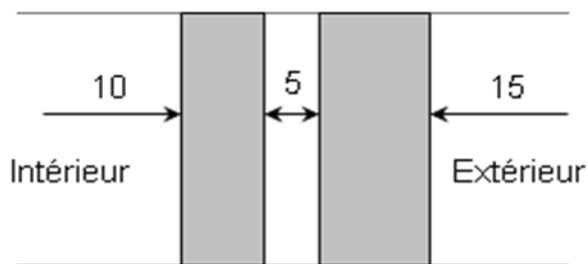
Le périmètre de notre terrasse (inaccessible) sera muni d'un acrotère de 60 cm de hauteur, réalisé en béton armé, il joue le rôle de garde-corps (sécurité).

**h. Maçonnerie :**

La maçonnerie est composée de matériaux (briques creuse) unis par un liant (mortier). Nous avons deux types du mur :

**▪ Mur extérieur :**

Réalisé en double cloisons par des éléments de briques de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparées d'une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.



**FIGURE I.3. Schéma descriptif du mur extérieur**

**▪ Mur intérieur :**

Réalisé en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**i. Les revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les murs des cuisines et des salles d'eau.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides.

**j. Les voiles :**

Sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (sismiques).

**k. Les balcons :**

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

**a. Les fondations :**

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les surcharges d'une structure, leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**Remarque :**

Vu qu'en ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposés que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$$

**I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent être conformes aux règles de BAEL 91 modifié 99 et les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

**1. Le béton :**

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus, le béton a un comportement fragile.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques :**

**a) Résistances caractéristiques à la compression :**

Pour l'établissement du projet dans les cas courant, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées dite valeur caractéristique requise notée  $f_{c28}$ .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge  $\leq 28J$  sa résistance est calculée comme suit :  
D'après le **(BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)**.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,46 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en Mpa Avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.1.12 BAEL 99}).$$

✓ Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  d'où  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

**c) Contrainte limite du béton :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assurant plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

**(Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)**  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1,5$

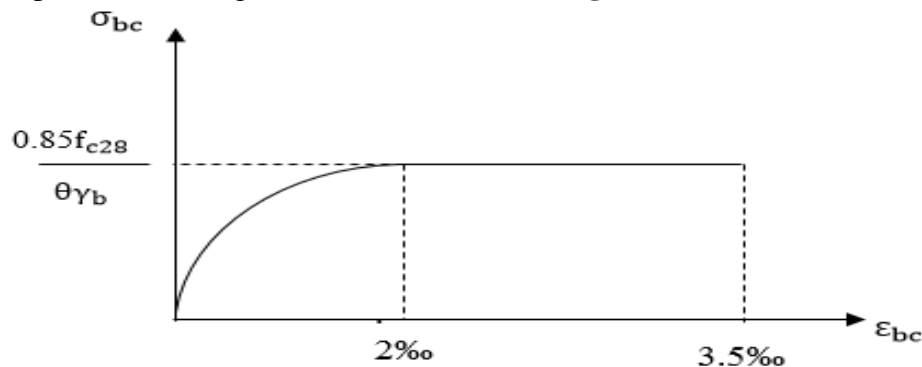
|          |            |
|----------|------------|
| $\theta$ | $\theta=1$ |
| $f_{bu}$ | 14,17      |

$\theta$  : coefficient dépendant de la durée d'application (t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

#### Diagramme contraintes déformations du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la **figure I.4** suivant



**FIGURE I.4.**Diagramme -parabole rectangle des contraintes-déformations du béton a l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique ou la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangulaire ou  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  (état plastique).

- **Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

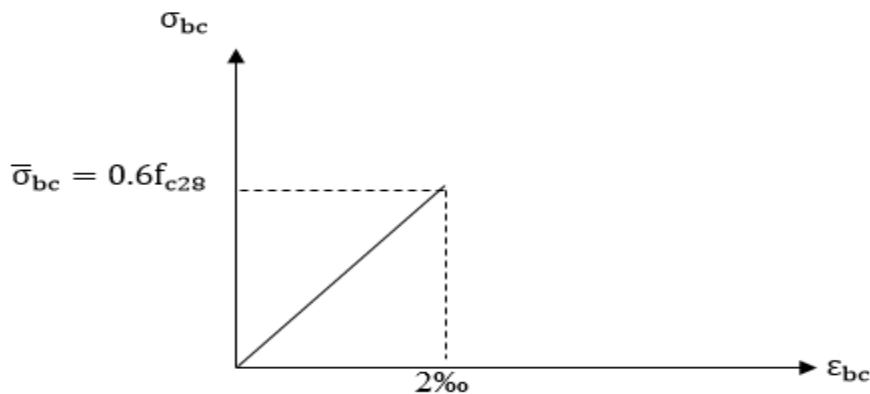
- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2})$$

À 28 jours ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Le béton est considéré comme élastique linéaire .la relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :



**FIGURE I.5. Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS**

**d) Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1.1 BAEL) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration peu nuisible (non préjudiciable).
- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### e) Module d'élasticité longitudinale du béton :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- **Module d'élasticité Instantanée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 21).**

La durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée), en (MPa)}$$

$f_{cj}$ : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$ .

- **Module d'élasticité Différée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 22).**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (chargement de longue durée), en (MPa)}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

- **Module de déformation transversale : (Art. A.2.1.3. BAEL99.modifié 99):**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant, il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ en MPa.}$$

Avec :

E : Module de Young (Module d'élasticité)

U : Coefficient de poisson

**f) Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99) :**

Le coefficient de poisson( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0, 2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**2. L'acier :**

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

- **Les aciers à hautes adhérences** feE400.
- **Treillis soudés** formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

| Type d'acier       | Nomination      | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Allongement relatif à la rupture (%) | Coefficient de fissuration | Coefficient de scellement |
|--------------------|-----------------|---------|------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Aciers en barre    | Haute adhérence | HA      | 400                          | 14                                   | 1,6                        | 1,5                       |
| Aciers en treillis | Treillis soudés | TS      | 550                          | 8                                    | 1,3                        | 1                         |

**Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés**

Nous définissons les aciers par :

**a- Module d'élasticité longitudinale :**

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$ ; Art (A.2.2, 1 BAEL 91/modifié 99).

**b- Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) pour les aciers il est pris :

$$\nu = 0,3$$

**c- Contraintes limites :**

• **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

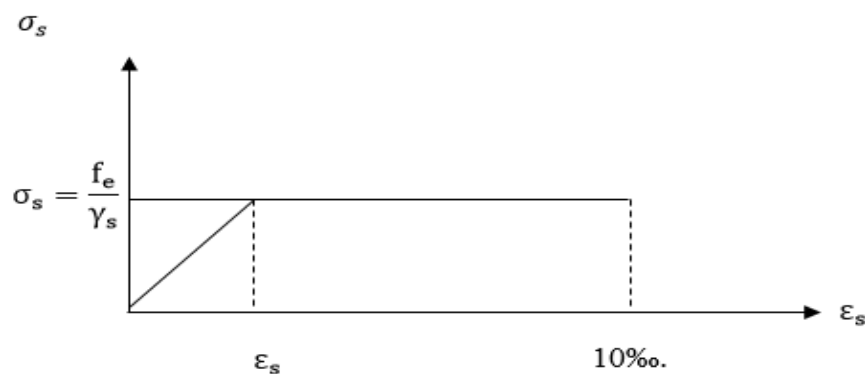
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$  (Art A.4.3,2/BAEL 91).

$\sigma_{st} = 384 \text{MPa}$  pour les aciers à haute adhérence.



**FIGURE I.6. Diagramme contrainte- déformation de l'acier**

• **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

▪ **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\sigma_{st} = f_e ; (\text{BAEL91/Art4.5, 32})$$

▪ **Fissurations préjudiciables :**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y'a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; (\text{BAEL91 Art4.5, 33})$$

▪ **Fissurations très préjudiciables :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; (\text{BAEL91 Art4.5, 34})$$

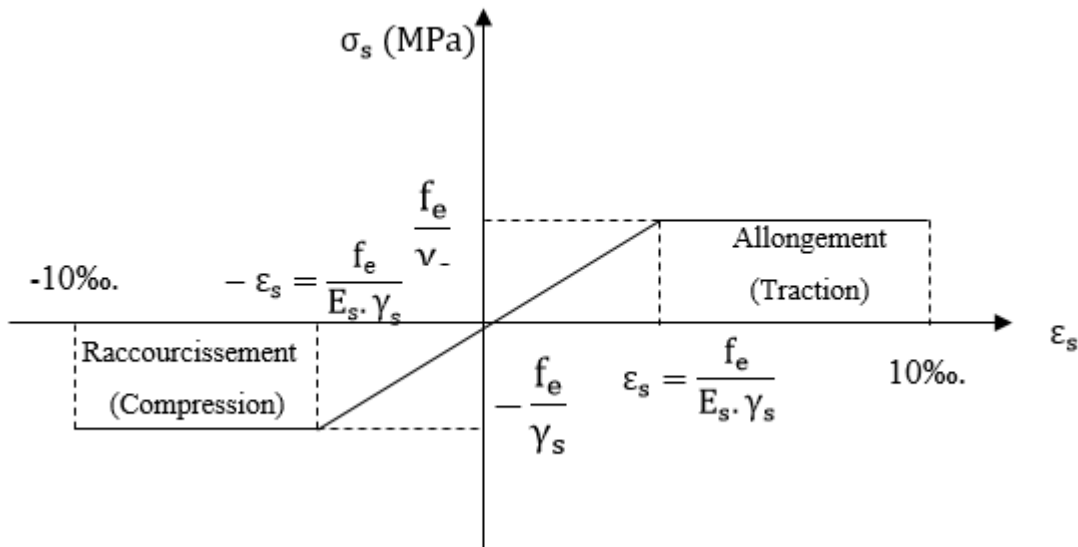
$\eta$ : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

$\eta= 1.3$  pour les HA < 6mm. (BAEL91/Art7.21).

**Diagramme des contraintes déformations de l'acier : (BAEL91/Art2.2.2)**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant



**FIGURE I.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier**

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier :  $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$

| Nuance de l'acier | Situation courante                    | Situation accidentelle                |
|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Fe = 400MPa       | $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ | $\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ |

**Tableau I.2. Les contraintes des aciers utilisés**

### Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres 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 brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $3 \leq C \leq 5 \text{ cm}$ , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $1 \leq C \leq 3 \text{ cm}$ , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux 6.

### Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments qui constituent notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, conformément les règles du BAEL 91/VERSION 99 et RPA99/VERSION 2003 et DTR.

Pour munir nos calculs dans les chapitres qui suivent, nous nous référons aux résultats suivant :

- Contrainte du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$  .
- Résistance caractéristique du béton à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  .
- Résistance caractéristique du béton à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  .

# Chapitre III

## PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



**INTRODUCTION:**

Ce chapitre est consacré pour le pré dimensionnement des éléments de la structure. Il se base sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effet revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge verticale qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en respectant la réglementation en vigueur (**RPA 99/Version2003, BAEL 91, DTR BC 22 et le CBA93**).

**II.1. Pré dimensionnement des éléments :****II.1.1. Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires en béton armé. Elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers. On distingue deux types de poutres :

- Poutre principale.
- Poutre secondaire.

Leur pré dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes :

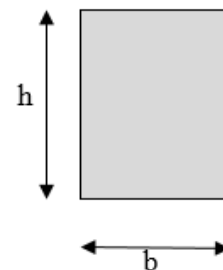
$$\left. \begin{array}{l} \text{Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right\} \quad \text{BAEL 91 modifié 99}$$

Avec :

- $h$  : hauteur utile de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L_{\max}$  : portée libre maximale entre nus d'appuis.

Selon le **RPA 99 modifié 2003** (art 7.5.1) le dimensionnement des poutres doit respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$



**Figure II.1. Schéma de la poutre**

**a) Les poutres principales :**

Poutres porteuses jouent le rôle d'appuis aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre :**

Nous avons :  $L_{\max} = 570 - 50 = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \longrightarrow 35 \leq h \leq 52$$

On prend : **h = 50 cm**

- Largeur de la poutre :

$$0,4 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 \longrightarrow 20 \leq b \leq 35$$

On prend : **b = 35 cm**

**b) Les poutres secondaires :**

Poutres parallèles aux poutrelles et assurent le chaînage.

- **Hauteur de la poutre :**

Nous avons :  $L_{\max} = 568 - 50 = 518 \text{ cm}$

$$\frac{518}{15} \leq h \leq \frac{518}{10} \longrightarrow 35 \leq h \leq 52$$

On prend : **h = 40 cm**

- **La largeur de la poutre :**

$$0,4 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 \longrightarrow 20 \leq b \leq 35$$

On prend : **b = 35 cm**

**c) Poutres palière :**

- **La hauteur de la poutre :**

Nous avons :  $L_{\max} = 305 - 25 = 280 \text{ cm}$ .

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \longrightarrow 18,66 \leq h \leq 28$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **h = 35 cm**

▪ **La largeur de la poutre :**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons de sécurité on prend :

$$b = 30 \text{ cm}$$

○ **Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 version 2003 :**

| Conditions       | Poutres Principales<br>(cm) | Poutres Secondaires<br>(cm) | Poutres palière<br>(cm) | vérification |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------|
| $h \geq 30$ [cm] | 50                          | 40                          | 35                      | vérifiée     |
| $b \geq 20$ [cm] | 35                          | 35                          | 30                      | vérifiée     |
| $h/b \leq 4$     | 1,4                         | 1,1                         | 1,2                     | vérifiée     |

**Tableau II.1. Vérification des poutres aux conditions du RPA 99**

**Conclusion :**

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales :  $(35 \times 50) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires :  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres palière :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**II.1.2. Les planchers :**

▪ **Planches en corps creux :**

Il est constitué de cops creux (hourdis) et d'une dalle de compression (treillis soudé) en béton armé.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \leq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99}$$

Nous avons donc :

$$L_{\max} = 570 - 50 = 520 \longrightarrow h_t \geq \frac{520}{22,5} = 23.11 \text{ cm}$$

$h_t = 24 \text{ cm}$  ; Soit un planches de **(20 + 4)** pour tous les étage avec:

$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

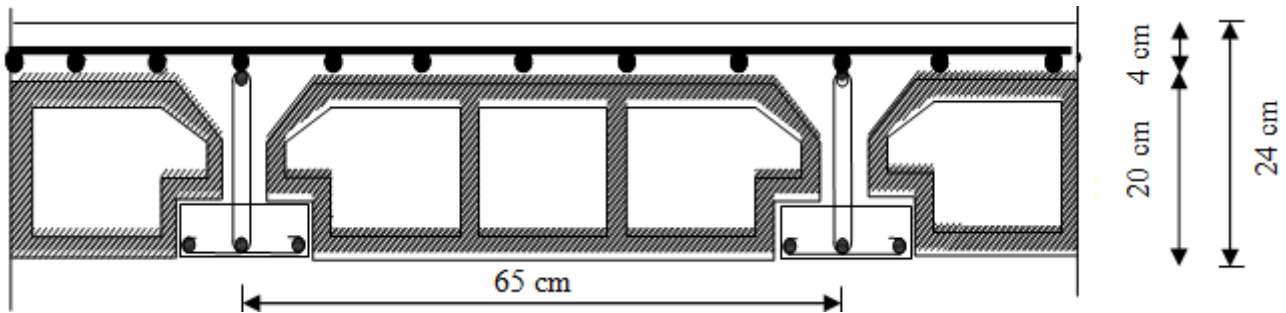


Figure II.2. Coupe verticale d'un plancher à corps creux

▪ **Les planchers en dalles pleines :**

Sont des dalles en béton armée se composent d'une épaisseur qui est déterminée à partir des conditions suivantes:

➤ **Résistance au feu :**

Selon le (BAEL 91 modifié 99 -3-1-33) l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne

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

Alors, on opte pour une  $e_p \geq 11 \text{ cm}$  ; donc  $e_p = 12 \text{ cm}$  pour une durée de deux heures.

➤ **Résistance phonique :**

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique que la masse du plancher soit supérieure à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \longrightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .

On limite donc l'épaisseur à : **15 cm**.

➤ **Résistance à la flèche :**

- Dalle reposant sur un appui :  $e_p \leq \frac{l_x}{10}$
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois appuis :  $\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35}$
- Dalle reposant sur quatre appuis :  $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

➤ La dalle reposant sur un seul appui (encastrée à une extrémité) a une portée :

$$L_x = 125 \text{ cm.}$$

Ceci engendre donc :  $e_p \leq \frac{125}{10} \Rightarrow e_p \leq 12.5 \text{ cm.}$

➤ La dalle reposant sur trois appuis :  $L_x = 125 \text{ cm}$

$$\frac{125}{40} \leq e_p \leq \frac{125}{35} \quad \longrightarrow \quad 3,125 \leq e_p \leq 3,57$$

**Conclusion:**

$$e_p = \max(3.57, 12,5, 15)$$

Alors pour notre dalle pleine, on optera pour une épaisseur:  **$e_p = 15 \text{ cm}$**

**II.1.3. Les voiles :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA 99 VERSION 2003, ART 7.7.1 les éléments considérés comme voile doivent satisfaire les conditions suivantes :  $L \geq 4 e_p$

Avec :  $e_p$  : épaisseur des voiles

$L$  : portée minimale des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Dans notre bâtiment on a la hauteur de RDC = 450 cm et la hauteur de l'étage = 306 cm et la hauteur du plancher  $h_t = 24 \text{ cm}$ .

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec :  $h_e$  est la hauteur du voile

- **Le rez de chaussée :**

$$h = h_e - h_t \longrightarrow h_e = 450 - 24 = 426 \text{ cm.}$$

Alors:

$$e \geq \frac{426}{20} \longrightarrow e \geq 21.3 \text{ cm}$$

- **L'étage courant :**

$$h = h_e - h_t \longrightarrow h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm.}$$

Alors :

$$e \geq \frac{281}{20} \longrightarrow e \geq 14.1 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$e \geq \max(21.25, 14.05) \longrightarrow e \geq 21.25 \text{ cm}$$

Finalement on prend  $e = 25 \text{ cm}$  une valeur constante pour tous les voiles.

**Vérification :** l'épaisseur minimale selon le RPA dans la zone IIa est 15cm.

Dans notre ouvrage  $e = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

- **Largeur minimale du voile ( $L_{min}$ ) :**

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 la largeur minimal du voile doit vérifier la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4a$$

Avec :  $a = e = 25 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } L_{min} \geq 4 \times 25 \longrightarrow L_{min} \geq 100 \text{ cm}$$

**Conclusion :** Les dimensions retenues pour les voiles

Epaisseur du voile = 25 cm

Largeur min = 100 cm

**II.1.4. Les poteaux :**

Ce sont des éléments verticaux qui composent le squelette du bâtiment, ils se caractérisent par leurs longueurs et leurs sections.

Leurs pré dimensionnement s'effectue à l'ELS (état limite de service) pour le poteau le plus sollicité en compression simple, selon la combinaison suivante :

$$N_s = G + Q \quad \text{avec } N_s : \text{effort normal repris par le poteau.}$$

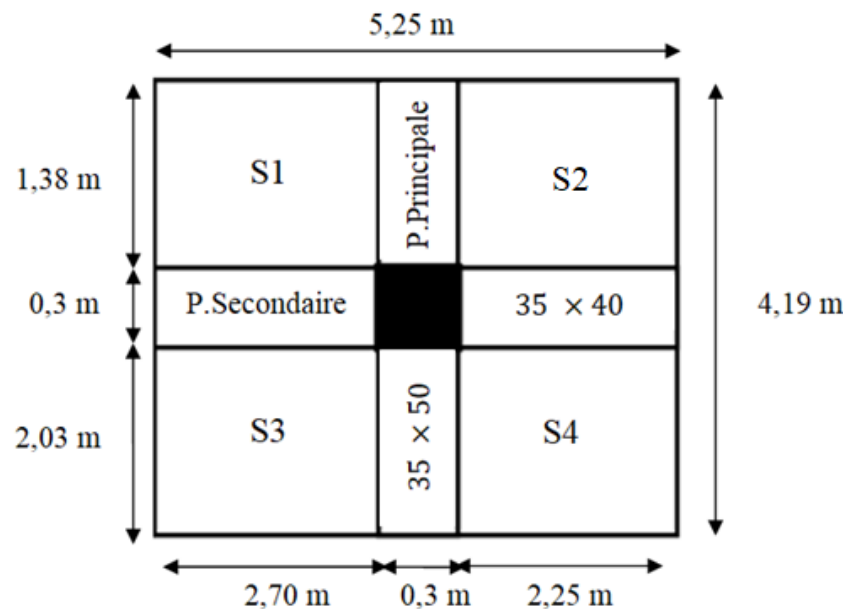
G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement (BAEL99) qui se fait comme suit :

- **Descente de charge :**

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu' aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.



**Figure II.3. Surface d'influence du poteau le plus sollicité P F6**

- **Surface d'influence :**

La surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

- **Section nette :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$- S1 = 1.38 \times 2.7 = 3.73 \text{ m}^2.$$

$$- S2 = 1.38 \times 2.25 = 3.11 \text{ m}^2.$$

$$- S3 = 2.03 \times 2.7 = 5.48 \text{ m}^2.$$

$$- S4 = 2.03 \times 2.25 = 4.56 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nette}} = 3.73 + 3.11 + 5.48 + 4.56 = 16.88 \text{ m}^2.$$

- **Section brute :**

$$S_{\text{brutte}} = S_{\text{totale}} = 4.19 \times 5.25 = 21.99 \text{ m}^2.$$

## II.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges exploitation :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B .C.2.2**).

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

### A. Les charges permanentes G :

#### 1. Plancher terrasse inaccessible :

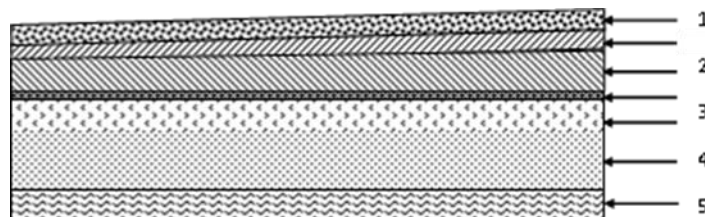


Figure II.4. Coupe verticale d'un plancher

On a, la charge  $G = \rho e$

$\rho$ : Poids volumique

$e$ : l'épaisseur de l'élément

| N°  | Désignation                 | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G <sub>T</sub> (KN / m <sup>2</sup> ) |
|---|-----------------------------|---------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Couche de gravillon         | 0.05          | 17                            | 0.85                                  |
| 2   | Étanchéité multicouche      | 0.02          | 6                             | 0.12                                  |
| 3   | Forme de pente en béton     | 0.07          | 22                            | 1.54                                  |
| 4   | Feuille de polyane          | 0.04          | 0.25                          | 0.01                                  |
| 5   | Isolation thermique (liège) | 0.04          | 4                             | 0.16                                  |
| 6   | Plancher en corps creux.    | 0.24          | 14                            | 3.36                                  |
| 7   | Enduit plâtre               | 0.02          | 10                            | 0.20                                  |
| <b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> |                             |               |                               | <b>6.24</b>                           |

Tableau II.2. Évaluation des charges G d'un plancher terrasse inaccessible.

## 2. Plancher étage courant :

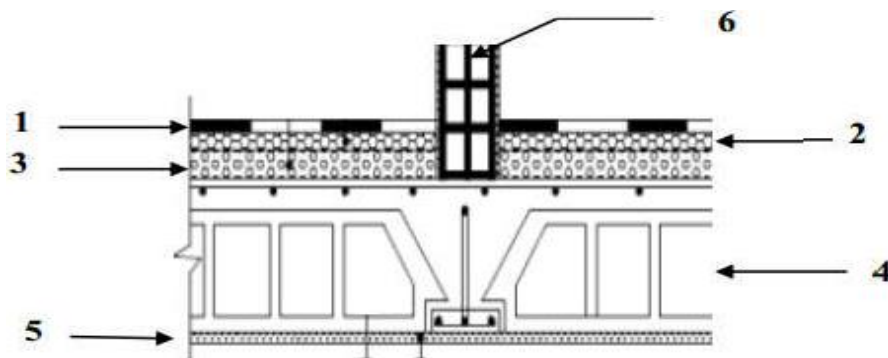


Figure II.5. Coupe transversale du plancher étage courant.

| N°  | Désignation             | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G <sub>c</sub> (KN / m <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------|---------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Revêtement en carrelage | 0.02          | 20                            | 0.40                                  |
| 2   | Mortier de pose         | 0.03          | 20                            | 0.60                                  |
| 3   | Couche de sable         | 0.03          | 22                            | 0.66                                  |
| 4   | Plancher en corps creux | 0.24          | 14                            | 3.36                                  |
| 5   | Enduit en plâtre        | 0.02          | 10                            | 0.20                                  |
| 6   | Cloisons intérieures    | 0.1           | 9                             | 0.90                                  |
| <b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> |                         |               |                               | <b>6.12</b>                           |

Tableau II.3. Évaluation des charges G d'un étage courant

## 3. Plancher du parking :

| N°  | Désignation             | Epaisseur | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G <sub>c</sub> (KN / m <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------|-----------|-------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Résine polyuréthane     | -         | -                             | 0.01                                  |
| 2   | Plancher en corps creux | 0.24      | 14                            | 3.36                                  |
| 3   | Enduit plâtre           | 0.02      | 10                            | 0.20                                  |
| <b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> |                         |           |                               | <b>3.56</b>                           |

Tableau II.4. Évaluation des charges G d'un étage courant.

## 4. Maçonnerie :

## ➤ Mur extérieur :

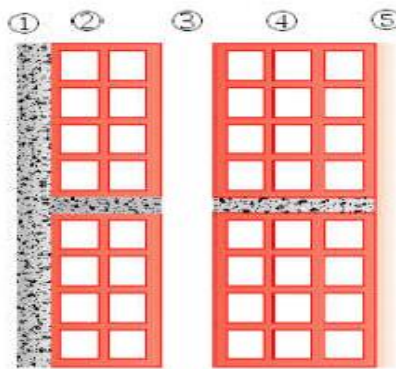


Figure II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur.

| Eléments                                    | Epaisseur(m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|--------------|-------------------------------|----------------------------|
| 1- Enduit ciment                            | 0.02         | 18                            | 0.36                       |
| 2-Brique creuse                             | 0.10         | 9                             | 0.90                       |
| 3- lame d'air                               | 5            | 0                             | 0.00                       |
| 4-Brique creuse                             | 0.15         | 9                             | 1.30                       |
| 5-Enduit plâtre                             | 0.02         | 10                            | 0.20                       |
| <b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> |              |                               | <b>2.76</b>                |

Tableau II.5. Evaluation des charges G revenant aux murs extérieurs.

➤ Mur intérieur :

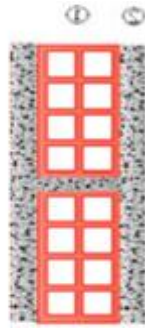


Figure II.7. Coupe verticale d'un mur intérieur.

| N   | Eléments      | Epaisseur(m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|---------------|--------------|-------------------------------|----------------------------|
| 1   | Brique creuse | 0.10         | 9                             | 0.90                       |
| 2   | Enduit plâtre | 0.04         | 10                            | 0.40                       |
| <b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> |               |              |                               | <b>1.30</b>                |

Tableau II.6. Evaluation des charges G revenant aux murs intérieurs.

5. Dalle pleine :

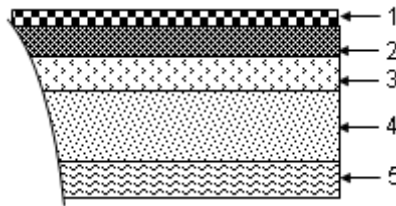


Figure II.8. Coupe transversale de la dalle pleine.

| N   | Désignation                | Épaisseur [m] | Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ] | Charge G <sub>p</sub> [KN /m <sup>2</sup> ] |
|---|----------------------------|---------------|---|---|
| 1   | Revêtement en carrelage    | 0.02          | 20  | 0.40  |
| 2   | Mortier de pose            | 0.03          | 18  | 0.54  |
| 3   | Couche de sable            | 0.02          | 22  | 0.44  |
| 4   | Dalle pleine en béton armé | 0.15          | 25  | 3.75  |
| 5   | Enduit de ciment           | 0.02          | 18  | 0.36  |
| <b>G<sub>total</sub> (Kn/m<sup>2</sup>)</b> |                            |               |   | <b>5.49</b>                                 |

Tableau II.7. Evaluation des charges G revenant aux dalles pleines

**B. Surcharge d'exploitation Q :**

| Elément                        | Surcharge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|--------------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1                              |
| Plancher à usage d'habitation  | 1.5                            |
| Acrotère                       | 1                              |
| Escaliers                      | 2.5                            |
| Balcon                         | 3.5                            |

**Tableau II.8. Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires****II.3. Calcule des poids propre des éléments :****❖ Poids de plancher :**

$$G_{pt} = S_{nette} \times GT$$

- Plancher terrasse :  $G_{pt} = 16.88 \times 6.24 = 105.33$  KN.
- Plancher d'étage courant :  $G_{pc} = 16.88 \times 6.12 = 103.30$  KN.
- Plancher sous-sol :  $G_{pc} = 16.88 \times 3.56 = 60.09$  KN

**❖ Poids des poutres :**

- Poutre principale  $G_{pp} = (0.35 \times 0.50) \times (1.38 + 2.51) \times 25 = 17.02$  KN.
- Poutre secondaire  $G_{ps} = (0.35 \times 0.40) \times (2.7 + 2.25) \times 25 = 17.33$  KN.

Donc le poids total des poutres est :  $G_p = 17.02 + 17.33 = 34.35$  KN.

**❖ Poids propre des poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Min (b,h)} \geq 25 \text{ cm en zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

- Poids poteaux RDC :  $P_{\text{RDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.50 = 7.03 \text{ KN}$
- Poids poteaux d'étage courant et sous-sol :

$$P_{\text{e.courant}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

### A. Surcharge d'exploitation :

$$S_{\text{brute}} = 21.99 \text{ m}^2.$$

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1.00 \times 21.99 = 21.99 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 21.99 = 32.98 \text{ KN}$
- Plancher RDC :  $Q_{\text{RDC}} = 1.5 \times 21.99 = 32.98 \text{ KN}$
- Plancher Sous-sol :  $Q_{\text{Sous-sol}} = 2.5 \times 21.99 = 54.97 \text{ KN}$

### B. Loi de dégression des charges d'exploitation : (DTR.B.C.2.2/Art6.3) :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2^n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ pour } n \geq 5.$$

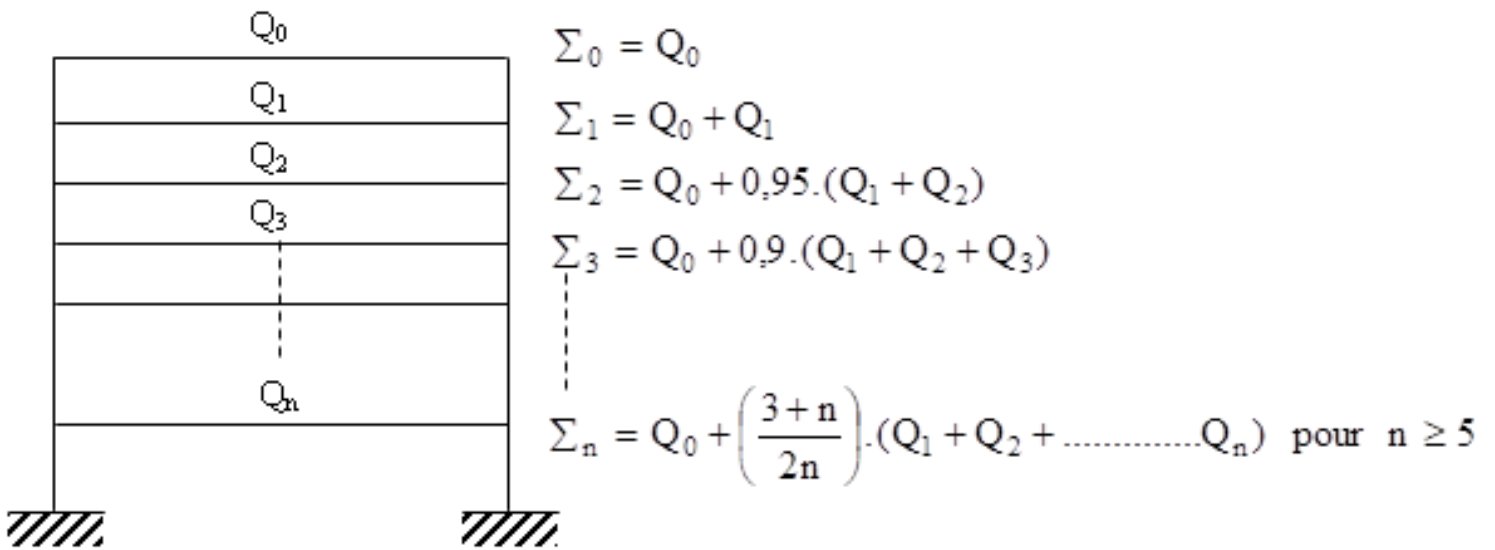
$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges.

**Coefficient de dégradation des surcharges :**



**Figure II.9.Loi de dégression des surcharges.**

**Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

| Niveau | 8 | 7 | 6    | 5   | 4    | 3   | 2    | 1    | RDC  | S-SOL |
|--------|---|---|------|-----|------|-----|------|------|------|-------|
| Coeff  | 1 | 1 | 0,95 | 0,9 | 0,85 | 0,8 | 0,75 | 0,71 | 0,68 | 0,66  |

**Tableau II.9.Coefficients de dégression des charges**

**Les surcharges cumulées :**

Niveau 8 :  $Q_0$

Niveau 7 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau 6 :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 5 :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 4 :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 3 :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 2 :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau 1 :  $Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{Sous-Sol} : Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{\text{RDC}})$$

**Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

$$\text{Niveau 8} : Q_0 = 21.99 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 7} : 21.99 + 32.98 = 54.97 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 6} : 21.99 + 0,95 (32.98 \times 2) = 84.65 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 5} : 21.99 + 0,90 (32.98 \times 3) = 111.04 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 4} : 21.99 + 0,85 (32.98 \times 4) = 134.12 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 3} : 21.99 + 0,80 (32.98 \times 5) = 153.91 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 2} : 21.99 + 0,75 (32.98 \times 6) = 170.4 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau 1} : 21.99 + 0,71 (32.98 \times 7) = 185.90 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : 21.99 + 0,68 (32.98 \times 8) = 201.40 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-Sol} : 21.99 + 0,66 [(32.98 \times 9) + 54.97] = 254.17 \text{ KN}$$

▪ **Tableau récapitulatif de la descente de charges :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| NIVEAU       | Charges permanentes [kN] |          |          |                     |                      | Surcharges d'exploitations [kN] |                | Efforts normaux<br>$N=G_c+Q_c$<br>[kN] | Section du poteau [cm <sup>2</sup> ] |                      |                                    |
|--------------|--------------------------|----------|----------|---------------------|----------------------|---------------------------------|----------------|--|--------------------------------------|----------------------|------------------------------------|
|              | G plancher               | G Poutre | G poteau | G <sub>totale</sub> | G <sub>cumulée</sub> | Q <sub>i</sub>                  | Q <sub>c</sub> |  | Section trouvée                      |                      | Section adoptée [cm <sup>2</sup> ] |
|              |                          |          |          |                     |                      |                                 |                |  | Section calculée                     | Section minimale RPA |                                    |
| <b>8</b>     | 105,33                   | 34,35    | 0        | 139,68              | 139,68               | 21,99                           | 21,99          | 161,67                                 | 107,78                               | 25 × 25              | 35 × 35                            |
| <b>7</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 282,11               | 32,98                           | 54,97          | 337,08                                 | 2245,72                              | 25 × 25              | 35 × 35                            |
| <b>6</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 426,54               | 32,98                           | 87,95          | 514,04                                 | 342,69                               | 35 × 35              | 40 × 40                            |
| <b>5</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 568,97               | 32,98                           | 120,93         | 689,90                                 | 459,93                               | 35 × 35              | 40 × 40                            |
| <b>4</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 711,40               | 32,98                           | 153,91         | 865,31                                 | 576,87                               | 35 × 35              | 40 × 40                            |
| <b>3</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 853,83               | 32,98                           | 186,89         | 1040,63                                | 693,79                               | 40 × 40              | 45 × 45                            |
| <b>2</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 996,26               | 32,98                           | 219,87         | 1216,13                                | 810,75                               | 40 × 40              | 45 × 45                            |
| <b>1</b>     | 103,30                   | 34,35    | 4,78     | 142,43              | 1138,69              | 32,98                           | 252,85         | 1391,54                                | 927,69                               | 45 × 45              | 45 × 45                            |
| <b>RDC</b>   | 103,30                   | 34,35    | 7,03     | 144,68              | 1283,37              | 32,98                           | 285,83         | 1569,20                                | 1046,13                              | 50 × 50              | 50 × 50                            |
| <b>S-SOL</b> | 60,09                    | 34,35    | 4,78     | 99,22               | 1382,59              | 54,97                           | 340,80         | 1723,39                                | 1148,86                              | 50 × 50              | 50 × 50                            |

**Tableau II.10. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux.**

**C. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003] :**

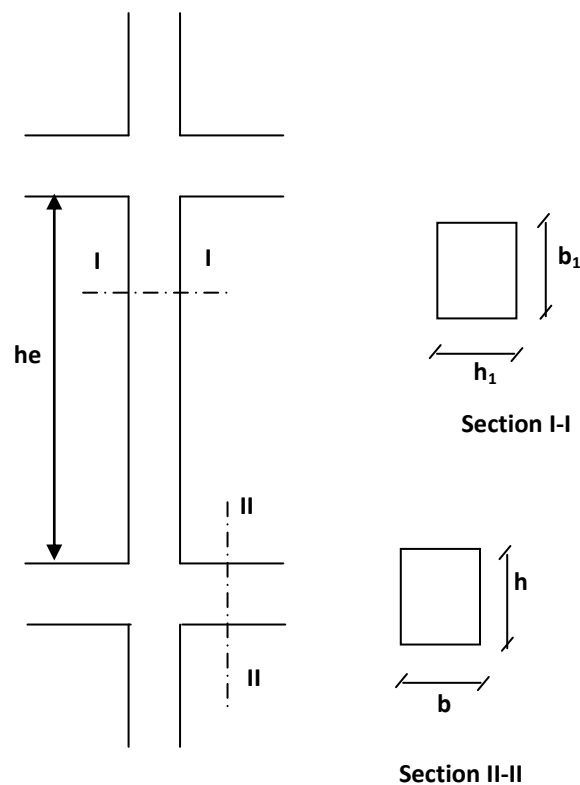
Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 version 2003 : les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II<sub>a</sub> doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

b et h : dimensions des poteaux



**Figure II.10. Coffrage des poteaux.**

| Etages  | Poteaux | Conditions exigées par le RPA         | Valeurs calculée et vérification                    | observation          |
|---|---------|---------------------------------------|---|----------------------|
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages                    | 35 × 35 | $\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$      | $\min (35,35) \geq 30 \text{ cm}$                   | Conditions vérifiées |
|   |         | $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$     | $\frac{h_e}{20} = \frac{282}{20} = 14.1 \text{ cm}$ |                      |
|   |         | $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ | $\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$         |                      |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages | 40 × 40 | $\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$      | $\min (40,40) \geq 30 \text{ cm}$                   | Conditions vérifiées |
|   |         | $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$     | $\frac{h_e}{20} = \frac{282}{20} = 14.1 \text{ cm}$ |                      |
|   |         | $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ | $\frac{1}{4} \leq \frac{55}{55} = 1 \leq 4$         |                      |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages  | 45 × 45 | $\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$      | $\min (45,45) \geq 30 \text{ cm}$                   | Conditions vérifiées |
|   |         | $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$     | $\frac{h_e}{20} = \frac{282}{20} = 14.1 \text{ cm}$ |                      |
|   |         | $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ | $\frac{1}{4} \leq \frac{55}{55} = 1 \leq 4$         |                      |
| RDC, sous-sol   | 50 × 50 | $\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$      | $\min (50,50) \geq 30 \text{ cm}$                   | Conditions vérifiées |
|   |         | $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$     | $\frac{h_e}{20} = \frac{426}{20} = 21.3 \text{ cm}$ |                      |
|   |         | $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ | $\frac{1}{4} \leq \frac{55}{55} = 1 \leq 4$         |                      |

Tableau II.11.Vérifications aux exigences du RPA

**D. Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 version 2003 :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ (CB93 Art B.8.4.1)}$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement d'un poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ) (poteau encastré à la base et articulé en tête) ....  
**[BAEL91r 99/art B.8.3, 31].**

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

$\lambda$  : élancement du poteau.

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ ).

$B$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}} \frac{1}{b}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

En simplifiant la formule, on aura :  $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

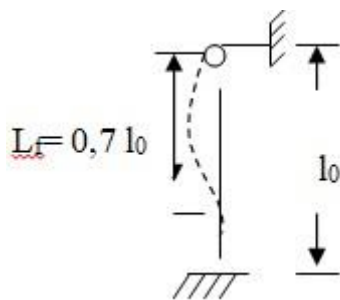


Figure II.11. Longueur de flambement

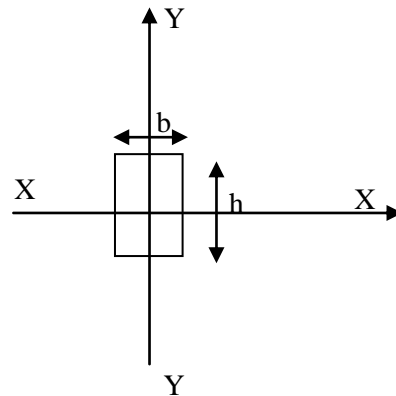


Figure II.12. Section du poteau.

| Niveau           | b<br>[cm] | h<br>[cm] | I<br>[cm <sup>4</sup> ] | S<br>(cm <sup>2</sup> ) | i<br>[cm] | I <sub>0</sub><br>[cm] | L <sub>f</sub><br>[cm] | λ     | Condition          |
|------------------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|-----------|------------------------|------------------------|-------|--------------------|
| 8 <sup>ème</sup> | 35        | 35        | 125052,08               | 1225                    | 10,10     | 286                    | 200,2                  | 19,81 | condition vérifiée |
| 7 <sup>ème</sup> | 35        | 35        | 125052,08               | 1225                    | 10,10     | 286                    | 200,2                  | 19,81 | condition vérifiée |
| 6 <sup>ème</sup> | 40        | 40        | 213333,33               | 1600                    | 11,55     | 286                    | 200,2                  | 17,33 | condition vérifiée |
| 5 <sup>ème</sup> | 40        | 40        | 213333,33               | 1600                    | 11,55     | 286                    | 200,2                  | 17,33 | condition vérifiée |
| 4 <sup>ème</sup> | 40        | 40        | 213333,33               | 1600                    | 11,55     | 286                    | 200,2                  | 17,33 | condition vérifiée |
| 3 <sup>ème</sup> | 45        | 45        | 341718,75               | 2025                    | 12,99     | 286                    | 200,2                  | 15,41 | condition vérifiée |
| 2 <sup>ème</sup> | 45        | 45        | 341718,75               | 2025                    | 12,99     | 286                    | 200,2                  | 15,41 | condition vérifiée |
| 1 <sup>er</sup>  | 45        | 45        | 341718,75               | 2025                    | 12,99     | 286                    | 200,2                  | 15,41 | condition vérifiée |
| RDC              | 50        | 50        | 520833,33               | 2500                    | 14,43     | 430                    | 301                    | 13,87 | condition vérifiée |
| S.SOL            | 50        | 50        | 520833,33               | 2500                    | 14,43     | 286                    | 200,2                  | 13,87 | condition vérifiée |

**Tableau II.12. Vérification du flambement des poteaux.**

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

### Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères ;

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

|                                   | Les dimensions   |                               |
|-----------------------------------|--|-------------------------------|
| Hauteur du plancher à corps creux | $h_t = 24 \text{ cm (20+4)}$                                 |                               |
| Epaisseur de la dalle pleine      | 15 cm  |                               |
| Poutres principales               | $(35 \times 50) \text{ cm}^2$                                |                               |
| Poutres secondaires               | $(35 \times 40) \text{ cm}^2$                                |                               |
| Poutres palière                   | $(30 \times 35) \text{ cm}^2$                                |                               |
| Poteaux                           | Sous-sol et RDC  | $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ |
|                                   | 1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage | $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ |
|                                   | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage | $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ |
|                                   | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage                    | $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ |
| Epaisseur des voiles              | $e = 25 \text{ cm}$  |                               |

**Tableau II.13. Récapitulatif des résultats**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

# Chapitre III

## CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



**INTRODUCTION :**

Une construction est constituée d'éléments principaux et secondaires. Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires tels que : l'acrotère, les planchers, les consoles, les escaliers et la dalle salle machine.

En respectant les réglementations en vigueur (BAEL 91 modifié 99, CBA93 et RPA99 version 2003). L'étude se fait en 3 parties :

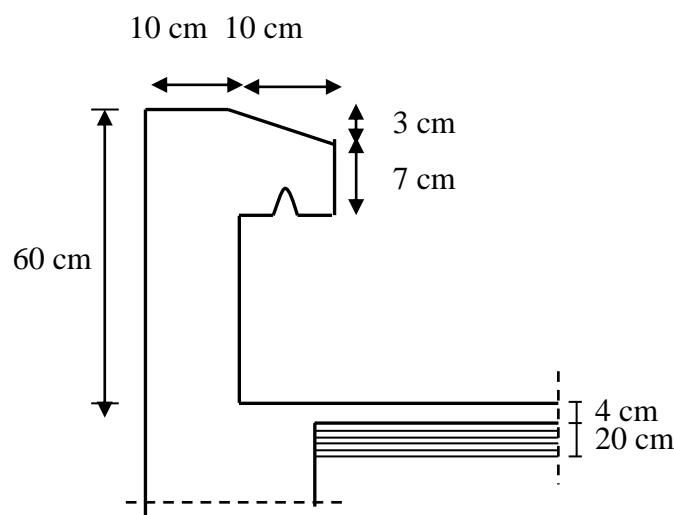
- Evaluation des charges sur l'élément considéré.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- Détermination de la section d'acier nécessaire afin de reprendre les charges en question.

**III .1. Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant et sécurisant la terrasse du bâtiment.

L'acrotère est sollicité par son poids propre  $G$  et l'effort horizontal  $Q$  (1KN/ml) dû à la main courante engendrant un moment renversement  $M$ .

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1m de largeur soumis à la flexion composée avec compression.



**Figure III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère**

### III .1.1.Détermination des sollicitations :

#### A. Le chargement :

➤ **Poids propre :  $G = \rho \times S$ .**

- $\rho$  : Masse volumique du béton.
- $S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

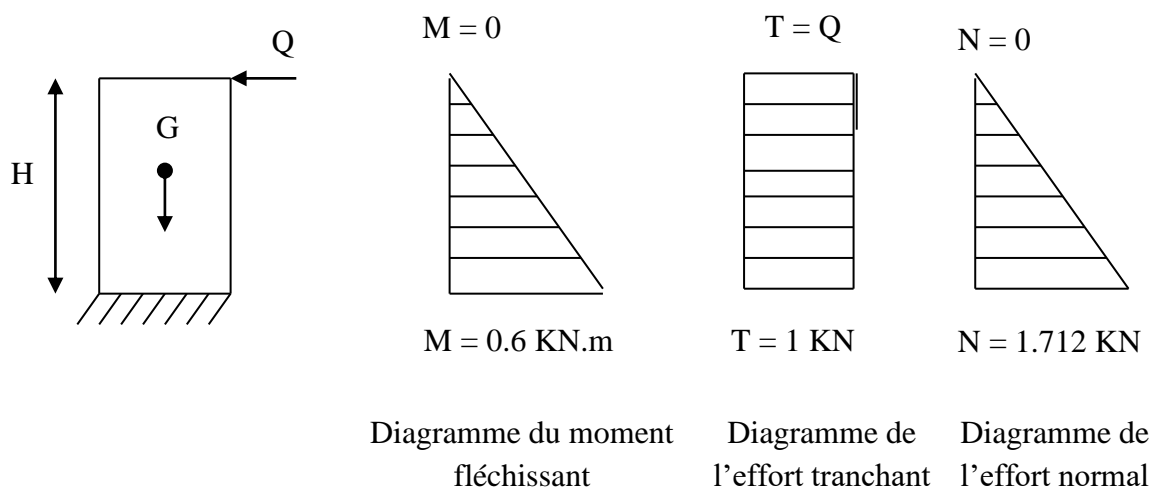
➤ **La surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$**

#### B. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1\text{ml} = 1.71 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.60 \text{ KN.m}$$

#### C. Diagramme des efforts :



**Figure III.1.2. Schéma statique et diagrammes des efforts internes**

**III .1.2.Les combinaisons de charges :**➤ **ELU : 1.35G + 1.5Q**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.3118 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS : G+Q:**

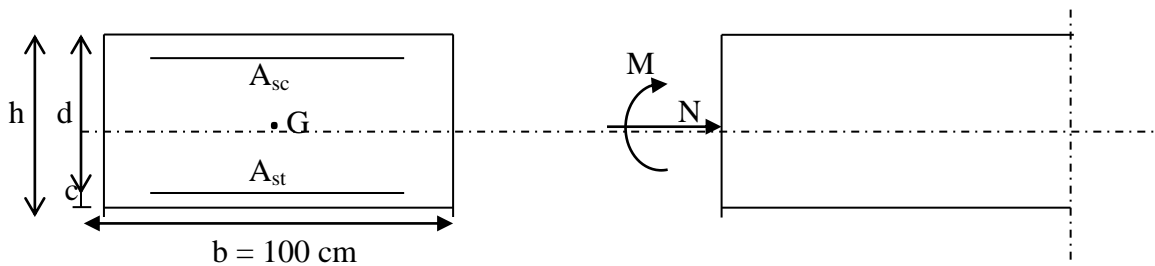
$$N_s = G = 1.46 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

**III .1.3.Ferraillage de l'acrotère :**

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section  $(b \times h) \text{ cm}^2$  soumise à la flexion composée.



**Figure III.1.3. Schéma statique de calcul de l'acrotère**

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 3 cm.

d = h - c : Hauteur utile.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures des armatures tendues.

**A. Calcul des armatures à L'ELU :**➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{1,97} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

Avec :  $M_u$  : moment dû à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : excentricité.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

### B. Calcul en flexion simple :

#### ➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

Avec :

$g$  : distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$M_f = N_u \times [\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c].$$

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c).$$

$$M_f = 0.9 + 2.3118 (\frac{0.10}{2} - 0.03).$$

$$M_f = 0.946 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,946 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0.014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,94 \times 10^6}{0,993 \times (70) \times 348} = 38,86 \text{ mm}^2 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Avec:  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

**C. Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 38,86 - \frac{1,46 \times 10^3}{348} = 34,66 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

**III .1.4.Vérification à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,9}{2,3118} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 70 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{39 - 0,445 \times 70}{39 - 0,185 \times 70} = 80,44 \text{ mm}^2 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,35 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$

Donc on adopte la section minimale :  $A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures principales:**

Le ferrailage se fera avec la section minimale,  $A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement:  $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement:  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

### III .1.5.Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

**A. Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$

→ Fissuration préjudiciable.

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

### Calcul $\beta_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} \rightarrow \rho_1 = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43,82 \\ \beta_1 = 0,915 \end{array} \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 46,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### B. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46,60}{43,82} = 1,06 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée alors, il n'y'a pas de fissuration dans le béton comprimé.}$$

### III .1.6.Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) :

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissent sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

**C<sub>p</sub>** : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0,8$ .

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère,  $W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$

D'où :

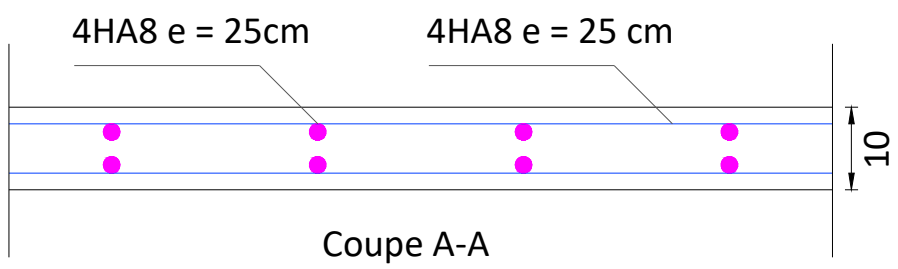
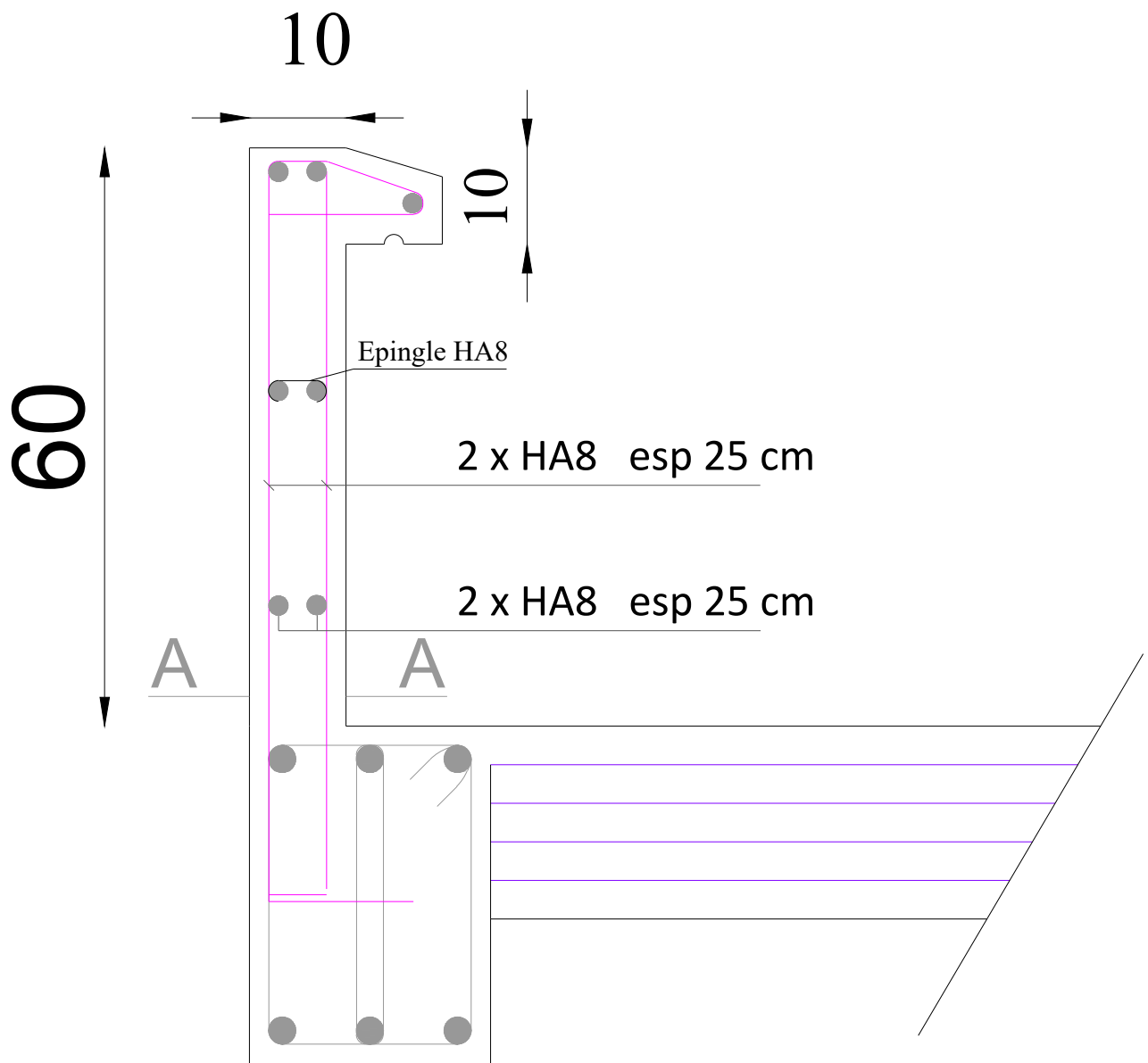
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- ✓ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
- ✓ On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

### CONCLUSION :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- ✓ Armatures principales : **4 HA 8, St = 25 cm.**
- ✓ Armatures de répartitions : **4 HA 8, St = 25 cm.**



|   |
|---|
| <p>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU<br/>         Faculté Génie de la Construction<br/>         Département Génie Civil</p> <p>OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL</p> <p>Projet de fin d'étude</p> <p>Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage<br/>         d'habitation et commercial</p> |
| <p>PLAN DE FERRAILLAGE DU MUR PERIPHERIQUE</p>  |
| <p>Réalisé par: CHERGUI Salah</p> <p>Dérigé par: Mme SAIB.N</p>   |
| <p>PROMOTION: 2022 / 2023</p>   |

**III.2.Calcul des planchers :**

Les plancher sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton arme de 4cm d'épaisseur

**III.2.1.Calcul du ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soude (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423)

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**III.2.2.Calcul des armatures :**

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e}$$

$L'$  : distance entre axe des poutrelles égale à 65cm.

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit:  $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$  , avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

Avec :  $S_t$  : distance entre les armatures.

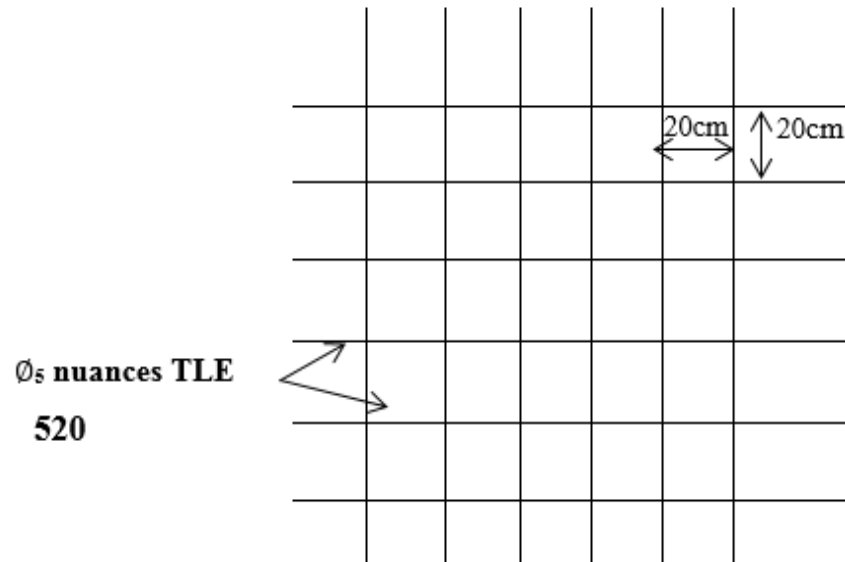
- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de dimension **(5x5x200x200) mm<sup>2</sup>**.



**Figure III.2.1. Treillis soudé de (20 × 20) cm<sup>2</sup>.**

**III.2.3. Etude des poutrelles :**

Dans cette étude on s'intéressera à l'étude la poutrelle du plancher le plus sollicité (celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation), elle se calcule comme une section en T.

**A. Disposition des poutrelles :**

Leurs dispositions se fait selon les deux critères suivant:

- Le critère de la petite portée (les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée).
- Le critère de continuité.

**B. Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti. Leur largeur est déterminée par l'entre axe des deux poutrelles consécutives. (**BAEL A.4.1.3**)

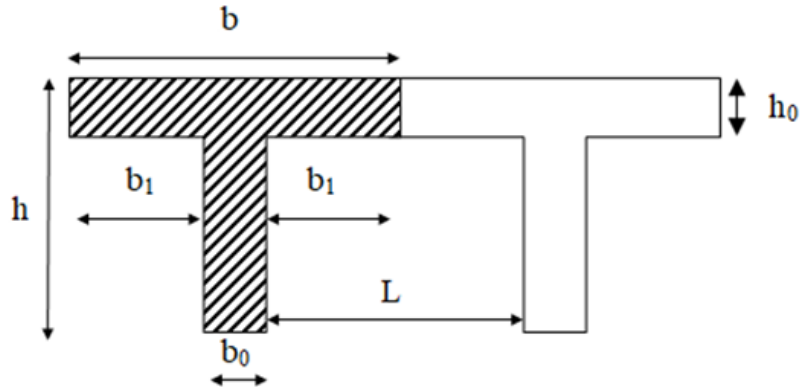


Figure III.2.2. Dimensionnement de la section en T

Avec :

$L_0$  : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles,  $L_0 = 65 - 12 = 53$  cm.

$L_{max}$  : Longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée),  $L_{max} = 400$  cm.

$b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$  cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_{max}}{10}; \frac{L_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L_{max}}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(40; 26,5; 133,33) = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$b$ : distance entre axes de deux poutrelle.

$$h = 20 + 4 = 24 \text{ cm (hauteur de la section)}$$

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 22$  cm (hauteur utile)

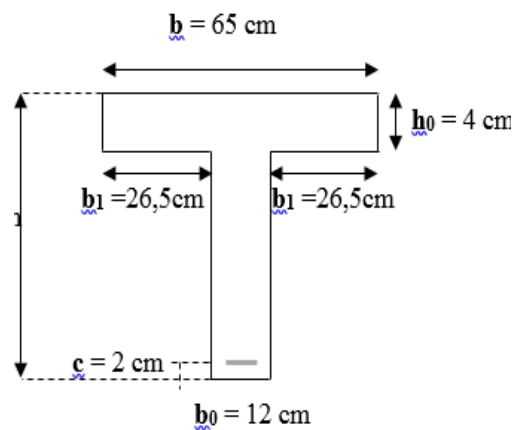
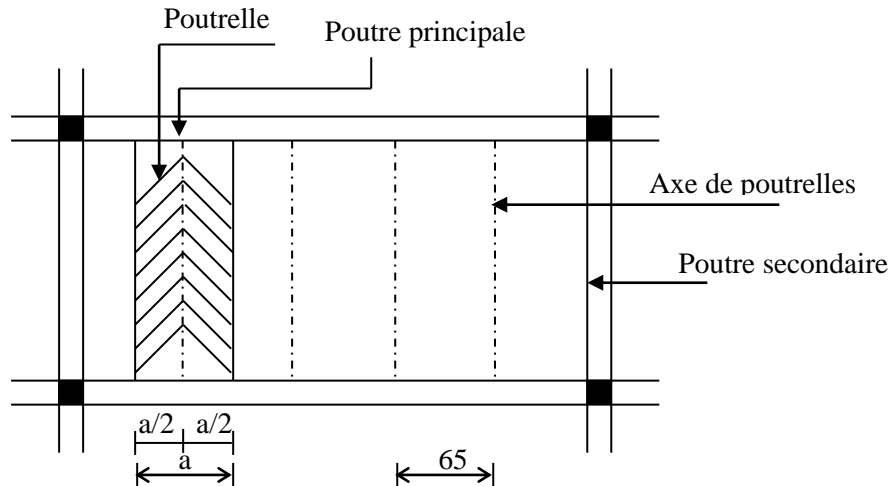


Figure III.2.3. Coupe transversale de la poutrelle

### C. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de compression.



**Figure III.2.4. Surfaces revenant aux poutrelles**

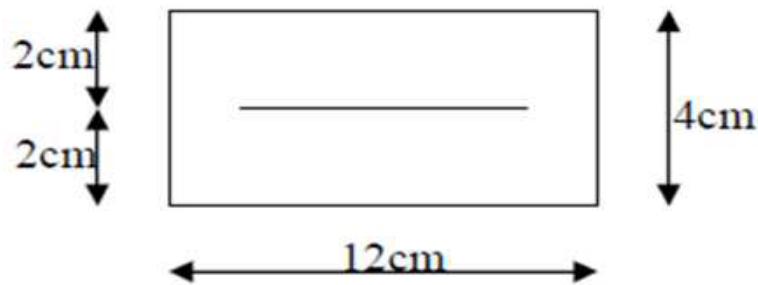
a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

#### Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes :

Le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

On a donc :



**Figure III.2.5. Dalle de compression (section rectangulaire)**

#### Chargement de la poutrelle :

- Poids de la poutrelle :

$$G1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

Avec : 0,95 [KN/m<sup>2</sup>] est le poids propre du corps creux

- **Charge permanente :**

$$G = G1 + G2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge de l'ouvrier :**

Q=1 KN/ml.

❖ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (**L = 5,7 m**)

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

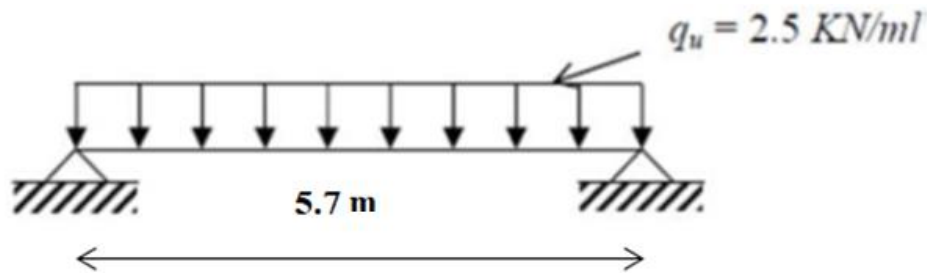


Figure III.2.6. Schéma de calcul des poutrelles.

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 5,7^2}{8} = 10,15 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 5,7}{2} = 7,13 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Avec : b= 12 cm, h= 4 cm, c=2 cm et d=h- c = 2 cm (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,15 \times 10^6}{120 \times 40^2 \times 14,2} = 3,72 > 0,392 \text{ la section est doublement armée (SDA)}$$

**Remarque :**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

**Après le coulage de la dalle de compression :**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

- **Charges permanentes**

- Planchers RDC et étage courant :  $G = G_p \times b = 6,12 \times 0,65 = 3,98 \text{ KN/ml}$

- Plancher terrasse inaccessible :  $G = 6,24 \times 0,65 = 4,07 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation**

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

- Planchers RDC et étage courant :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,98 + 1,5 \times 0,97 = 6,83 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = G + Q = 3,98 + 0,97 = 4,95 \text{ KN/ml}$

**III.2.4.Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

**Méthode forfaitaire :**➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m<sup>2</sup>

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2G = 2 \times 3,98 = 7,96 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN/ml} \leq \max \{7,96 ; 5 \text{ KN/ml}\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées.  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,50}{4,00} = 0,88 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{4,00}{4,35} = 0,92 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{4,35}{3,05} = 1,43 > 1,25 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

**Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**Principe de la méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur  $L=0$ . Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

- **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Avec :

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$ : sont respectivement les moments en valeur algébriques sur les appuis « i-1 »

« i » et « i+1 ».

$l_i$  : portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

$l_{i+1}$  : portée de la travée à droite de l'appui « i ».

$q_i$  : charge répartie à gauche de l'appui « i ».

$q_{i+1}$  : charge répartie à droite de l'appui « i ».

- **Moment en travée :**

$$M_t = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}\right) x$$

Avec :

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{q l}\right)$$

### Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_{(x)} = \frac{dm(x)}{dx} = \frac{q l}{2} - q x + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

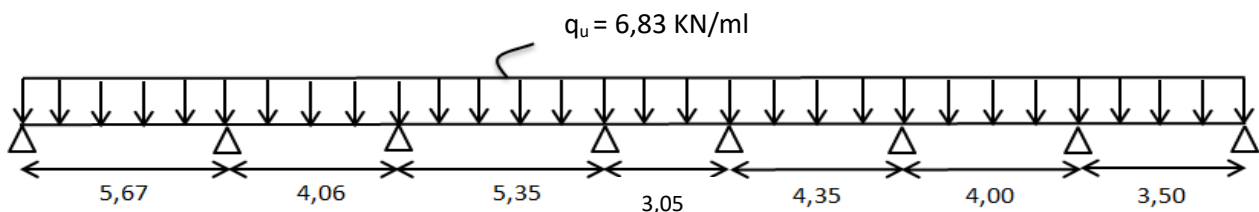
**Remarque :**

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec  $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$  et  $G = 6,83 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calcul à l'ELU :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge  $q_u$ . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport  $\frac{q_s}{q_u}$  pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS.

Soit une poutre simplement appuyée sur 8 appuis :



**Figure III.2.7. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 8 appuis.**

$$11,34M_1 + 5,67M_2 = -311,25$$

$$5,67M_1 + 19,46M_2 + 4,06M_3 = -425,52$$

$$4,06M_2 + 18,76M_3 + 5,32M_4 = -371,37$$

$$5,32M_3 + 16,74M_4 + 3,05M_5 = -305,54$$

$$3,05M_4 + 14,8M_5 + 4,35M_6 = -188,99$$

$$4,35M_5 + 16,6M_6 + 3,95M_7 = -245,78$$

$$3,95M_6 + 14,9M_7 + 3,5M_8 = -178,44$$

$$3,5M_7 + 7, M_8 = -73,21$$

$$\begin{pmatrix} 11,34 & 5,67 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5,67 & 19,46 & 4,06 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,06 & 18,76 & 5,32 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5,32 & 16,74 & 3,05 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,05 & 14,8 & 4,35 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4,35 & 16,6 & 3,95 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,95 & 14,9 & 3,5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,5 & 7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -311,25 \\ -425,52 \\ -371,37 \\ -305,54 \\ -188,99 \\ -245,78 \\ -178,44 \\ -73,21 \end{pmatrix}$$

**La résolution de ce système nous donne :**

**NB :** La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel **MATLAB**

## ✓ Moments aux appuis:

$$M_1 = -20,96 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12,96 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -13,37 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -12,75 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6,83 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11,25 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -7,40 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -6,75 \text{ KN.m}$$

## ✓ Moment on travée :

Exemple de calcul : travée (1- 2) :

$$M_{1-2} = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}\right)x$$

Avec :  $x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}}\right) \longrightarrow x = \frac{5,67}{2} + \left(\frac{(-12,96 + 20,96)}{6,83 \times 5,67}\right) \longrightarrow x = 3,04\text{m}$

$$M_{1-2} = \frac{6,83 \times 5,67}{2} \times 3,04 - \frac{6,83 \times (3,04)^2}{2} + (-20,96) + \left(\frac{-12,96 + 20,96}{5,67}\right) \times 3,04$$

$$M_{1-2} = 10,63 \text{ (KN.m)}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres moments et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

| Travée | l    | x    | Moment |
|--------|------|------|--------|
| 1-2    | 3,5  | 3,04 | 10,63  |
| 2-3    | 3,95 | 2,01 | 0,91   |
| 3-4    | 4,35 | 2,67 | 11,10  |
| 4-5    | 3,05 | 1,80 | 1,57   |
| 5-6    | 5,35 | 2,02 | 7,19   |
| 6-7    | 4,02 | 2,11 | 4,07   |
| 7-8    | 5,67 | 1,77 | 3,39   |

Tableau III.2.1. Valeurs des moments fléchissant en travées à L'ELU

✓ **Les moments corrigés en travées et aux appuis :**

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} = 10,63 + 0,3(10,63) = 13,82 \text{ KN.m.}$$

Moment corrigé à l'appui :

$$M_1 = -20,96 - 0,3(-20,96) = -14,67 \text{ KN.m}$$

Le tableau représente tous les moments corrigés en travées et aux appuis.

| Appuis | Moment calculé | Moment corrigé | Travée | Moment calculé | Moment corrigé |
|--------|----------------|----------------|--------|----------------|----------------|
| 1      | -20,96         | -14,67         | 1-2    | 10,63          | 13,82          |
| 2      | -12,96         | -9,07          | 2-3    | 0,91           | 1,18           |
| 3      | -13,37         | -9,36          | 3-4    | 11,10          | 14,44          |
| 4      | -12,75         | -8,93          | 4-5    | 1,57           | 2,04           |
| 5      | -6,83          | -4,78          | 5-6    | 7,19           | 9,35           |
| 6      | -11,25         | -7,88          | 6-7    | 4,07           | 5,28           |
| 7      | -7,4           | -5,18          | 7-8    | 3,39           | 4,40           |
| 8      | -6,75          | -4,73          |        |                |                |

**Tableau III.2.2. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELU**

✓ **Calcul des efforts tranchant :**

Soit :

$$T(x) = \frac{dm(x)}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l}$$

**Exemple de calcul :**

Travée (1-2) : pour x=i

$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l} \longrightarrow T_i = \frac{6,83 \times 5,67}{2} + \frac{(-12,96 + 20,96)}{5,67} \longrightarrow T_i = 20,77 \text{ KN}$$

Pour  $x=i+1$  :

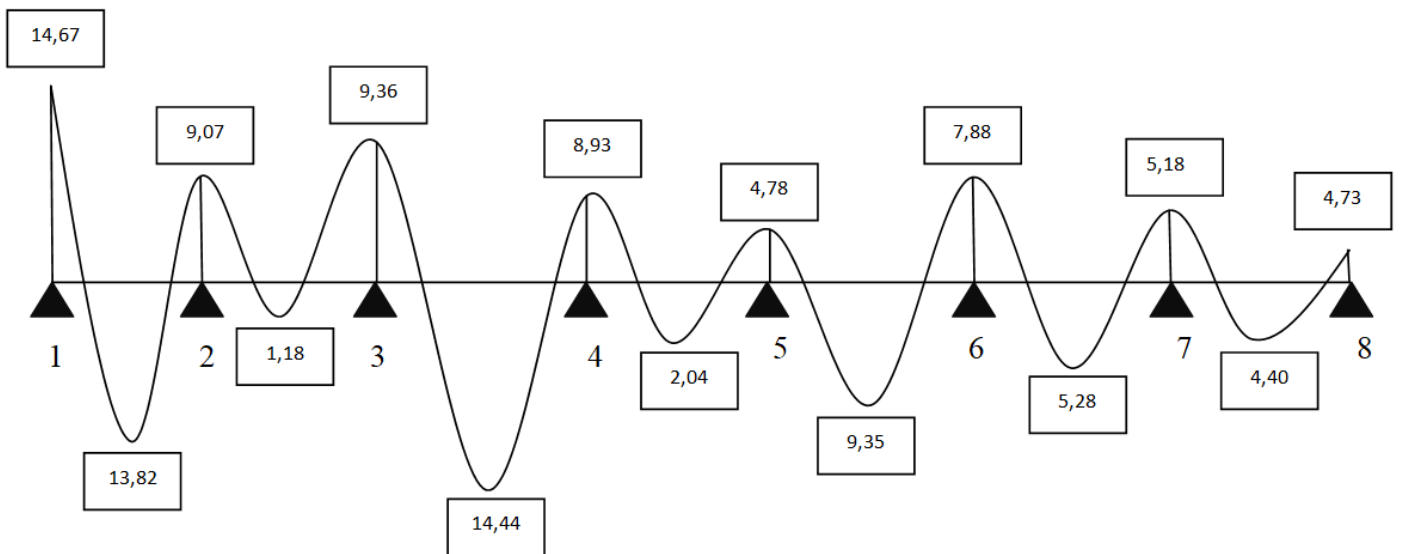
$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l} \longrightarrow T_{i+1} = -\frac{6,83 \times 5,67}{2} + \frac{(-12,96+20,96)}{5,67} \longrightarrow T_{i+1} = -17,95\text{KN}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres efforts tranchants et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

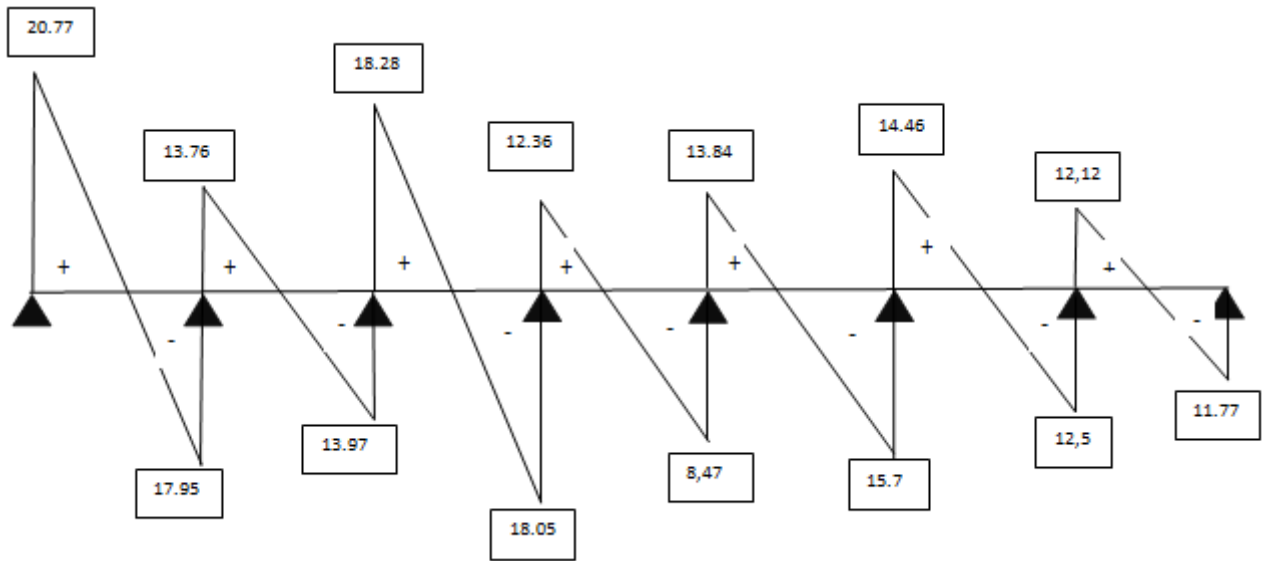
| Travée | L (m) | Ti (KN) | Ti+1 (KN) |
|--------|-------|---------|-----------|
| 1-2    | 3,5   | 20,77   | -17,95    |
| 2-3    | 3,95  | 13,76   | -13,97    |
| 3-4    | 4,35  | 18,28   | -18,05    |
| 4-5    | 3,05  | 12,36   | -8,47     |
| 5-6    | 5,35  | 13,84   | -15,87    |
| 6-7    | 4,02  | 14,46   | -12,51    |
| 7-8    | 5,67  | 12,14   | -11,77    |

Tableau III.2.3. Valeurs des efforts tranchants à l'ELU

✓ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU :



✓ Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU :



➤ Calcul à l'ELS :

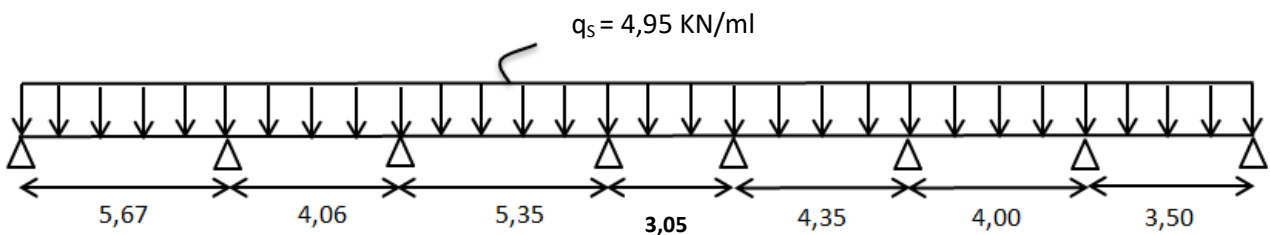


Figure III.2.8. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 8 appuis à l'ELS

$$7M_1 + 3,5M_2 = -53,06$$

$$3,5M_1 + 14,9M_2 + 3,95M_3 = -129,32$$

$$3,95M_2 + 16,6M_3 + 4,35M_4 = -178,13$$

$$4,35M_3 + 14,8M_4 + 3,05M_5 = -136,97$$

$$3,05M_4 + 16,8M_5 + 5,35M_6 = -224,61$$

$$5,35M_5 + 18,74M_6 + 4,07M_7 = -269,89$$

$$4,02M_6 + 19,38M_7 + 5,67M_8 = -305,97$$

$$5,67M_1 + 11,34M_2 = -225,58$$

$$\begin{pmatrix} 11,34 & 5,67 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5,67 & 19,46 & 4,06 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,06 & 18,76 & 5,32 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5,32 & 16,74 & 3,05 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,05 & 14,8 & 4,35 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4,35 & 16,6 & 3,95 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,95 & 14,9 & 3,5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,5 & 7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -225,57 \\ -308,39 \\ -269,14 \\ -221,43 \\ -136,97 \\ -178,12 \\ -129,32 \\ -50,05 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne :

✓ Moments aux appuis:

$$M_1 = -15,19 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9,40 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9,69 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9,24 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -4,40 \text{ KN.m}$$

✓ Moment on travée :

Exemple de calcul : travée (1- 2) :

$$M_{1-2} = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}\right)x$$

Avec :  $x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}}\right) \longrightarrow x = \frac{5,67}{2} + \left(\frac{-9,40 + 15,19}{4,95 \times 5,67}\right) \longrightarrow x = 3,04\text{m}$

$$M_{1-2} = \frac{4,95 \times 5,67}{2} \times 3,04 - \frac{4,95 \times (3,04)^2}{2} + (-15,19) + \left(\frac{-9,40 + 15,19}{5,67}\right) \times 3,04$$

$$M_{1-2} = 7,70 \text{ (KN.m)}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres moments et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

| Travée | l    | x    | Moment |
|--------|------|------|--------|
| 1-2    | 3,5  | 3,04 | 7,70   |
| 2-3    | 3,95 | 2,02 | 0,65   |
| 3-4    | 4,35 | 2,68 | 8,05   |
| 4-5    | 3,05 | 1,81 | 1,15   |
| 5-6    | 5,35 | 2,03 | 5,22   |
| 6-7    | 4,02 | 2,11 | 2,89   |
| 7-8    | 5,67 | 1,81 | 2,64   |

Tableau III.2.4. Valeurs des moments fléchissant en travées à L'ELS

✓ **Les moments corrigés en travées et aux appuis :**

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} = 7,70 + 0,3(7,70) = 10,01 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé à l'appui :

$$M_1 = -15,19 - 0,3(-15,19) = -10,63 \text{ KN.m}$$

Le tableau représente tous les moments corrigés en travées et aux appuis.

| Appuis | Moment calculé | Moment corrigé | Travée | Moment calculé | Moment corrigé |
|--------|----------------|----------------|--------|----------------|----------------|
| 1      | -15,19         | -10,63         | 1-2    | 7,70           | 10,01          |
| 2      | -9,40          | -6,58          | 2-3    | 0,65           | 0,85           |
| 3      | -9,69          | -6,78          | 3-4    | 8,05           | 10,46          |
| 4      | -9,24          | -6,47          | 4-5    | 1,15           | 1,49           |
| 5      | -4,96          | -3,47          | 5-6    | 5,22           | 6,78           |
| 6      | -8,12          | -5,69          | 6-7    | 2,89           | 3,76           |
| 7      | -5,49          | -3,84          | 7-8    | 2,64           | 3,43           |
| 8      | -4,40          | -3,08          |        |                |                |

**Tableau III.2.5. Valeurs des moments fléchissant corrigés à L'ELS**✓ **Calcul des efforts tranchant :**

$$\text{Soit : } T(x) = \frac{dm(x)}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l}$$

**Exemple de calcul :**

Travée (1-2) : pour x=i

$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l} \longrightarrow T_i = \frac{4,95 \times 5,67}{2} + \frac{(-9,40 + 15,19)}{5,67} \longrightarrow T_i = 15,05 \text{ KN}$$

Pour  $x=i+1$  :

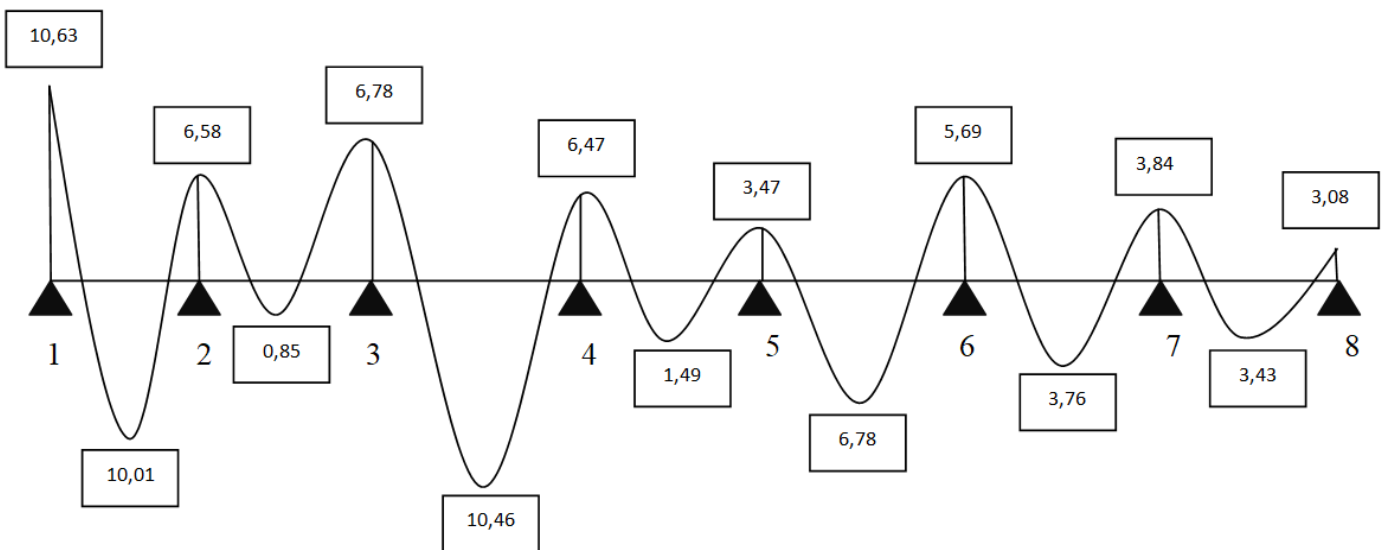
$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l} \longrightarrow T_{i+1} = -\frac{4,95 \times 5,67}{2} + \frac{(-9,40+15,19)}{5,67} \longrightarrow T_{i+1} = -13,01\text{KN}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres efforts tranchants et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

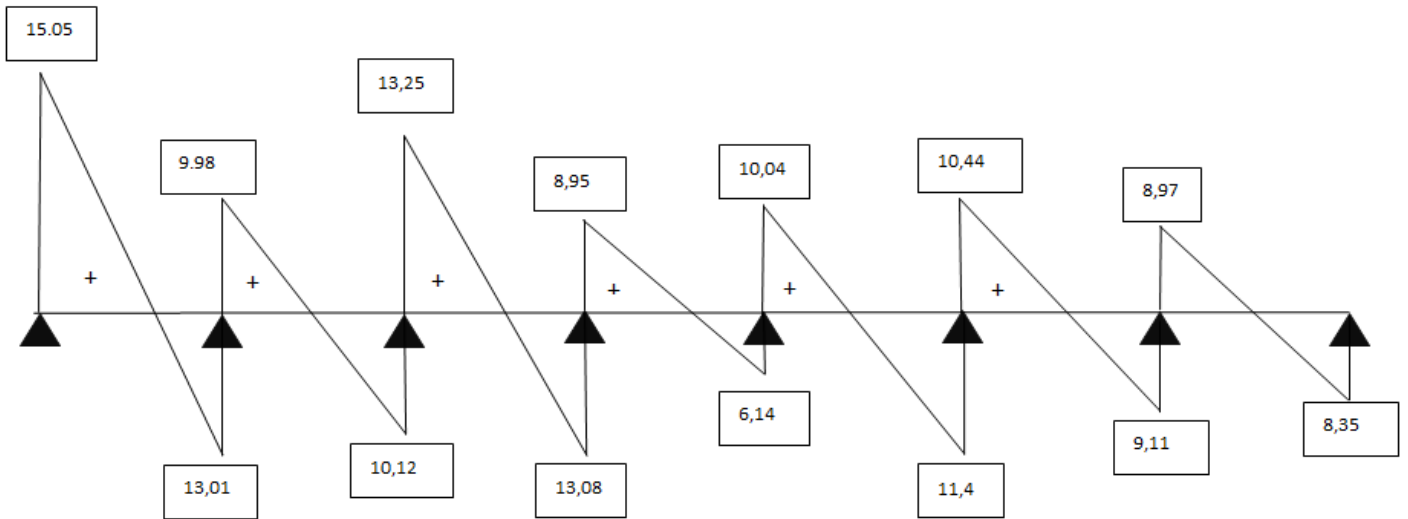
| Travée | L (m) | $T_i$ (KN) | $T_{i+1}$ (KN) |
|--------|-------|------------|----------------|
| 1-2    | 5,67  | 15,05      | -13,01         |
| 2-3    | 4,06  | 9,98       | -10,12         |
| 3-4    | 5,32  | 13,25      | -13,08         |
| 4-5    | 3,05  | 8,95       | -6,14          |
| 5-6    | 4,35  | 10,04      | -11,49         |
| 6-7    | 3,95  | 10,44      | -9,11          |
| 7-8    | 3,5   | 8,97       | -8,35          |

Tableau III.2.6. Valeurs des efforts tranchants à l'ELS

✓ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS :



✓ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS :



III.2.5. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis :

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $h = 24\text{cm}$  ;  $d = 23\text{cm}$  :

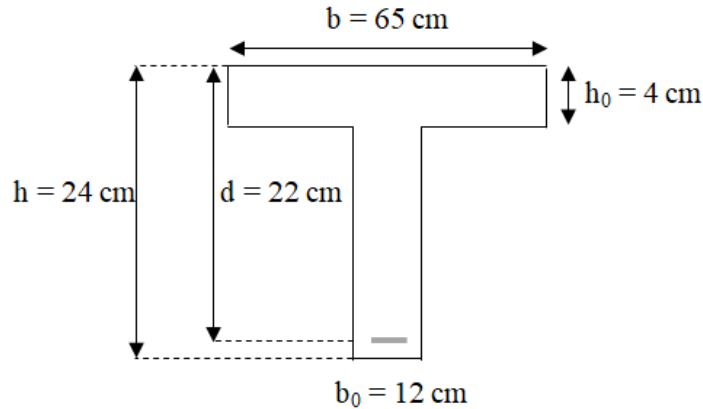


Figure III.2.9. Coupe schématique de la poutrelle

- Armatures longitudinales

- En travée :

Le moment max en travée :  $M_t^{\max} = 14,44\text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si :  $M_t^{\max} > M_0$  → A.N est dans la nervure.

Si :  $M_t^{\max} < M_0$  → A.N est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 14,44 \text{ KN.m} < M_0 = 73,84 \text{ KN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (65×24).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,44 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  la section est simplement armée donc ( $A_{sc} = 0$ ).

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$\mu = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,984$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,44 \times 10^3}{0,984 \times 22 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Nous adoptons une section d'armature très importante à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

#### ➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ).

$b_0 = 12\text{cm}$ ,  $c = 2\text{cm}$ ,  $h = 24\text{cm}$ ,  $d = 22\text{cm}$

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 14,67 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,67 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,178$$

$\mu = 0,178 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  la section est simplement armée donc ( $A_{sc} = 0$ ).

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

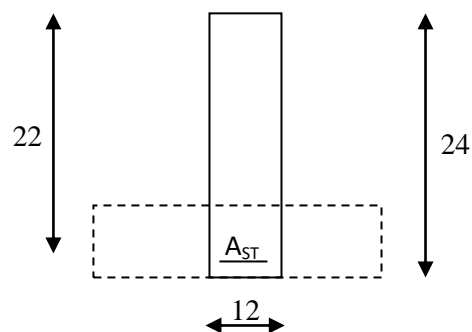


Figure III.2.10. Coupe schématique de la poutrelle

$$\mu = 0,178 \longrightarrow \beta = 0,901$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,67 \times 10^3}{0,901 \times 22 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}12\text{chapeau} = 2,26 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par (**Art 7.2.2/BAEL91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right\}$$

Avec :

- $\phi_t$  : diamètre des armatures transversal.
- $\phi_1^{\max}$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 1,6 \right\} = 0,685 \text{ cm.}$$

$\phi_t = 6,85 \text{ mm}$  On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte 2HA8  $\longrightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

### III.2.6. Vérifications à L'ELU:

➤ **Condition de non fragilité : (Art A 4.2 ,1/BAEL 91)**

Par définition une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de longueur (b) armée d'une section ( $A_s$ ) cette condition s'exprime par :  $\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

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

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 > A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,67 > A_{min} = 0,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91/ Art.6.1.3):**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,77 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 131,88} = 0,343 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,77 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 75,36} = 1,392 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres : (BAEL91/Art. 6.1, 221)**

- **Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_c$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} : \text{contrainte d'adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 \longrightarrow L_c = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 20,77 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.} \quad \ll \text{Fissuration peu préjudiciable} \gg$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20,77 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/Art 5.1, 313)**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

$$\text{Avec : } a = 0.9d$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 220 \times 120 \times 10^{-3} = 176 \text{ KN}$$

• **Au niveau des appuis de rive :**

$$T_{\max} = 20,77 \leq 176 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Au niveau des appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 18,28 \leq 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieurs : (BAEL 91/Art 5.1, 312)**

On doit vérifier que :  $A \geq (T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{Y_s}{f_e}$

- **Au niveau des appuis de rive :**

$$T_{\max} = 20,77 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 14,47 \text{ KN}$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \left(20,77 - \frac{14,47}{0,9 \times 0,22}\right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -1,50 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 18,28 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 9,36 \text{ KN}$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \left(18,28 - \frac{9,36}{0,9 \times 0,22}\right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,83 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91/Art A.5.1, 322) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{18,28 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 120} = 0,80 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0,80 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21,67 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.7. Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- a) **État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

➤ **En travée :**

On a :  $M_t^{\max} = 10,46 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 22} = 1,750 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,830 \\ K_1 = 14,52 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10,46 \times 10^3}{0,830 \times 22 \times 4,62} = 124 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 124 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{124}{14,52} = 8,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

On a :  $M_a^{\max} = 10,63 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,67}{12 \times 22} = 1,011 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,861 \\ K_1 = 20,75 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{10,63 \times 10^3}{0,861 \times 22 \times 2,67} = 210,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 210,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{210,18}{20,75} = 10,16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

**c) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8, 424)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$h$  : hauteur totale de la section (24cm).

$l$  : portée libre maximale.

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

$A_s$  : section des armatures.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{570} = 0,042 < \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{570} = 0,042 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{10,46}{15 \times 10,63} = 0,065 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 22} = 0,018 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

#### ❖ Calcul de la flèche : (Art. B.6.5, 2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1,14 \text{ cm}$$

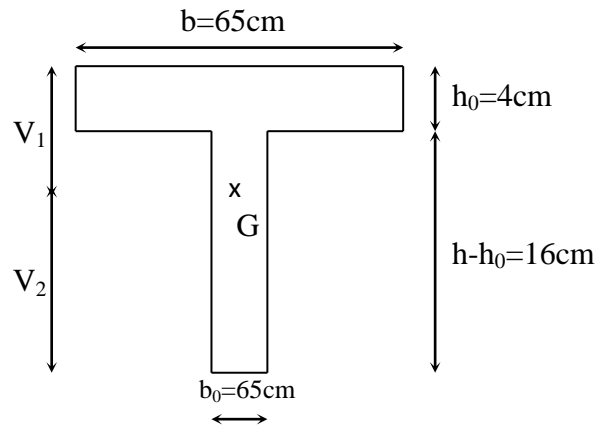


Figure III.2.11. Schéma statique de calcul

Avec :

$M_s$  : Moment fléchissant maximal.

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différée  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$  MPa.

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

- **Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieur  $S_{xx}'$  :**

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 4,62 \times 22) = 5404,6 \text{ cm}^2$$

- **Aire de la section homogénéisée  $B_0$  :**

$A_t$  : section d'armatures tendues.

$$B_0 = B + nA = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = (12 \times 24) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 569,3 \text{ cm}^2$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{5404,6}{569,3} = 9,50 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9,50 = 14,5 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t \cdot (V_2 - c)^2$$

D'où:

$$I_0 = \frac{12}{3}(9,50^3 + 14,5^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 9,50 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 \times (14,5 - 2)^2$$

$$I_0 = 38959,80 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 22} = 0,018 \longrightarrow \beta_1 = 0,991$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures ).

**Aussi :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,018 \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 0,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,46 \times 10^6}{0,991 \times 220 \times 462} = 103,85 \text{ MPa}$$

**Donc :**

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0 \right)$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,018 \times 103,85) + 2,1}; 0 \right)$$

$$\mu = \max (0,38; 0) = 0,38$$

**Et :**

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1,1 \times \frac{38959,80}{1 + 0,91 \times 0,38} = 28949,18$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{10,46 \times 10^5 \times (570)^2}{10 \times 10818,86 \times 28949,18 \times 10^2} = 1,08 \text{ cm.}$$

$$f = 1,08 < \bar{f} = 1,14 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

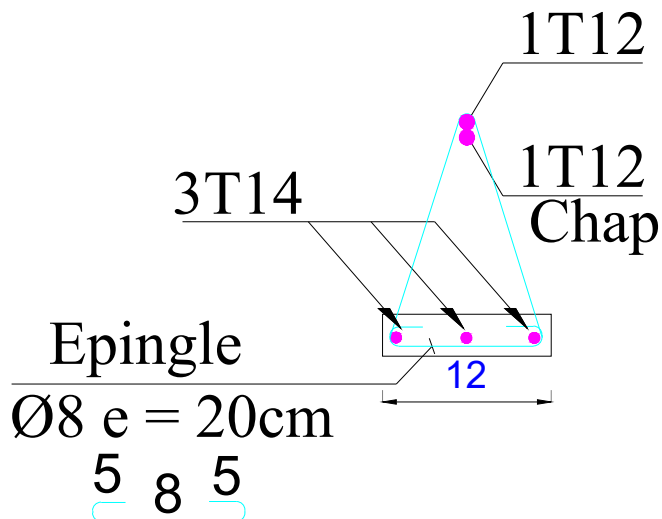
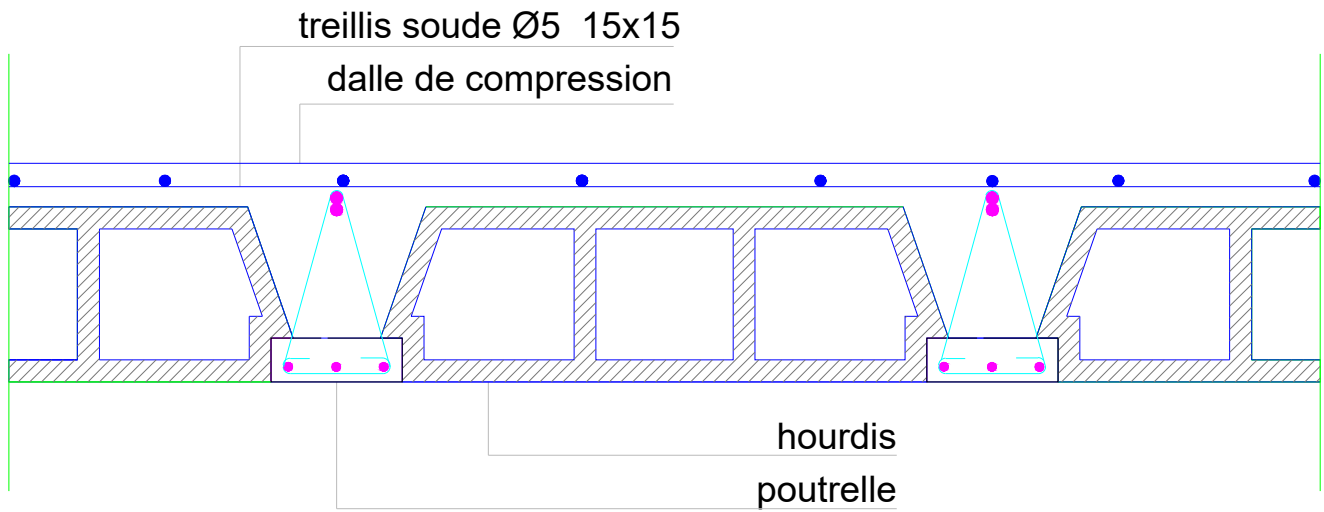
➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : **3HA14 = 4,62cm<sup>2</sup>.**

Aux appuis : **1HA12 (filante) + 1HA12 (chapeau) = 2,26cm<sup>2</sup>**

➤ **Les armatures transversales :**

Etrier : **2HA8 = 1,00cm<sup>2</sup>**



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DU PLANCHER

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

### III.3. Les consoles :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni d'une poutre de chaînage, le deuxième type est en dalle pleine. Le calcul est assimilé à une console encastree à une extrémité, elle est soumise à des charges permanentes  $G$ , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale  $Q$ .

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

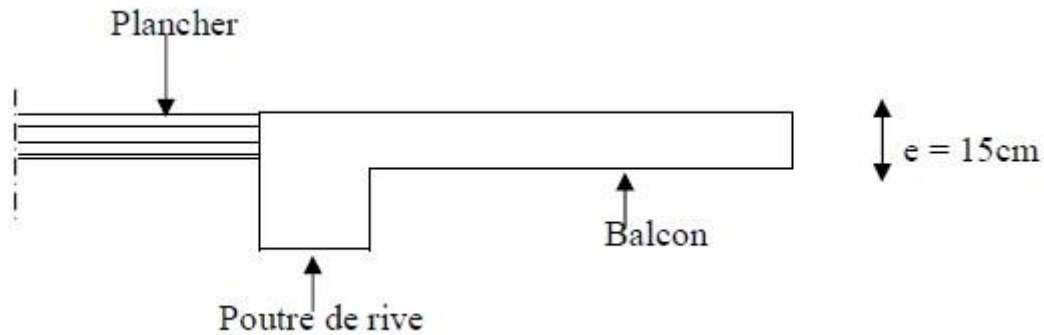


Figure III.3.1. Coupe verticale de la console

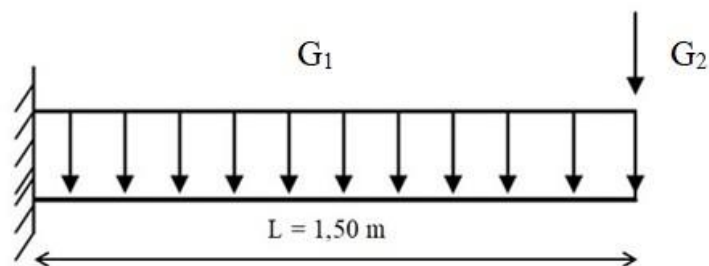


Figure III.3.2. Schéma statique de la console

$q_u$ : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G_1$  : charge permanente du balcon.

$G_2$  : charge permanente du garde-corps.

$Q_1$  : surcharge du balcon.

$Q_2$  : surcharge du garde-corps.

#### III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la console est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm.}$$

Avec : L : largeur de la console.

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

### III.3. 2. Détermination des sollicitations :

#### A. Détermination des charges et surcharges :

**A.1. Charges permanentes :** On travaille sur une bande de 1,00 m.

$$G_1 = 5,49 \text{ KN / m}^2 \text{ (déterminé dans le chapitre II)}$$

- Poids par mètre linéaire :  $G_1 = 5,49 \times 1\text{m} = 5,49\text{KN/ml}$
- Poids propre du garde-corps :

| Désignation                 | Epaisseur<br>e (m) | Poids<br>volumique<br>KN/m <sup>3</sup> | Poids<br>[KN /m <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------|--------------------|---|--------------------------------|
| Mur en briques creuses      | 0,10               | 9                                       | 0,90                           |
| Enduit en mortier de ciment | 0,02 × 2           | 18                                      | 0,72                           |
|                             |                    |   | <b>G<sub>2</sub> =1,62</b>     |

Tableau III.3.2. Chargement du garde-corps

- Poids par mètre linéaire :  $G_2 = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62\text{KN/ml}$

#### A.2. Surcharge d'exploitations :

- Surcharge d'exploitation de la dalle :

$Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$ . (Donnée par le DTR BC2.2)

- Surcharge horizontale due à la main courante :

$Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### B. Combinaisons de charges :

$$\mathbf{L'ELU :} \left\{ \begin{array}{l} - \text{Dale: } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = (1,35 \times 5,49) + (1,5 \times 3,5) = \mathbf{12,66 \text{ KN/ml}} \\ - \text{Garde-corps : } q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,62 = \mathbf{2,187 \text{ KN/ml.}} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{L'ELS :} \left\{ \begin{array}{l} - \text{Dale: } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,49 + 3,5 = \mathbf{8,99 \text{ KN/ml.}} \\ - \text{Garde-corps : } q_{s2} = G_2 = 1,62 = \mathbf{1,62 \text{ KN/ml.}} \end{array} \right.$$

### III.3.3. Calcul à l'ELU :

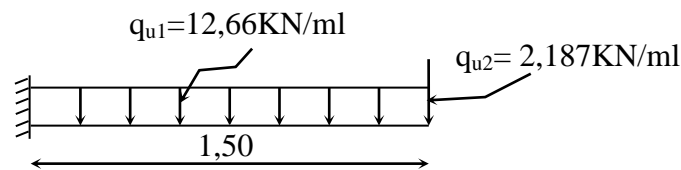


Figure III.3.3. Schéma statique (ELU)

#### A. Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12,66 \times 1,50^2}{2} = \mathbf{14,24 \text{ KN. m.}}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 2,187 \times 1,50 = \mathbf{3,28 \text{ KN. m.}}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{M_u = 17,52 \text{ KN. m.}}$$

#### B. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = (12,66 \times 1,50) + 2,187 = \mathbf{21,18 \text{ KN.}}$$

## III.3.4. Calcul à l'ELS :

## A. Calcul des moments fléchissant :

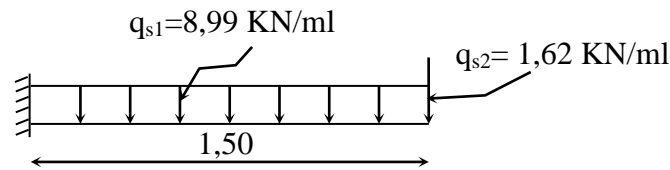


Figure III.3.4. Schéma statique (ELS)

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8,99 \times 1,50^2}{2} = 10,13 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  :

$$M_{qs2} = q_{s2} \cdot l = 1,62 \times 1,50 = 2,43 \text{ KN.m.}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} \quad M_s = 12,56 \text{ KN.m}$$

## B. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = (8,99 \times 1,50) + 1,62 = 15,11 \text{ KN.}$$

## III.3.5. Ferrailage à l'ELU :

$$b = 1\text{m} ; c = 3\text{cm} ; d = e_p - c = 15 - 3 = 12\text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

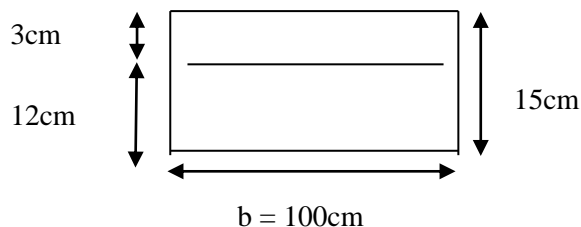


Figure III.3.5. Section de calcul.

## ➤ Armatures principales (longitudinales) :

- On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,086$$

$\mu_u = 0,086 < 0,186 \Rightarrow$  Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée  $A' = 0$

$\mu_u = 0,086 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,086 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,955$$

- La section d'armatures tendus vaut :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,52 \times 10^3}{0,955 \times 12 \times 348} = 4,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA12**  $\Rightarrow A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartitions :(transversales) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

**Choix des barres :** On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

### III.3.6. Vérifications à l'ELU :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc, la fissuration est jugée préjudiciable.

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

En travée :  $A_{st} = 6,79 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

Aux appuis :  $A_a = 2,01 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,18 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,7} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux, intempéries (variation de température, l'eau, neige,...etc)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\gamma_b = 1,5 ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21,18 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,12 = 0,108\text{m.}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,108 \times \frac{25}{1,15} = 939,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 21,18 \text{ KN} < 93913 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 \quad \longrightarrow \quad L_c = 18 \text{ cm}$$

### III.3.7. Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

#### A. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

➔ Fissuration préjudiciable.

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa.}$$

#### Calcul $\beta_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} \rightarrow \rho_1 = 0,558$$

$$\rho_1 = 0,558 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 29,92 \\ \beta_1 = 0,888 \end{array} \right\} \quad \text{\AA partir des tableaux \AA l'ELS}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{12,56 \times 10^6}{0,888 \times 120 \times 679} = 172,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

### B. V\u00e9rification des contraintes dans le b\u00e9ton :

On doit v\u00e9rifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{172,59}{29,92} = 5,77 \text{ MPa.}$$

D'o\u00f9:

$\sigma_{bc} = 5,77 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow$  la condition est v\u00e9rifi\u00e9e alors, il n'y a pas de fissuration dans le b\u00e9ton comprim\u00e9e.

### \u2794 Etat limite de d\u00e9formation (BAEL99/Art B.6.5) :

Les r\u00e8gles de BAEL (Art B.6.5.1) pr\u00e9cisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas n\u00e9cessaire de v\u00e9rifier la fl\u00e8che si les conditions suivantes sont v\u00e9rifi\u00e9es :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

### V\u00e9rifications :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,062$  .....condition v\u00e9rifi\u00e9e.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{10} \times \frac{12,56}{17,52} = 0,072$  .....condition v\u00e9rifi\u00e9e.
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100,12} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  .....condition v\u00e9rifi\u00e9e.

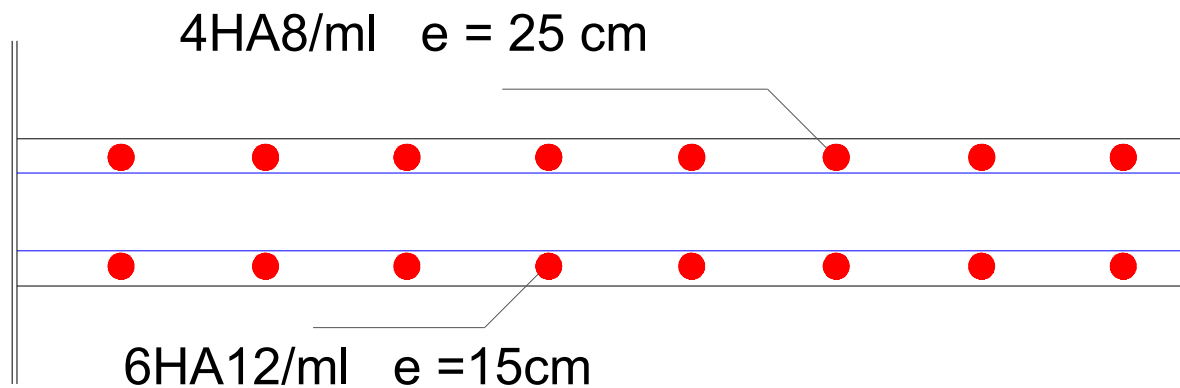
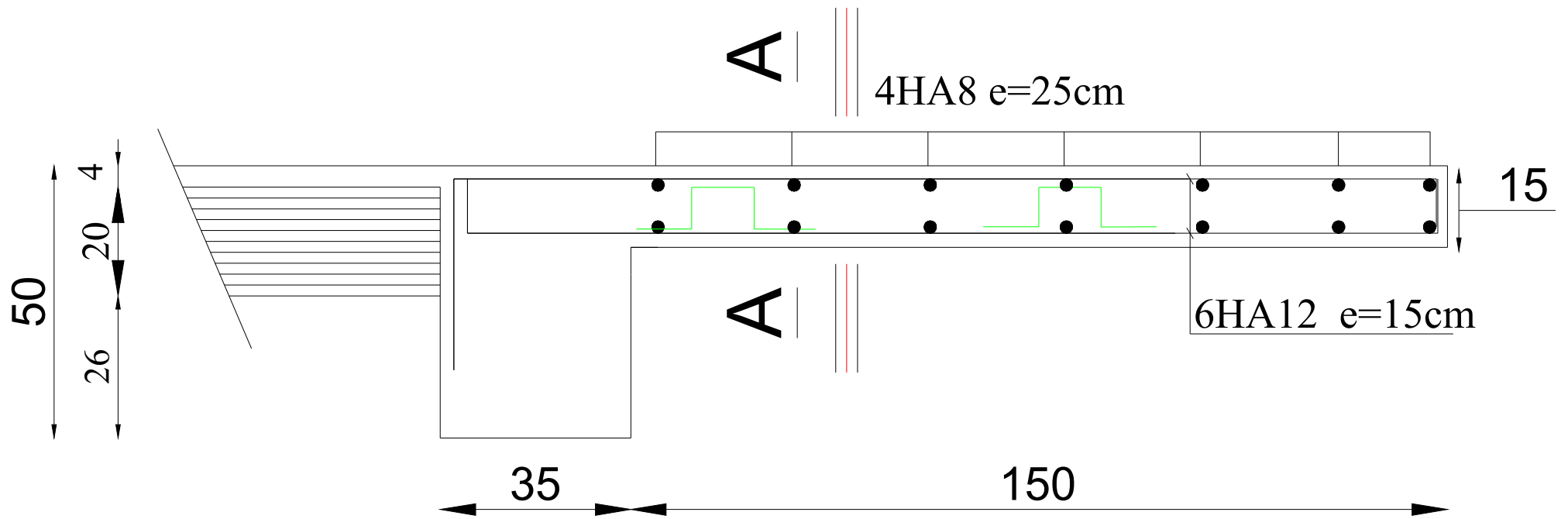
**Remarque :**

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **6HA12** avec **St = 15 cm**
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St = 25 cm**



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CONSOLE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

### III.4. Calcul de la dalle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur ses 4 côtés de vitesse d'entraînement  $v=1\text{m/s}$ . Le panneau est rectangulaire, la surface de la cabine est de  $(1,80 \times 2,10 = 3,78 \text{ m}^2)$  pouvant charger 8 personnes. La charge totale transmise par le système de levage et de la cabine chargée est de 9 tonnes.

$$l_x = 1,80 \text{ m} ; l_y = 2,10 \text{ m} ; S = 3,78 \text{ m}^2 ; P = 90\text{KN}$$

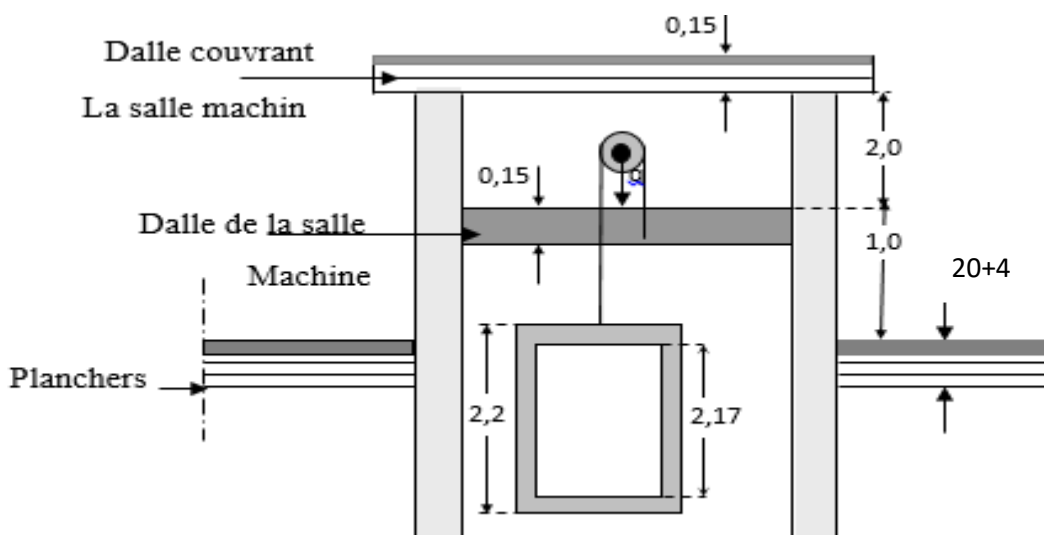


Figure III.4.1. Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur.

#### III.4.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

#### III.4.2. Dimensionnement :

- Hauteur de la dalle :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Avec :  $h_t$  qui doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

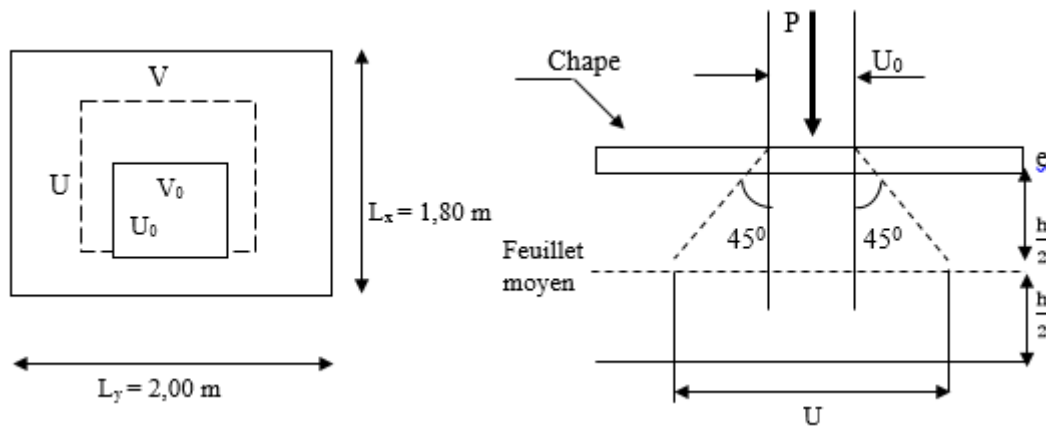
On optera pour une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$

**III.4.3. Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**

La charge totale centrée P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV.

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

U et V sont les côtés du rectangle sur lesquels s'applique la charge «P» compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.



**Figure III.4.2. Schéma représentatif de la diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.**

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,10} = 0.86 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & U = U_0 + K \times e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & V = V_0 + K \times e + h_t \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement (e = 5cm)

$h_t$  : hauteur de la dalle ( $h_t = 15\text{cm}$ )

$K$  : revêtement aussi solide que le béton ( $K = 2$ ).

$U_0, V_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge  $q$  est concentrée ( $U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ ).

Le coefficient  $\xi$  dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton  $\rightarrow \xi = 1.0$ .

D'où :  $U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$ .

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$ .

#### III.4.4. Détermination des sollicitations :

##### ➤ A l'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q$  (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

$p_u = 1,35P$  (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :

$$G = (25 \times h_t + 22 \times e) = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85\text{KN/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05\text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times 90 = 121,5\text{KN}$$

##### ➤ A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85\text{ KN/ml}$$

$$q_s = P = 90\text{ KN}$$

#### III.4.5. Calcul des moments à l'ELU :

##### A. Calcul des Moment $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dus au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = p_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec:

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les Sens xx et yy, dues à la charge concentrée.

P : intensité de la charge concentrée.

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$M_1$  et  $M_2$ : coefficients donnés en fonction de  $\left(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y}\right)$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{210} = 0,85 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{210} = 0,5 \end{cases} \rightarrow \text{après interpolation, on aura } \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- à l'ELU :  $\nu = 0$

$$M_{x1}^u = p_u M_1 = 121,5 \times 0.095 = 11,54 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^u = p_u M_2 = 121.5 \times 0.067 = 8,14 \text{ KN.m.}$$

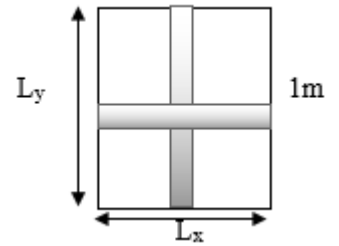


Figure III.4.3. La section à étudier pour le ferrailage

**B. Moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travail dans les deux sens.

Dans le sens Lx :  $M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens Ly :  $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas :

$$\rho = 0,85 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD } \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$M_{x2}^u = 0,0509 \times 8,05 \times (1,80)^2 = 1,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2}^u = 0,685 \times 1,33 = 0,91 \text{ KN.m.}$$

**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x^u = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 11,54 + 1,33 = 12,87 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 8,14 + 0,91 = 9,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**D. Correction des moments :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, les moments seront minorés, en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

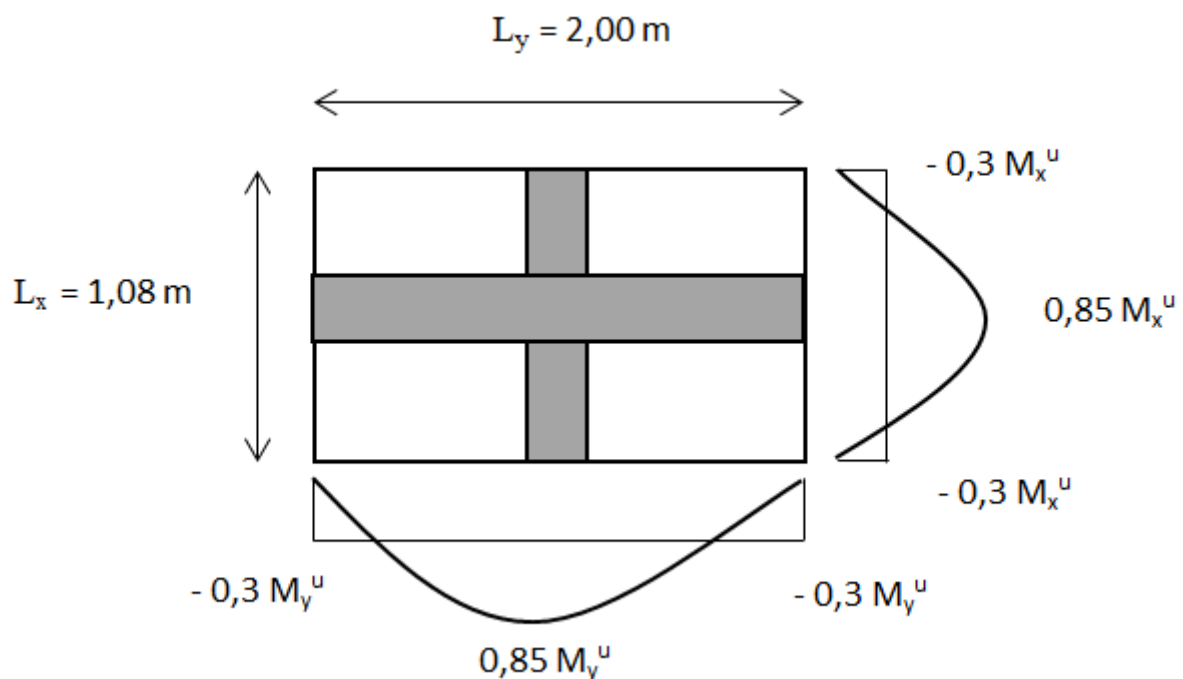
**En travées :**  $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,87 = 10,68 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,87 = 3,86 \text{ KN.m}$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,05 = 7,69 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,05 = 2,72 \text{ KN.m.}$



**Figure III.4.4. Les moment en travées et aux appuis dans les deux sens ( $L_x, L_y$ ).**

**III.4.6. Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = h_t - c = 15 - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}.$$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**• **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,86 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,86 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,68 \times 10^3}{0,973 \times 12 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée : y-y**• **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,72 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,69 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,69 \times 10^3}{0,981 \times 12 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### Tableau récapitulatif

| Zone       | Sense | Mu (KN.m) | $\mu_b$ | $\beta$ | $A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | Choix des | St(cm) |
|------------|-------|-----------|---------|---------|-----------------------------------|-------------------------------------|-----------|--------|
| Sur appuis | x-x   | 3,86      | 0.018   | 0,991   | 0,93                              | 2.01                                | 4HA8      | 25     |
|            | y-y   | 2,72      | 0.013   | 0,993   | 0,66                              | 2.01                                | 4HA8      | 25     |
| En travée  | x-x   | 10,68     | 0,052   | 0,973   | 2,63                              | 3.14                                | 4HA10     | 25     |
|            | y-y   | 7,69      | 0,038   | 0,981   | 1,87                              | 3.14                                | 4HA10     | 25     |

**Tableau III.4.1. Ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur.**

### Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrée au-delà du contour théorique de la dalle.

### III.4.7. Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400)

$A_{min}$ : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,85$$

**Direction principale (suivant x-x) :**

$$A_{\min}^x = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3-0,85}{2} \right) = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,29 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,29 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**2) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :**

Nous devons vérifier que :  $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h_e}{10}$

$\phi$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :** L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser  $2h$  et  $25\text{cm}$  :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser  $3h$  et  $33\text{cm}$  :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**4) Condition de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.42) :**

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :  $f_{c28} = 25$  MPa et  $\gamma_b = 1,5$

$q_u$  : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

**5) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,327 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.8. Calcul des moments à l'ELS :****A. Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = p_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1}^s = p_s (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :

$$- \text{ à l'ELS : } v = 0.2 \quad ; \quad M_1 = 0,095 \text{ KN.m, } M_2 = 0,067 \text{ KN.m}$$

La charge concentrée :  $P_s = 90 \text{ KN}$ .

$$M_{x1}^s = 90 (0,095 + 0,2 \times 0,067) = 9,76 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = 90 (0,067 + 0,2 \times 0,095) = 7,74 \text{ KN.m.}$$

### B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec :  $q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0,85 \quad \nu = 0,2 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0,0579 \times 5,85 \times (1,80)^2 = 1,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,778 \times 1,10 = 0,86 \text{ KN.m}$$

### C. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9,76 + 1,10 = 10,86 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7,74 + 0,86 = 8,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### D. Correction des moments :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

#### Dans le sens de la petite portée x-x :

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,86 = 9,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,86 = 3,26 \text{ KN.m}$$

#### Dans le sens de la grande portée y-y :

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,60 = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,60 = 2,58 \text{ KN.m}$$

**III.4.8. Vérification à L'ELS :****a) Vérification des contraintes :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- Sens x-x :

**En travée :**

On a :  $M_s = 9,23 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

**- Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{9,23 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 269,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 269,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**- Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{269,18}{46,73} = 5,76 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $M_s = 3,26 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$   $\longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

**- Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59,63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,26 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 144,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 144,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**- Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144,86}{59,63} = 2,43 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

**En travée :**  $M_s = 7,31 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,31 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 211,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 211,10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{211,10}{46,73} = 4,52 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $M_s = 2,58 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59,63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2,58 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 114,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 114,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{114,65}{59,63} = 1,92 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art 4.5.32) :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (Art. B.7.5. BAEL.91) :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

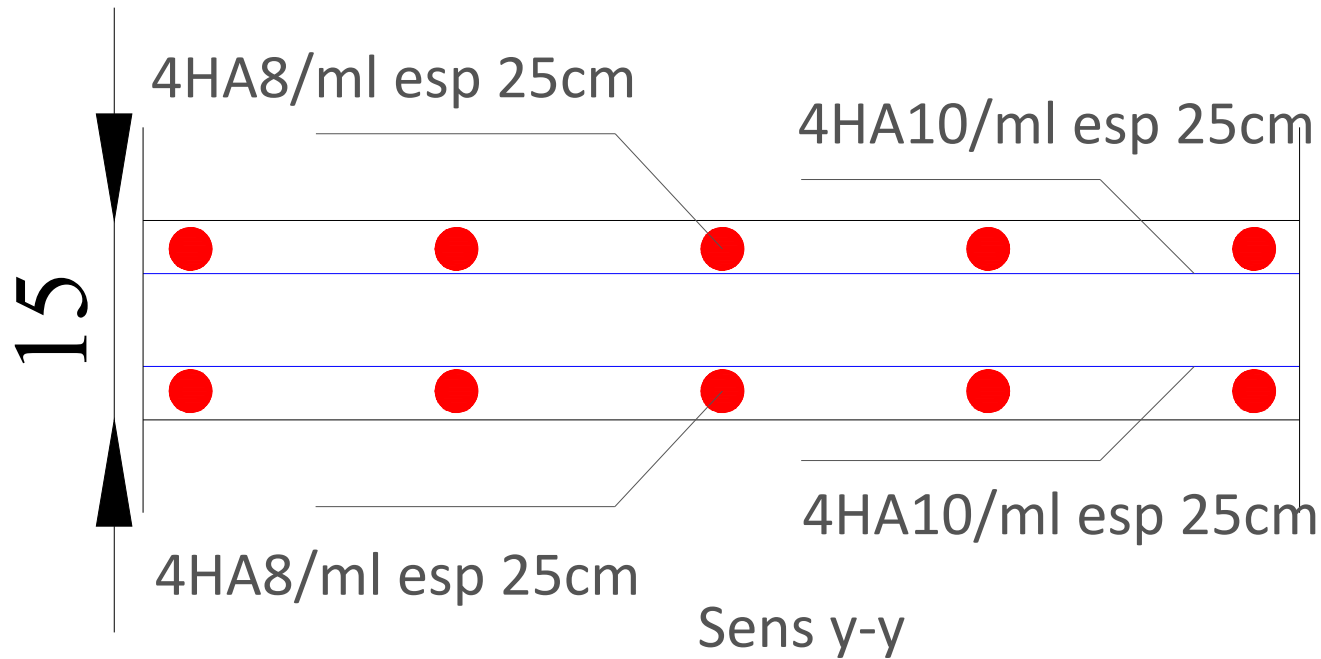
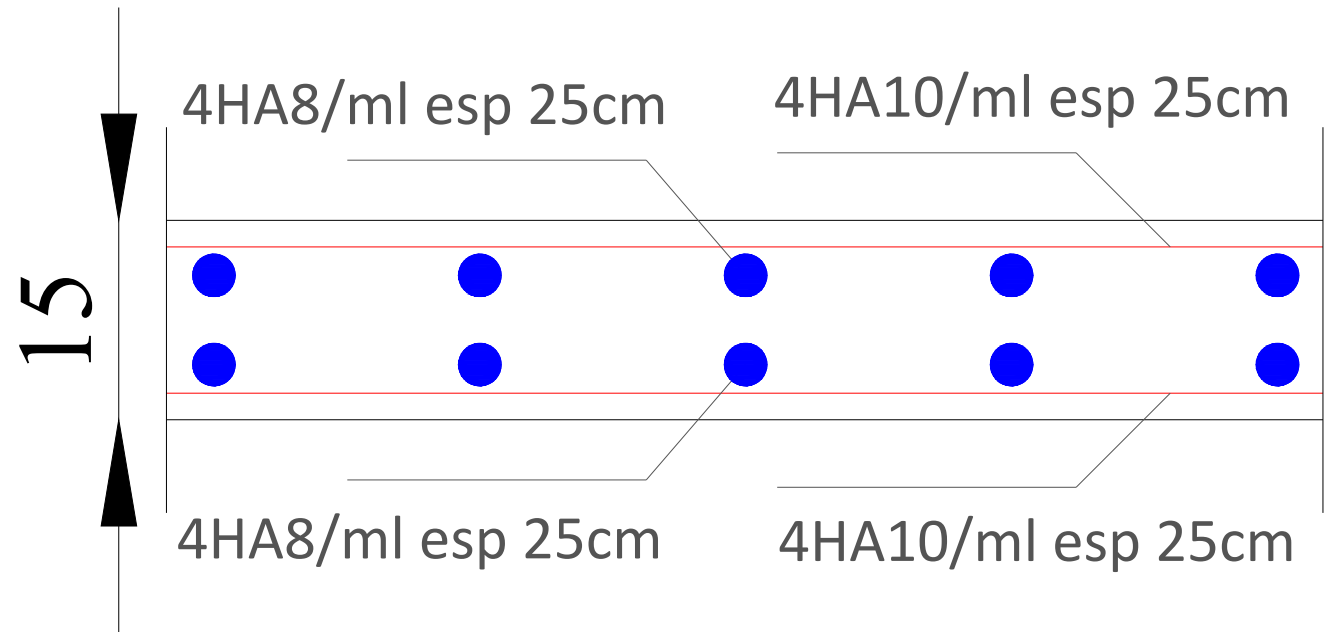
Avec :

- h : hauteur de la dalle égale à 15cm.
- $L_x$  : portée de la dalle égale à 180m.
- $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1 m.
- $A_x$  : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.
- d : hauteur utile de la bande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{10,68}{20 \times 10,68} = 0,05 \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Sens x-x



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE  
SALLE MACHINE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

### III.5. Calcul des l'escaliers:

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage à un autre est composé d'une succession régulière de plan horizontal consistant en des marches et des paliers.

#### III.5.1. Terminologie :

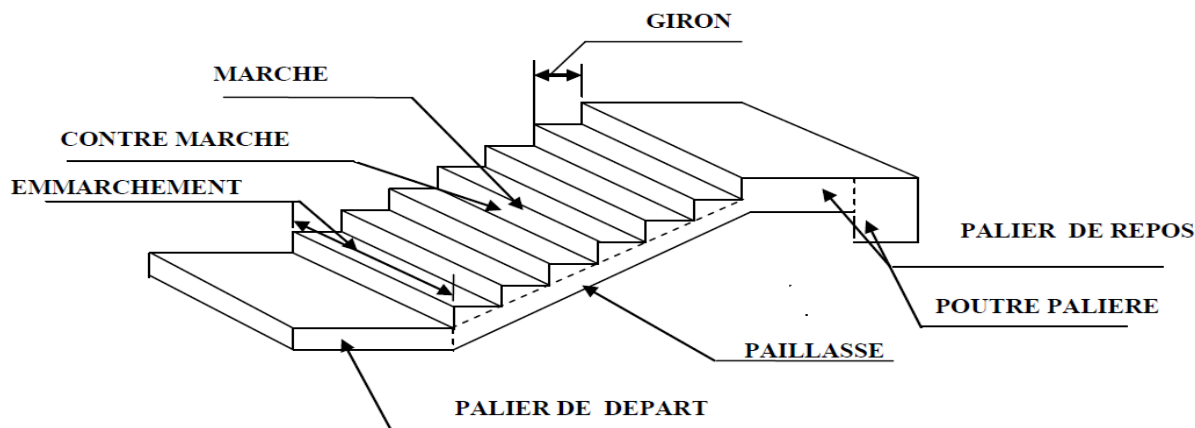


Figure III.5.1. Coupe verticale de l'escalier.

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron  $g$**  : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.

### III.5.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Cette partie consiste à l'étude des escaliers de l'étage courant qui comporte deux volées identiques d'une hauteur  $H=1,53\text{m}$  avec un palier intermédiaire.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités.

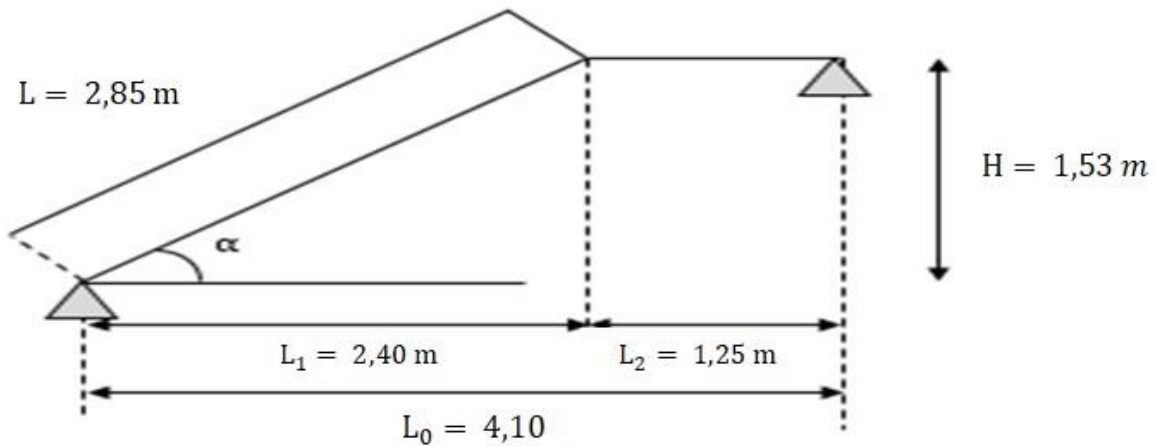


Figure III.5.2. Schéma statique de l'escalier.

#### ➤ Hauteur des contres marches :

La hauteur de la contre marche varie entre :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ .

Pour qu'elle soit confortable, on adopte :  $h=17\text{cm}$ .

#### ➤ Nombre de contre marche :

La hauteur d'étage courant égal à :  $h=306\text{cm}$ .

$$\text{Donc : } H = \frac{h}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$$

Soit  $n=9$  contres marches.

#### ➤ Nombre de marche :

$$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$$

Soit  $m=8$  marches réparties par volée.

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

$L = 240 \text{ cm}$  (représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier)

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Emmarchement :**

$$E = 1,25 \text{ m}$$

**III.5.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L} \longrightarrow L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{153}{0,64} = 240 \text{ cm} \longrightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

$$\text{Avec: } L_0 = L + L_2 = 2,85 + 1,25 = 4,10 \text{ m}$$

$$\frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20} \longrightarrow 13,66 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,5 \text{ cm}$$

On prend :  **$e_p = 15 \text{ cm}$** .

✓ Donc l'épaisseur de la paillasse et du palier est : **15 cm**

## III.5.4.Détermination des sollicitations de calcul :

## ➤ Charges permanentes :

## ▪ Volée (Paillasse) :

| Désignation                  | Epaisseur (m)             | Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/ml)                         |
|------------------------------|---------------------------|---|-----------------------------------|
| Poids propre de la paillasse | $\frac{0,15}{\cos 32,62}$ | 25  | 4,45                              |
| Poids propre des marches     | $\frac{0,17}{2}$          | 25  | 2,12                              |
| Revêtement en carrelage      | 0,02                      | 22  | 0,44                              |
| mortier de pose              | 0,02                      | 20  | 0,40                              |
| Lit de sable                 | 0,03                      | 18  | 0,54                              |
| Gard corps                   | /                         | /   | 0,20                              |
|                              |                           |   | <b>G<sub>v</sub> = 8,15 KN/ml</b> |

Tableau III.5.1. Charge permanente de la volée

## ▪ Palier :

| Désignation             | Epaisseur (m) | Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G (kN/ml)                         |
|-------------------------|---------------|---|-----------------------------------|
| Poids propre du palier  | 0,15          | 25  | 3,75                              |
| Revêtement en carrelage | 0,02          | 22  | 0,44                              |
| Mortier de pose         | 0,02          | 20  | 0,40                              |
| Lit de sable            | 0,03          | 18  | 0,54                              |
|                         |               |   | <b>G<sub>p</sub> = 5,13 KN/ml</b> |

Tableau III.5.2. Charge permanente du palier

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C.2.2 [19] pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

• **L'état limite ultime (ELU) :**  $q_u = 1,35 G + 1,5Q$

- La volée :  $q_u = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 8,15 + 1,5 \times 2,5) = 14,75 \text{ KN/ml}$
- Le palier :  $q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = (1,35 \times 5,13 + 1,5 \times 2,5) = 10,68 \text{ KN/ml}$
- Le mur :  $q_u = 1,35 \times 1,79 = 2,42 \text{ KN/ml}$

• **La charge concentrée :** charge du mur intérieur.

$$G_m = \rho (H - e) = 1,30 (1,53 - 0,15) = 1,79 \text{ KN/ml}$$

• **L'état limite de service (ELS) :**  $q_s = G + Q$

- La volée :  $q_s = G_v + Q_v = (8,15 + 2,5) = 10,65 \text{ KN/ml}$
- Le palier :  $q_s = G_p + Q_p = (5,13 + 2,5) = 7,63 \text{ KN/ml}$
- Le mur :  $q_s = 1,79 \text{ KN/ml}$

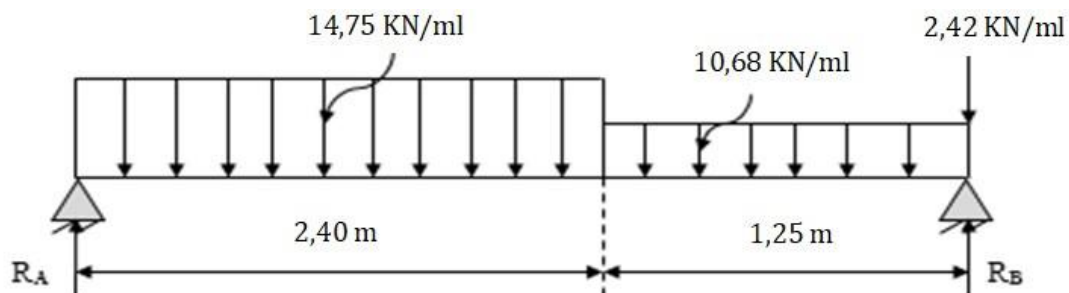
• **La charge concentrée :** charge du mur intérieur.

$$G_m = \rho (H - e) = 1,30 (1,53 - 0,15) = 1,79 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- $\rho$  : Poids volumique du mur intérieur.
- H : hauteur du mur.
- e : épaisseur du palier.

**III .5.5. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :**



**Figure III.5.3. Schéma statique de calcul à l'ELU.**

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow RA + RB = (14,75 \times 2,40) + (10,68 \times 1,25) + 2,42 = 51,17 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 51,17 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow -RB \times 3,65 + 14,75 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + 10,68 \times 1,3 \times (2,4 + \frac{1,3}{2}) + 2,42 \times 3,65 = 0$$

Donc :  $R_B = 25,66 \text{ KN}$

$$R_A = 26,04 \text{ KN}$$

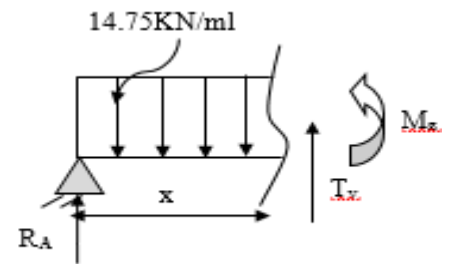
❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$  :

• Efforts tranchants :

$$\sum F_{/yy'} = 0 \longrightarrow T_y = 14,75x - 26,04$$

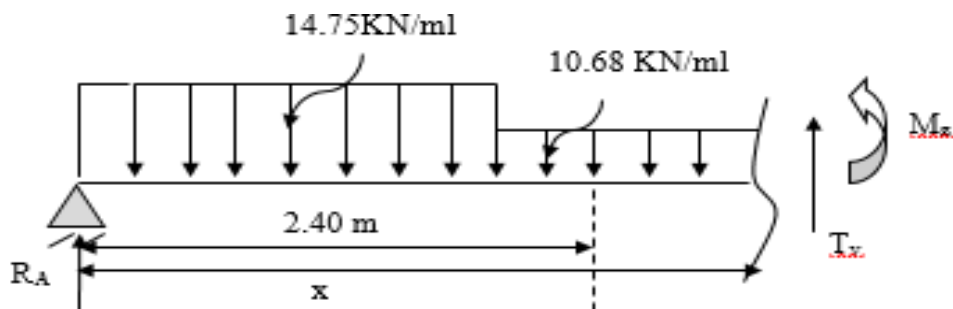
$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow T_y = -26,04 \text{ KN} \\ x = 2,40 \text{ m} \longrightarrow T_y = 9,36 \text{ KN} \end{cases}$$



• Moments fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow M_z = 26,04x - 14,75 \frac{x^2}{2} \longrightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40 \text{ m} \longrightarrow M_z = 20,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,7 \text{ m}$  :



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F_{/yy'} = 0 \longrightarrow T_y = 14,75(2,4) + 10,68(x - 2,4) - 26,04$$

$$\begin{cases} x = 2,40\text{m} & \longrightarrow & T_y = 9,36 \text{ KN} \\ x = 3,65\text{m} & \longrightarrow & T_y = 22,71 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow M_z = 26,04 x - 14,75(2,40) \left[ x - \frac{2,40}{2} \right] - \frac{10,68}{2} (x - 2,40)^2$$

- **Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$  :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

$$\text{D'où: } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 14,75x - 26,04 = 0 \longrightarrow x = 1,76 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,76 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{z_{\max}} = 26,04 (1,76) - 14,75 \frac{(1,76)^2}{2} \longrightarrow M_{z_{\max}} = 23 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{u_{\max}}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ **Aux appuis:**

$$M_{u_a} = -0,3 M_{z_{\max}} = -0,3 \times 23 = -6,9 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_{u_t} = 0,85 M_{z_{\max}} = 0,85 \times 23 = 19,6 \text{ KN.m}$$

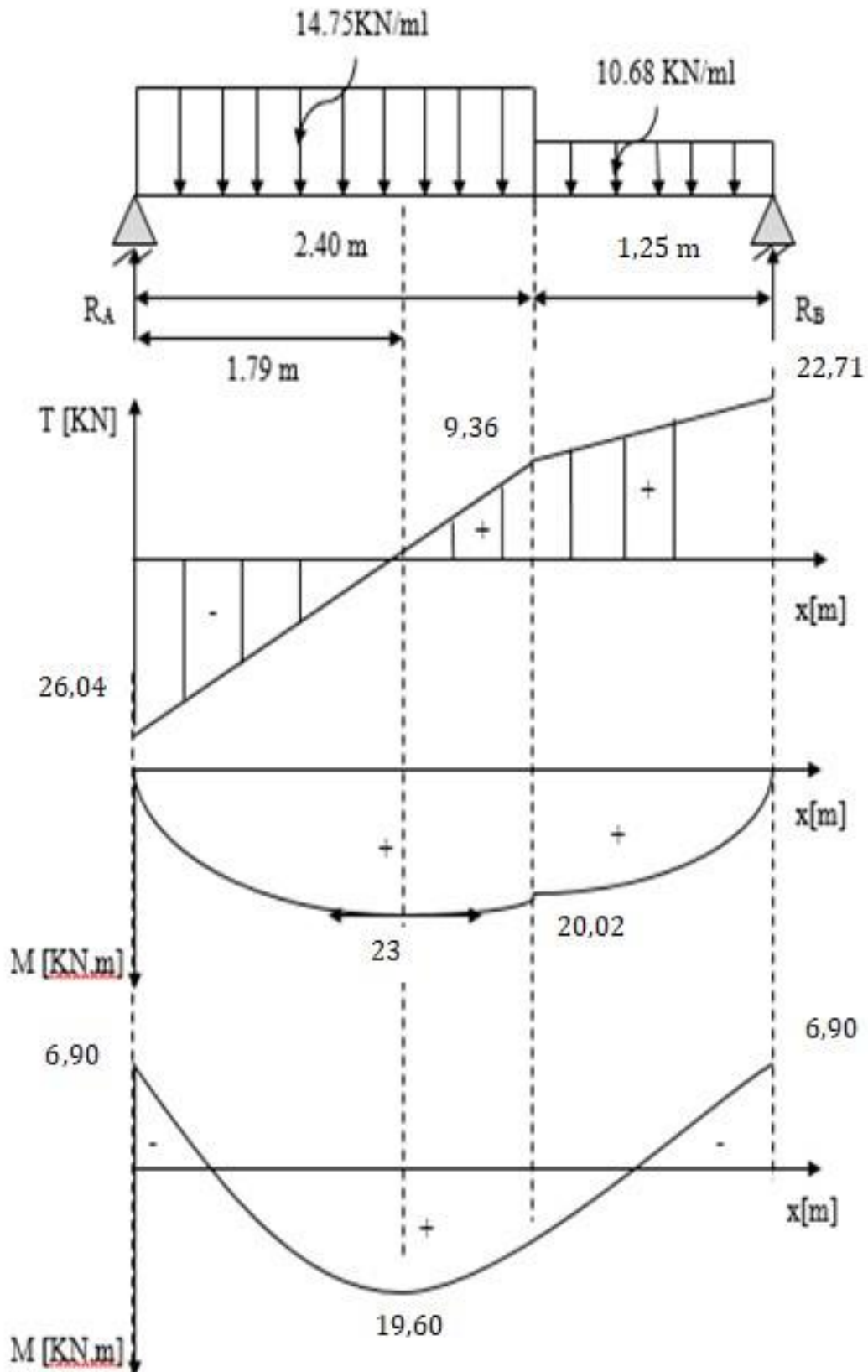


Figure III.5.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

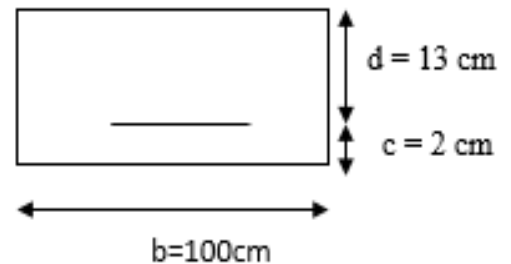
### III .5.6.Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=15\text{cm}$ )

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$



- **Aux appuis :**  $M_{u_a} = 6.9 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,9 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu_a = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,9 \times 10^6}{0,984 \times 130 \times 348} = 154,9 \text{ mm}^2 = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 20 cm**.

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25 cm**.

- **En travée :**  $M_{u_t} = 19,9 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{u_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,6 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu_t = 0,083 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_{u_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,6 \times 10^6}{0,957 \times 130 \times 348} = 452,7 = 4,53 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA12 = 5,65\text{cm}^2$  ; avec un espacement  $St = 20\text{cm}$ .

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,6}{4} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  ; avec un espacement  $St = 25\text{cm}$ .

### III .5.7.Vérifications des contraintes à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57\text{cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57\text{cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Ecartement des barres (Art A.8.2.42 /BAEL91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

Aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm}$  }  
 En travées :  $S_t = 20 \text{ cm}$  }  $< \text{Min}\{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .

Aux appuis :  $S_t = 25\text{cm}$  }  
 En travées :  $S_t = 25\text{cm}$  }  $< \text{Min}\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $T_{u\max} = 26,04 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{26,04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

**a) Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $a = 0,9d$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130 \times \frac{25}{1,5} = 780000 \text{ N} = 780 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 26,04 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 26,04 + \frac{6,9}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = 2,44 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-  $T_u^{\max}$ : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

-  $M_a$  : moment au droit de l'appui.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**- Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,04 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,04 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Pour  $\varphi = 1 \text{ cm}$  :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \mathbf{37 \text{ cm}}$$

Pour  $\varphi = 1,2 \text{ cm}$  :

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

Pour les HA 10 :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 37 \longrightarrow L_c = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Pour les HA 12 :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 \longrightarrow L_c = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

III .5.8.Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

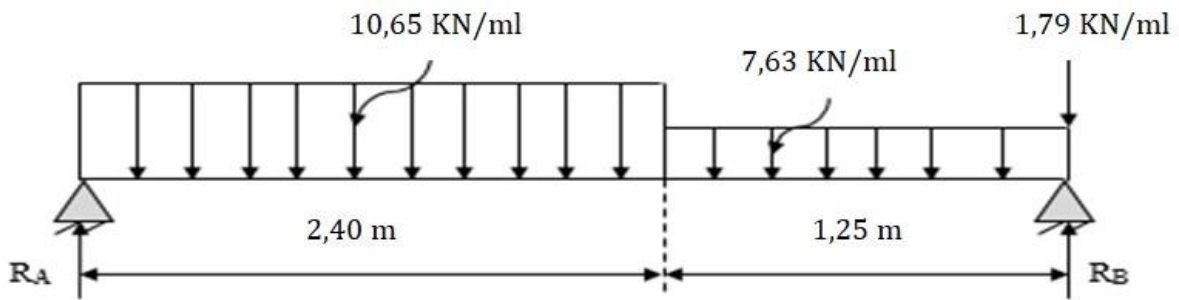


Figure III.5.5. Schéma statique de calcul à l'ELS

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow RA + RB = (10,65 \times 2,40) + (7,63 \times 1,25) + 1,79 = 36,89 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 36,89 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow RB \times 3,65 - 10,65 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} - 7,63 \times 1,25 \times (2,4 + \frac{1,25}{2}) - 1,79 \times 3,65 = 0$$

Donc :  $R_B = 18,10 \text{ KN}$

$$R_A = 18,79 \text{ KN}$$

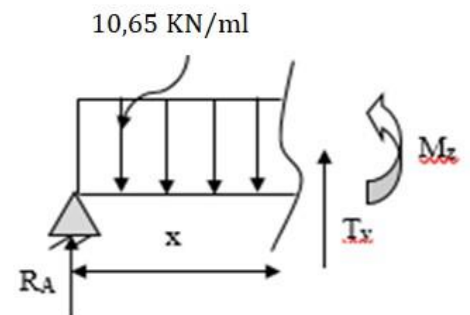
- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$  :

➤ Efforts tranchants :

$$\sum F/yy' = 0 \longrightarrow T_y = 10,65x - 18,79$$

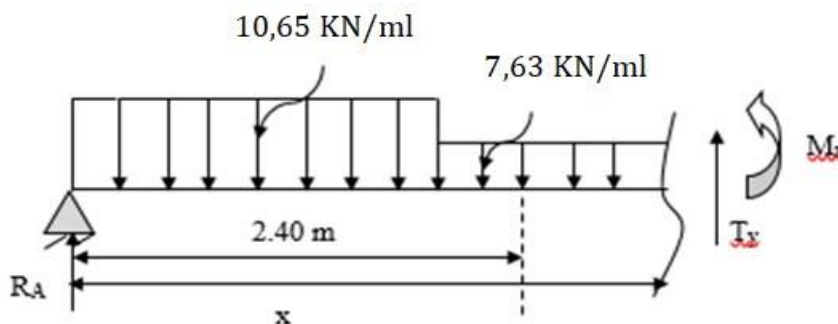
$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow T_y = -18,79 \text{ KN} \\ x = 2,40 \text{ m} \longrightarrow T_y = 6,77 \text{ KN} \end{cases}$$



- Moments fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow M_z = 18,79x - 10,65 \frac{x^2}{2} \longrightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40 \text{ m} \longrightarrow M_z = 14,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,7 \text{ m}$  :



- **Efforts tranchants :**

$$\Sigma F'_{/yy'} = 0 \longrightarrow T_y = 10,65(2,40) + 7,63(x - 2,40) - 18,79$$

$$\begin{cases} x = 2,40\text{m} \longrightarrow T_y = 6,77 \text{ KN.} \\ x = 3,65\text{m} \longrightarrow T_y = 16,31 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/A = 0 \longrightarrow M_z = 18,79x - 10,65(2,40) \left[ x - \frac{2,40}{2} \right] - \frac{7,63}{2} (x - 2,40)^2$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \longrightarrow M_z = 14,42 \text{ KN.m} \\ x = 3,65 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$  :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

$$\text{D'où: } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 10,65x - 18,79 = 0 \rightarrow x = 1,76 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,76 \text{ m}$ .

$$\text{Donc: } M_{z_{\max}} = 18,79(1,76) - 10,65 \frac{(1,76)^2}{2}$$

$$M_{z_{\max}} = 16,58 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{s_{\max}}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ **Aux appuis:**

$$M_{s_a} = -0,3 M_{z_{\max}} = -0,3 \times 16,58 = -4,97 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_{s_t} = 0,85 M_{z_{\max}} = 0,85 \times 16,58 = 14,09 \text{ KN.m}$$

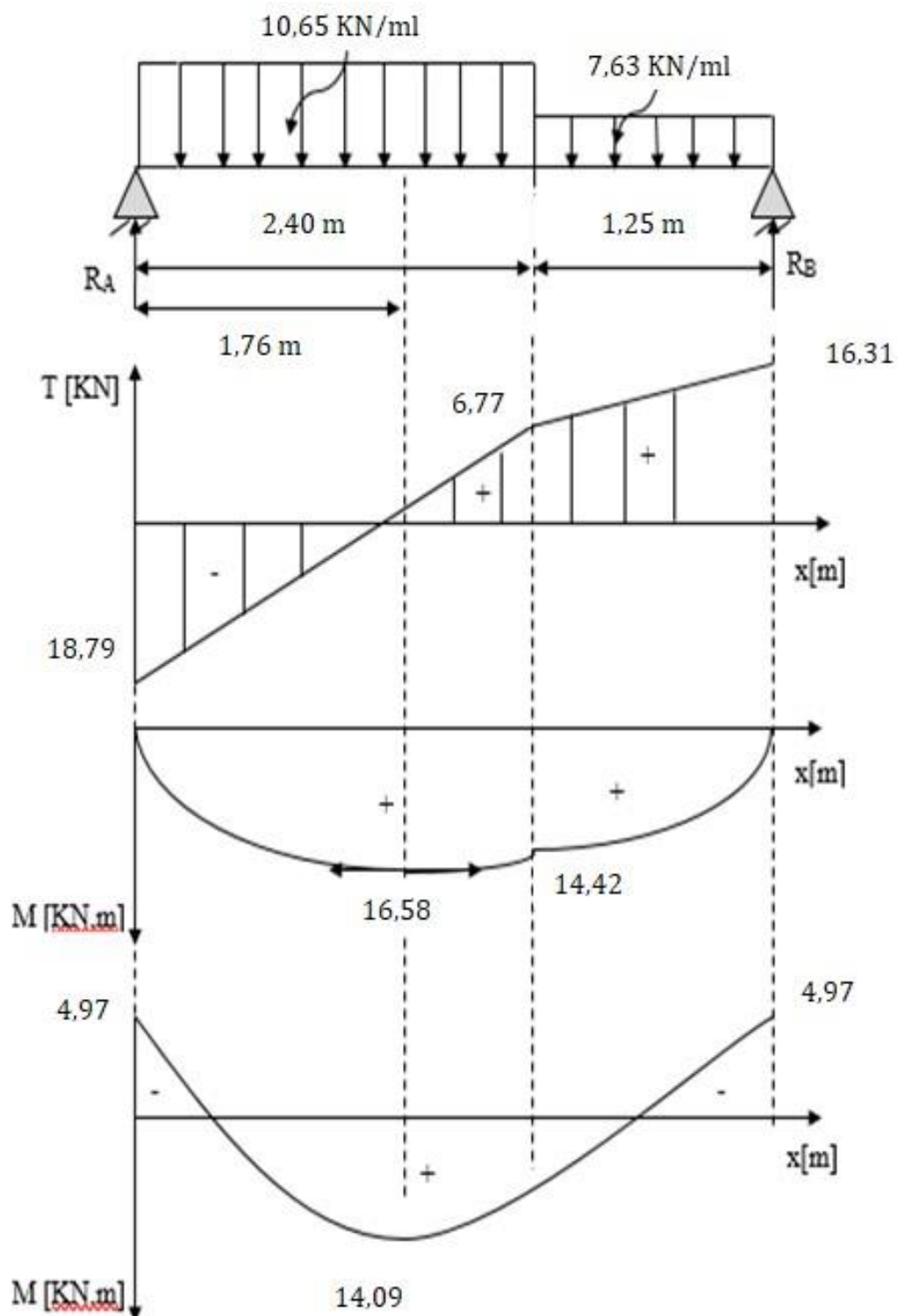


Figure III.5.6. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

**III.5.9. Vérification à L'ELS :**

➤ **État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

**En travée :**

On a :  $M_s = 14,09 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,5 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{14,09 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 213,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 213,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213,38}{34,5} = 6,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**  $M_s = 4,97 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 3,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{4,97 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,92} = 106,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 106,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106,82}{42,47} = 2,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 32)**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

**Vérifications :**

-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{275} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots$  **condition non vérifiée.**

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

Avec :

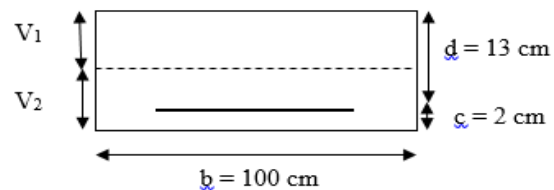
$M_s$  : Moment fléchissant maximal.

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différé  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$ .

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$V_1$  : position de l'axe neutre



**Figure III.5.7. Section droite des escaliers.**

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieure  $S_{xx'}$  :**

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 5,56 \times 13) = 12334,2 \text{ cm}^2$$

- Aire de la section homogénéisée  $B_0$  :

$A_t$  : section d'armatures tendues.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,56) = 1583,4 \text{ cm}^2$$

- Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12334,2}{1583,4} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_t \cdot (V_2 - c)^2$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,56 \times (7,21 - 2)^2 = 30514,97 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \longrightarrow \rho = 0,43 \quad ; \quad \beta_1 = 0,900$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures ).

Aussi :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,43 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 0,02$$

**Donc :**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right) \rightarrow \mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,43 \times 218,23 + 2,1}; 0\right) \rightarrow \mu = \max(0,990; 0) = 0,990$$

**Et :**

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{l_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1,1 \times \frac{30514,97}{1 + 0,020 \times 0,990} = 32914,75$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14,09 \times 10^5 \times (365)^2}{10 \times 10818,86 \times 32914,75 \times 10^2} = 0,53$$

$$f_v = 0,53 < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage à adopter pour les escaliers dans tous les niveaux sont comme suite :

➤ **En travée :**

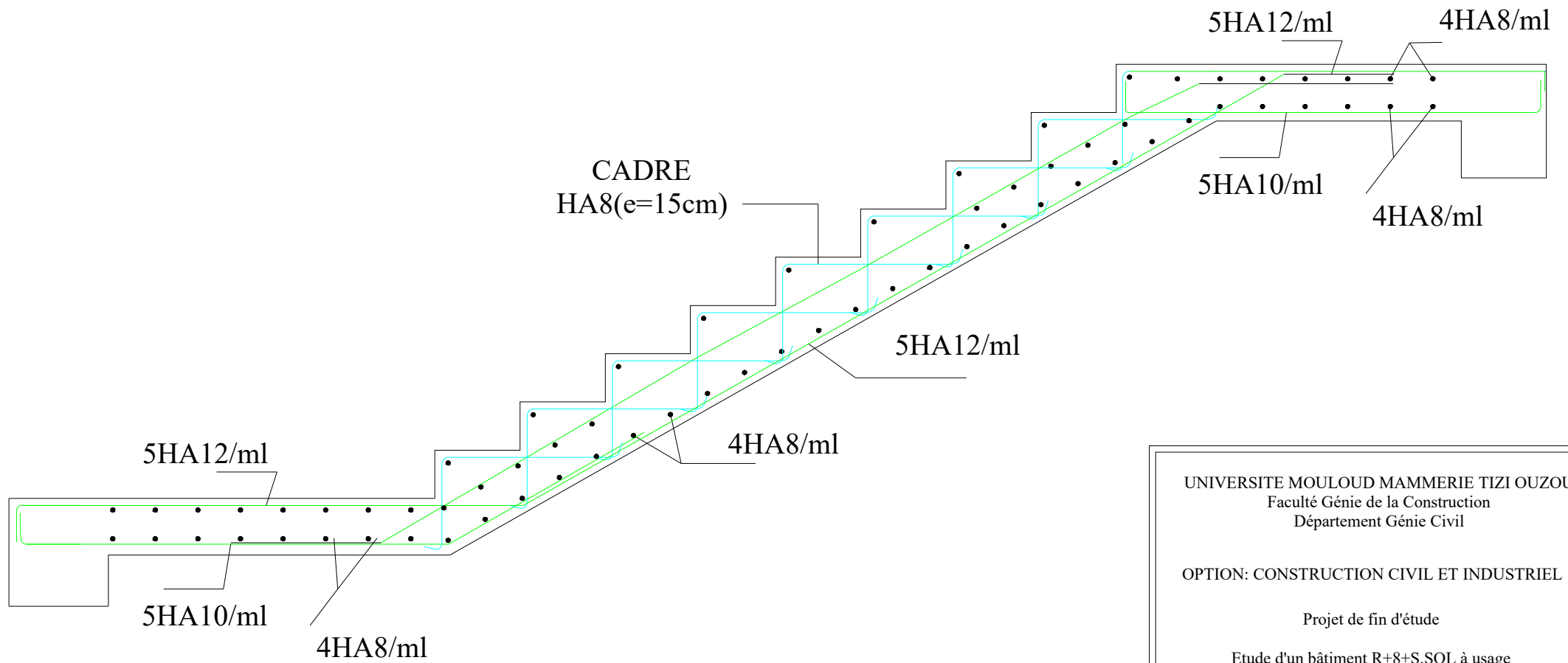
Armatures principales : **5HA12 ; St = 20 cm**

Armatures de répartition : **4HA8 ; St = 25 cm**

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : **5HA 10 ; St = 20 cm**

Armatures de répartition : **4HA 8 ; St = 25 cm**



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

---

PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

---

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

---

PROMOTION: 2022 / 2023

# Chapitre IV

## PRÉSENTATION DU LOGICIEL ET MODÉLISATION



**Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer la déformation et les contraintes développées dans la structure.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est complexe. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux logiciels permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.7.4**

**IV.1. Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le R.P.A.99 version 2003.

**✓ Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

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

**IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems):**

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- 1- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Affectation des sections aux différents éléments des portiques.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- affectation des charges revenant aux éléments.
- 7- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 8- Définition de la charge sismique E.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Introduction des combinaisons d'actions.
- 11- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.



### IV.3. Rappel (terminologie):

- |   |                             |
|---|-----------------------------|
| - Grid line : ligne de grille.                        | - Define : définir.         |
| - Materials : matériaux.                              | - Joints : nœuds.           |
| - Concrete : béton.                                   | - Frame : portique (cadre). |
| - Steel : acier.                                      | - Shell : voile.            |
| - Frame section : coffrage.                           | - Elément : élément.        |
| - Beam : poutre.                                      | - Column : poteau.          |
| - Restreints : degrés de liberté (D.D.L).             | - Loads : charge.           |
| - Uniformed Loads : point d'application de la charge. |                             |

### IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V.9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône suivante :

#### IV.4.1. Etapes de modélisation :

##### Étape 01 : Introduction de la géométrie de l'ouvrage.

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK.

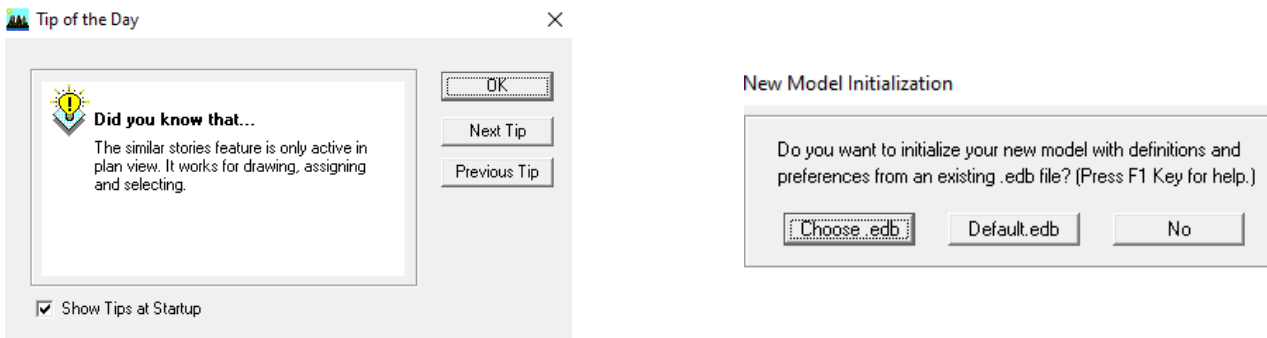


Figure IV.1. Fenêtre de dialogue.

**a/ Choix de l'unité :**

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et les déplacements. KN-m ▾

**b/ Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **Default.edb**.

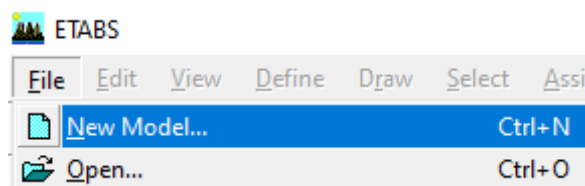


Figure IV.2. Interface d'initialisation du modèle.

Cette opération permet d'introduire:

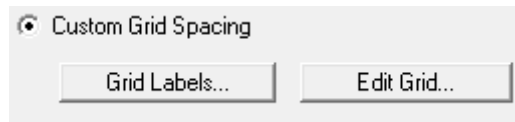
- Le nombre des lignes suivant la direction X et suivant la direction Y.
- Le nombre d'étage.
- La hauteur d'étage en bas (RDC) et des étages courants.
- Les longueurs des travées.



Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base.

c/ Modification de la géométrie de base :

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** nous introduisons les distances cumulées selon x et y puis on valide avec OK.

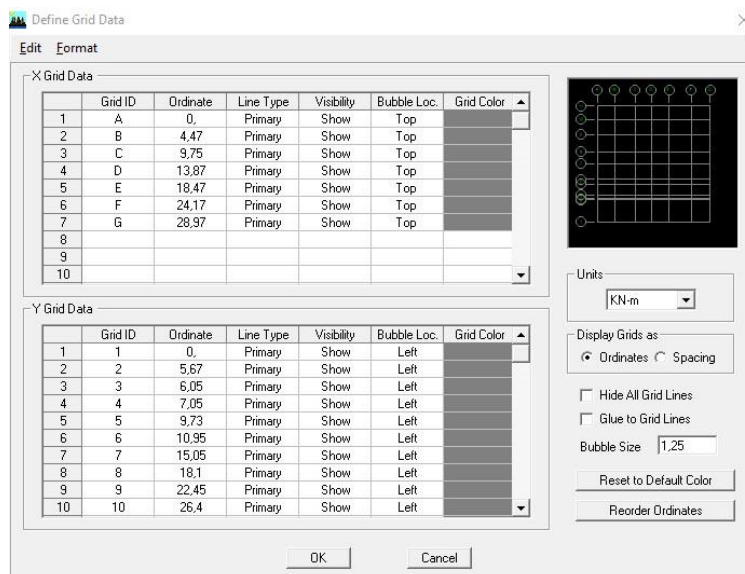


Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X

Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.

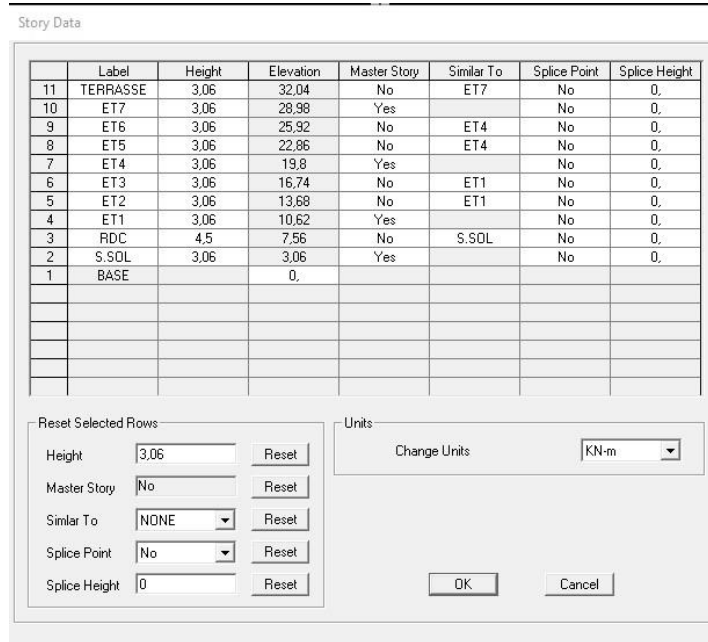
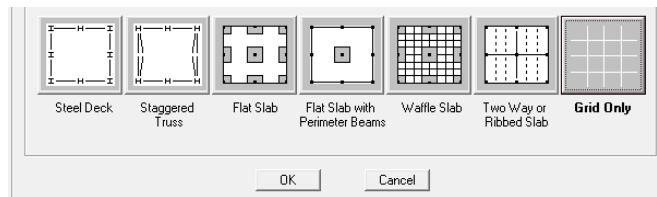


Figure IV.5. Introduction des étages.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **Grid only** → **OK**



Après introduction des données comme il est indiqué sur les figures ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

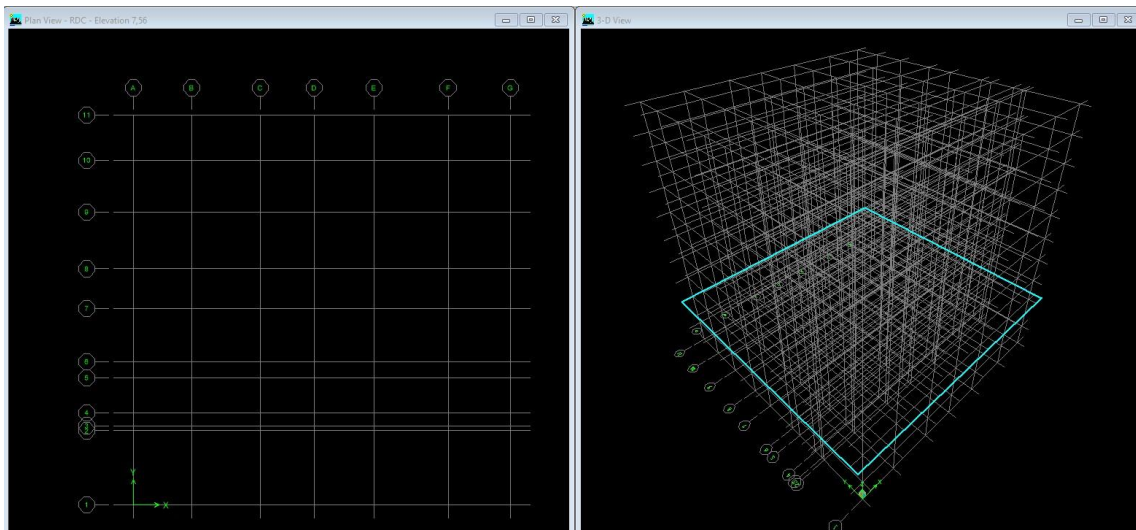
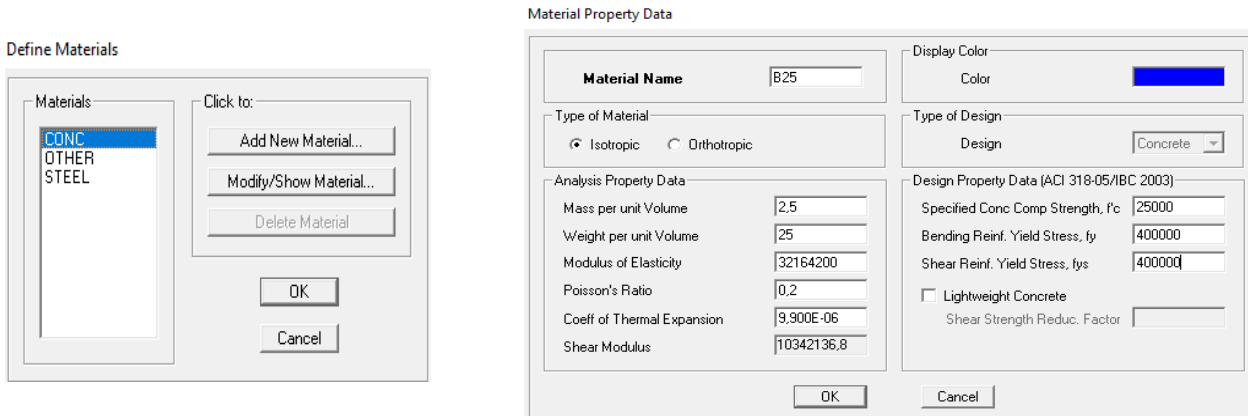


Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D.

**Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux** 

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre).  
On clique sur Define → Material **properties** → **B25 (béton)** → **Modify /Show Material**.



**Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau B25 (béton).**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

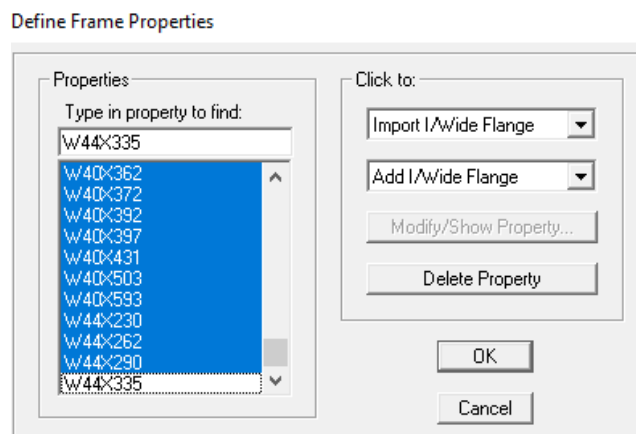
**Étape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc) :**

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

**A. Les éléments barres :**

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** 

Dans l'icône **Properties** → Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.



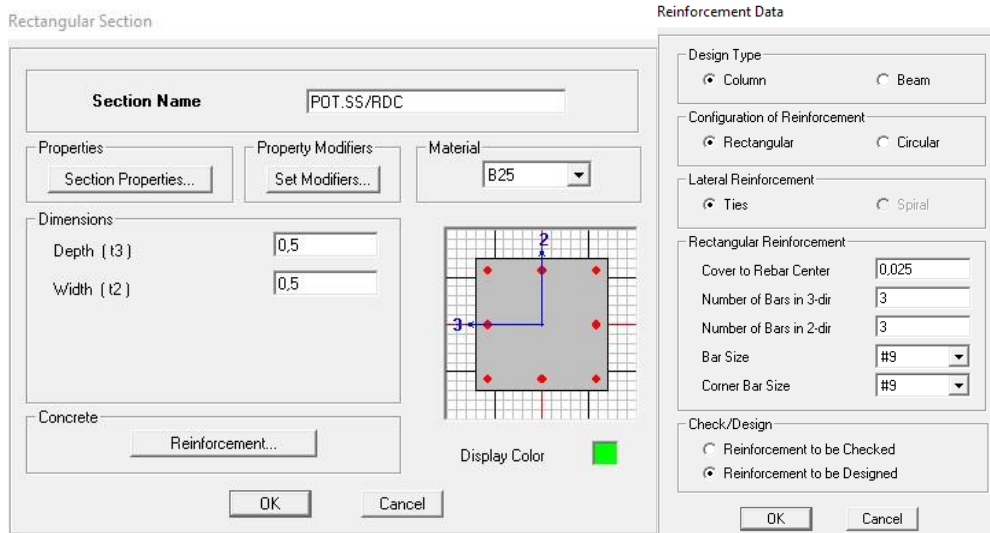
**Figure IV.8. Introduction des éléments barres.**

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** et puis sur **Add Rectangler**

Introduire les dimensions de poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**.

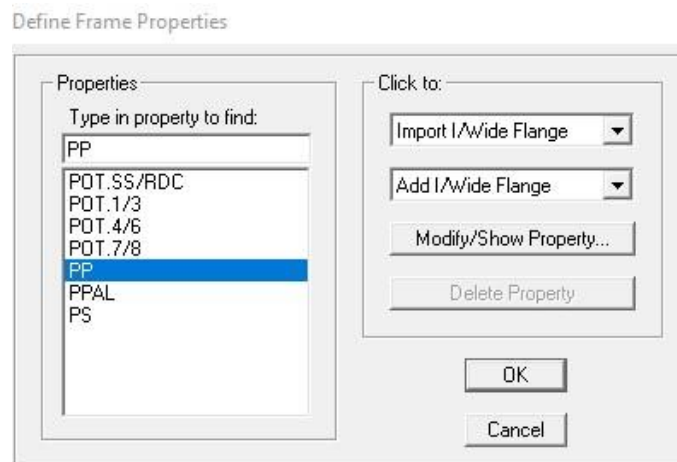
➤ **Les poteaux :**



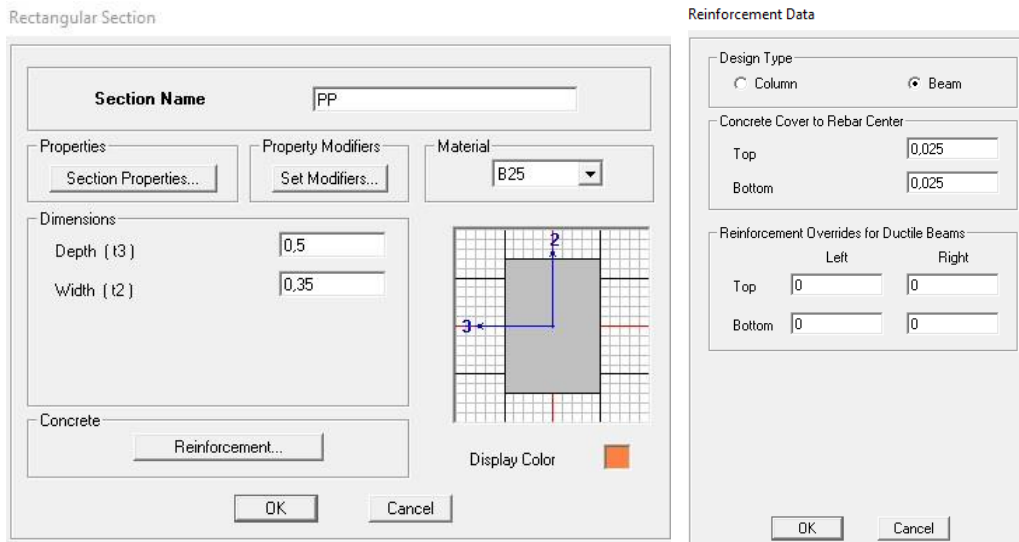
**Figure IV.9. Introduction des sections des poteaux.**

➤ **Les poutres :**

**Add Rectangler** → Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur, puis cliquer sur **Reinforcement**, Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**.



**Figure IV.10. Introduction des sections des poutres.**



Nous validons avec OK, et nous procéderont de la même manière jusqu'à définir toutes les sections.

**B. Les éléments plaques :**

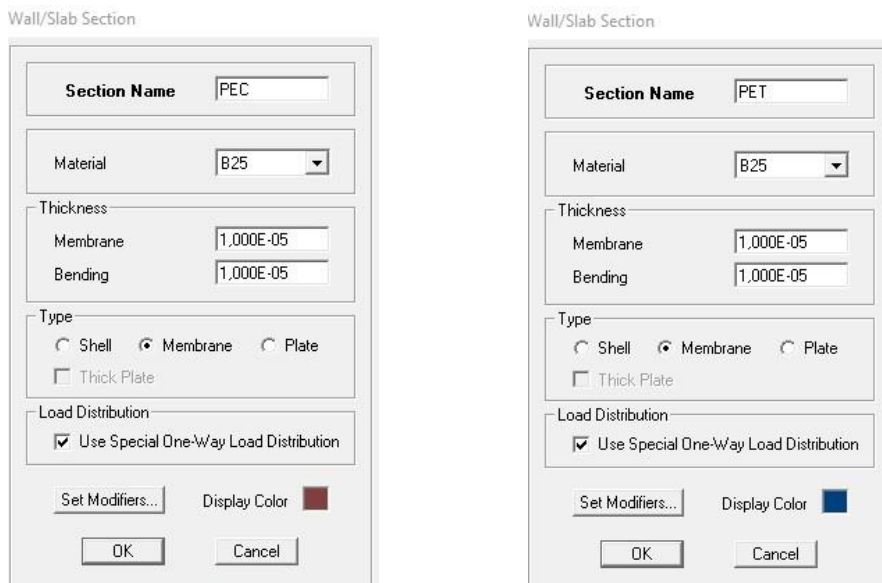
Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (planchers, voiles, et dalle pleine).

➤ **Plancher en corps creux :**

Define →  Wall/slab/deck section → Add new slab

Et on spécifie le nom **PEC** et **PET** (plancher en corps creux) et l'épaisseur.

**Figure IV.11. Introduction des sections du corps creux.**



➤ Dalles Pleines :

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

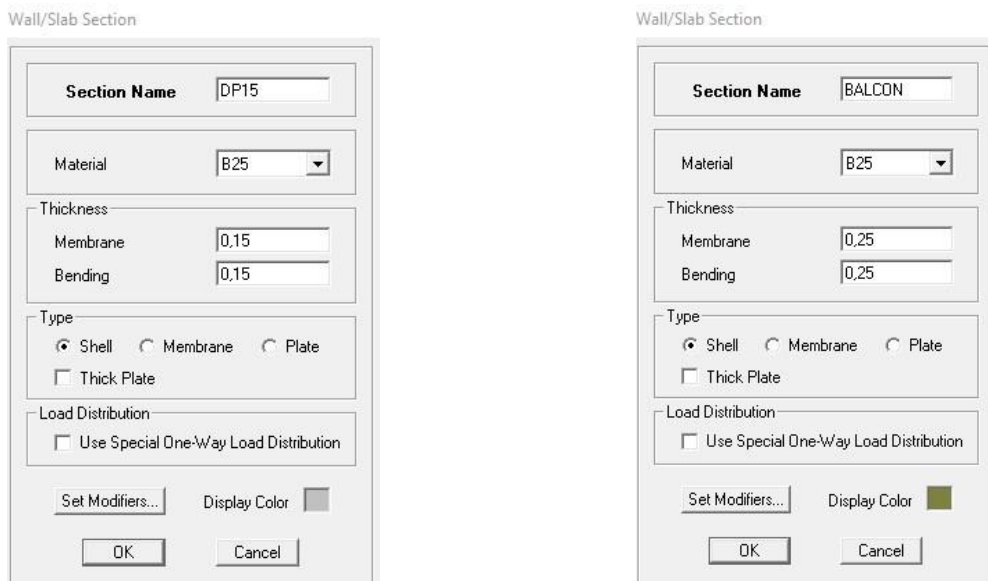


Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines.

➤ Voiles :

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

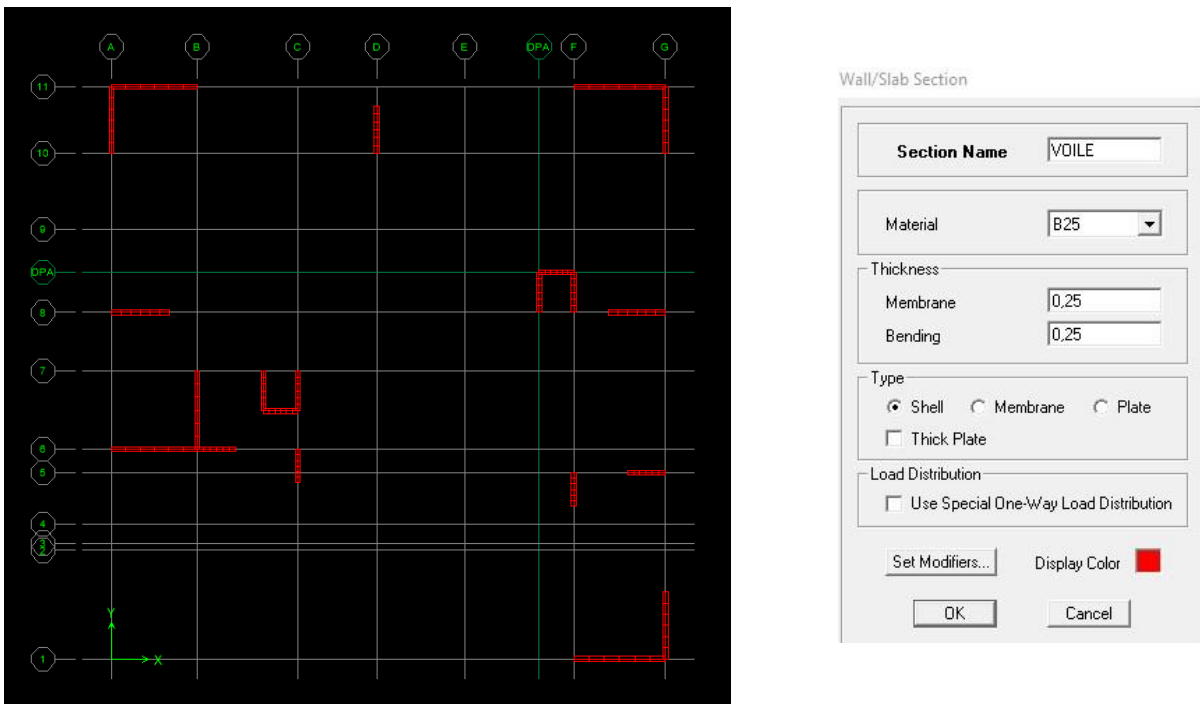


Figure IV.13. Introduction des dimensions des voiles.

**Étape 04 : Affectation des sections aux différents éléments des portiques :**

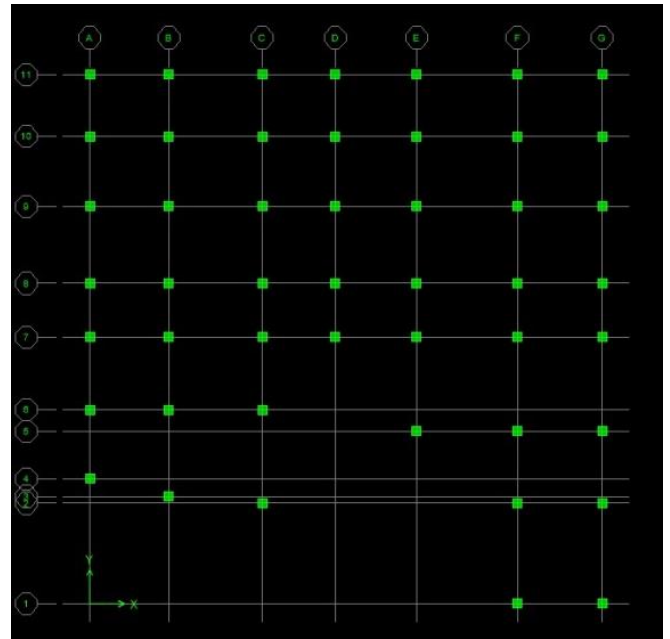
➤ **Les poteaux :**

On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparaît, on choisit dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant et on sélectionne les noeuds qui porte les poteaux.

Properties of Object

|                 |            |
|-----------------|------------|
| Property        | POT.SS/RDC |
| Moment Releases | Continuous |
| Angle           | 0,         |
| Plan Offset X   | 0,         |
| Plan Offset Y   | 0          |



**Figure IV.14. Affectation des poteaux.**

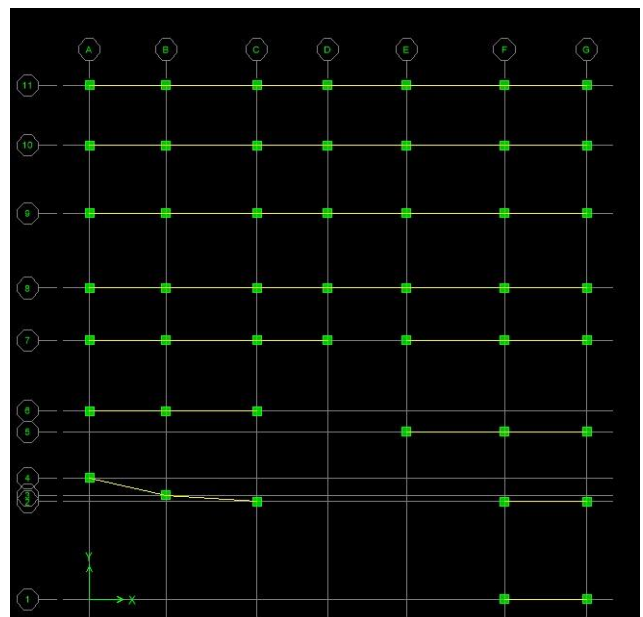
➤ **Les poutres principales et secondaires :** On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparaît, on choisit dans **Property of Object** le type de la poutre à placer et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos éléments.

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

Properties of Object

|                    |            |
|--------------------|------------|
| Type of Line       | Frame      |
| Property           | PP         |
| Moment Releases    | Continuous |
| Plan Offset Normal | 0          |



Properties of Object

|                    |            |
|--------------------|------------|
| Type of Line       | Frame      |
| Property           | PS         |
| Moment Releases    | Continuous |
| Plan Offset Normal | 0          |

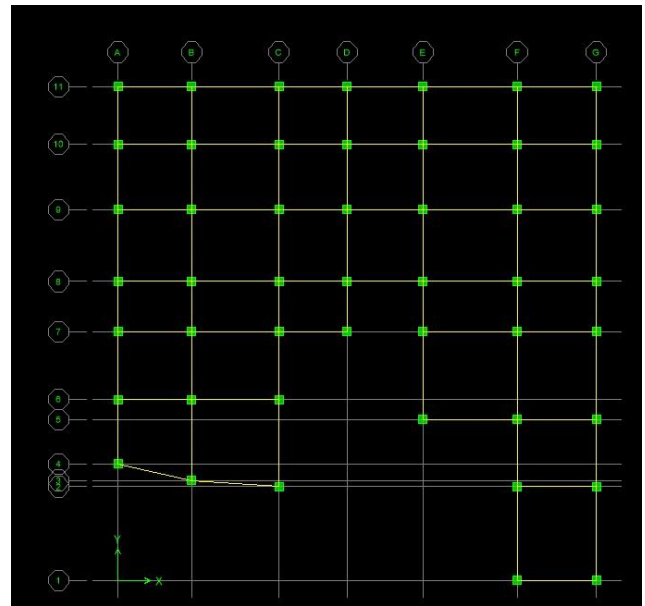


Figure IV.15. Affectation des poutres principales et secondaires

➤ **Corps creux** : On clique sur  puis on choisit le plancher et on sélectionne les travées considérés.

Properties of Object

|            |     |
|------------|-----|
| Property   | PEC |
| Local Axis | 90, |

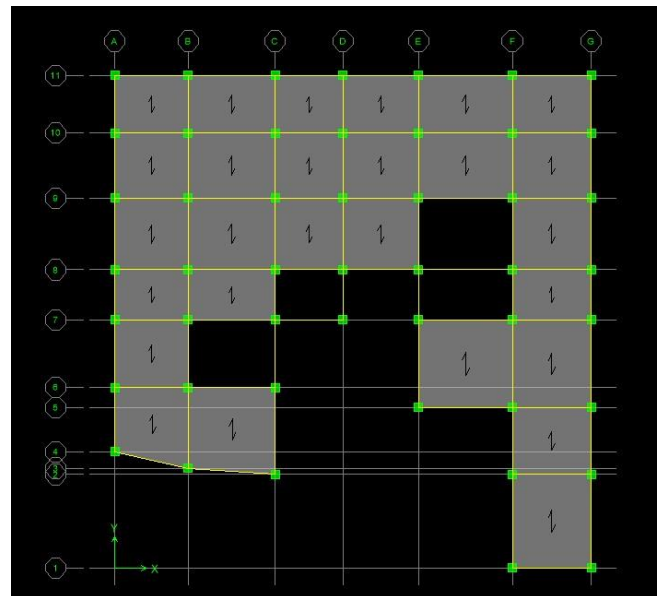



Figure IV.16. Affectation des planchers à corps creux

➤ **Les dalles pleines** : On clique sur le bouton 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP**. Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

Properties of Object

|            |        |
|------------|--------|
| Property   | BALCON |
| Local Axis | 0      |

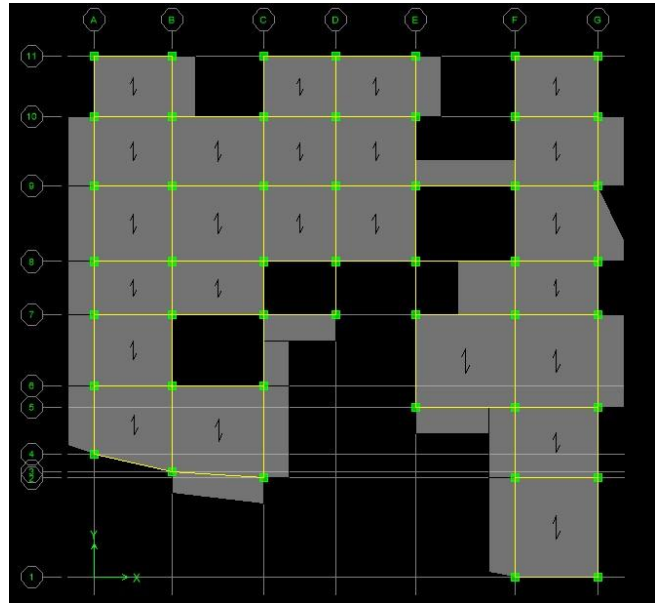



Figure IV.17. Affectation des dalles pleines.

➤ Les voiles :

On clique sur 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property VOILE**, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Properties of Object

|                         |                  |
|-------------------------|------------------|
| Type of Area            | Pier             |
| Property                | VOILE            |
| Plan Offset Normal      | 0,               |
| Auto Pier/Spandrel IDs? | No               |
| Drawing Control         | None <space bar> |

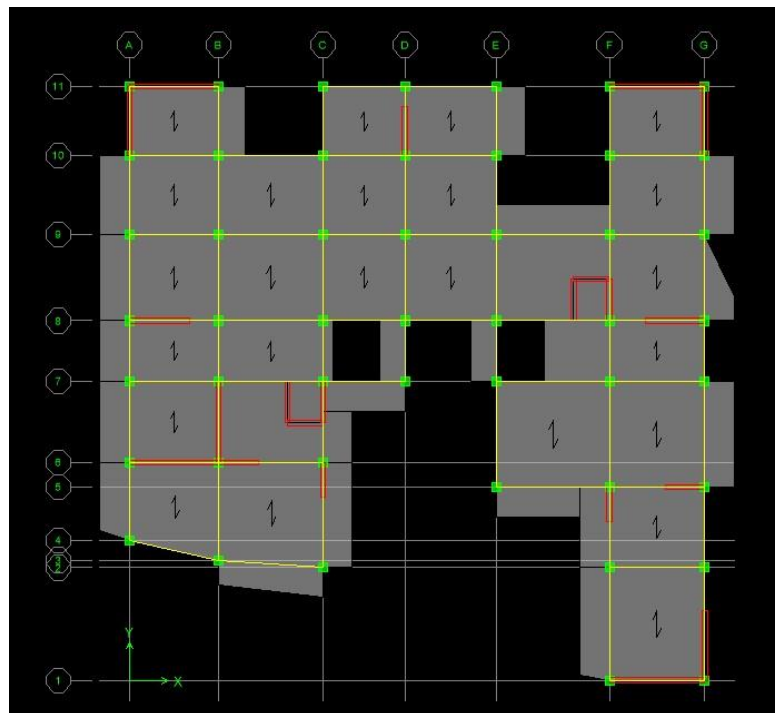


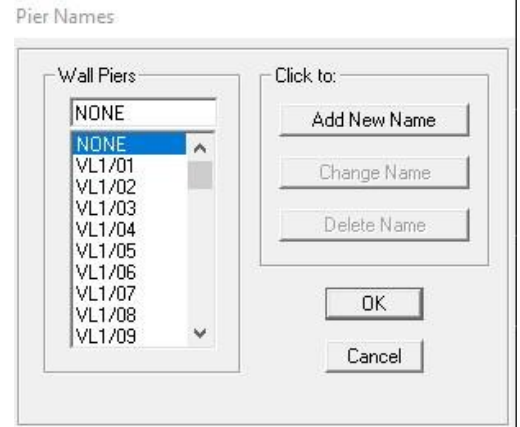
Figure IV.18. Affectation des voiles

**Remarque :**

Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir on sélectionne les voiles et les poteaux puis on clique sur :

Assing → Shell/Area → Pier Label, ou on clique sur l'icone 



➤ **Les poutres palières :**

On clique sur le **bouton droit** de la souris sur **la vue en plan** → **Edit référence plan** Une boîte de dialogue apparait, on introduit les lignes de références → **OK**.

On dessine les poutres palières entre deux poteaux ( intersection entre les lignes principales ) :

PPAL (RDC – 1<sup>er</sup> étage) ⇒ Elevation view (C).

PPAL (1<sup>er</sup> - Terrasse) ⇒ Elevation view (E).

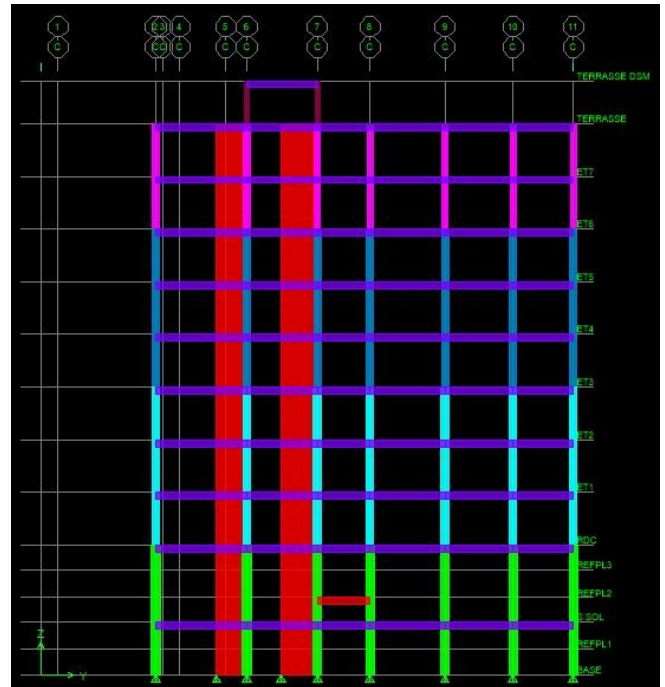
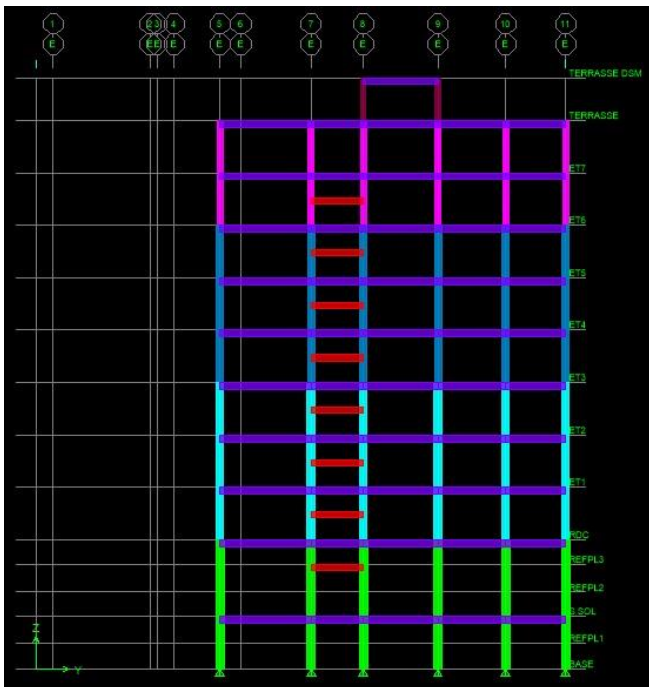
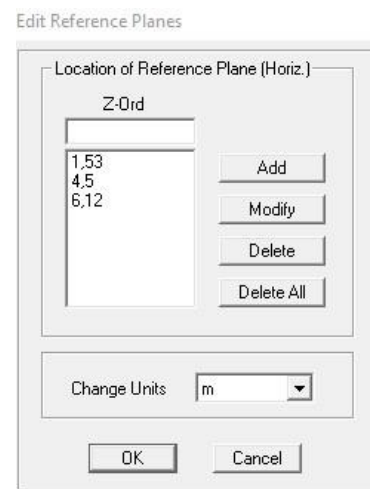


Figure IV.19. Affectation des poutres palières.

Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

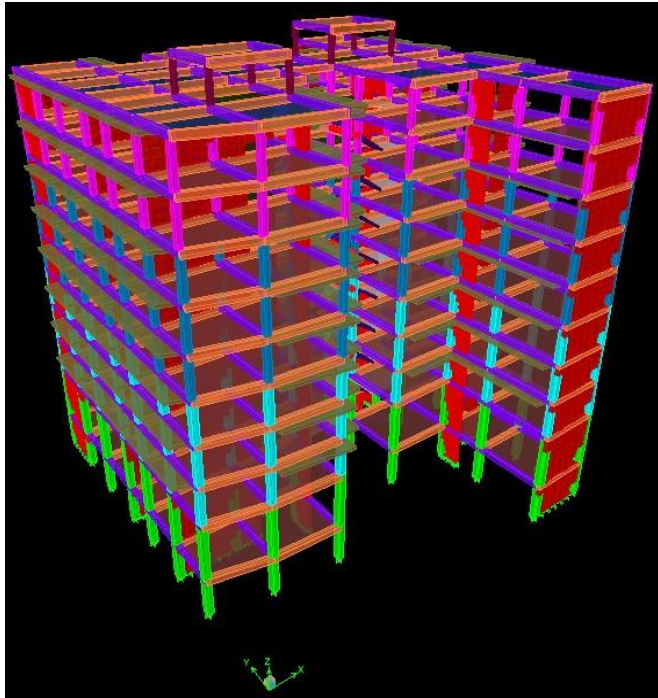


Figure IV.20. Vue de la structure en 3D.

**Étape 05 : Définition des charges statiques (G, Q)**

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q) pour les définir

on clique sur : **Define** → **Static Load Cases** ou bien sur l’icône 

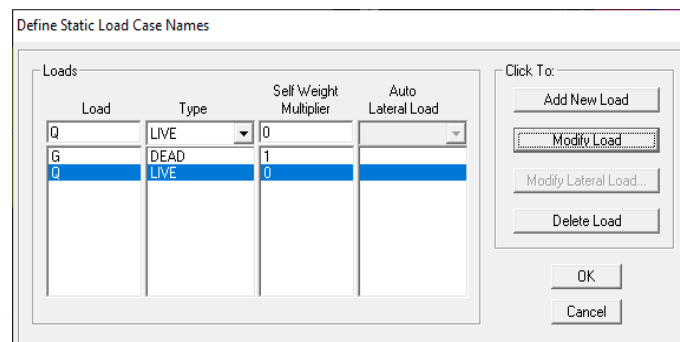



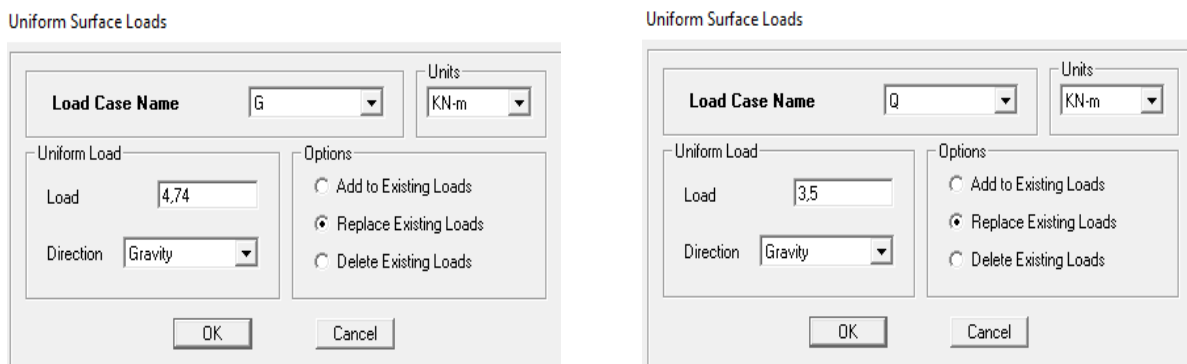
Figure IV.21. Définition des charges G et Q.

**Étape 6 : affectation des charges revenant aux éléments,**✓ **Chargement des planchers :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers (Select → **wall slab /Deck sections** → **planchers** → ok).

Et on introduit le chargement **surfaccique** qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform** ... (ou sur  )

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement surfaccique est introduit dans la case **Load**.



**Figure IV.22. Application des charges**

**Étape 07 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :****Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

- Coefficient d'accélération de zone (**A**) :

**Zone : IIA** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Donc : **A = 0.15** (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).

Coefficient de comportement global de la structure (**R**) : on prend **R = 5** (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

- Facteur de qualité (**Q**) :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  ; **Q = 1.20**
- Coefficient d'amortissement (%) = **10 %** (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)

- Catégorie de site : **S3** (site meuble).

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône **RPA99**

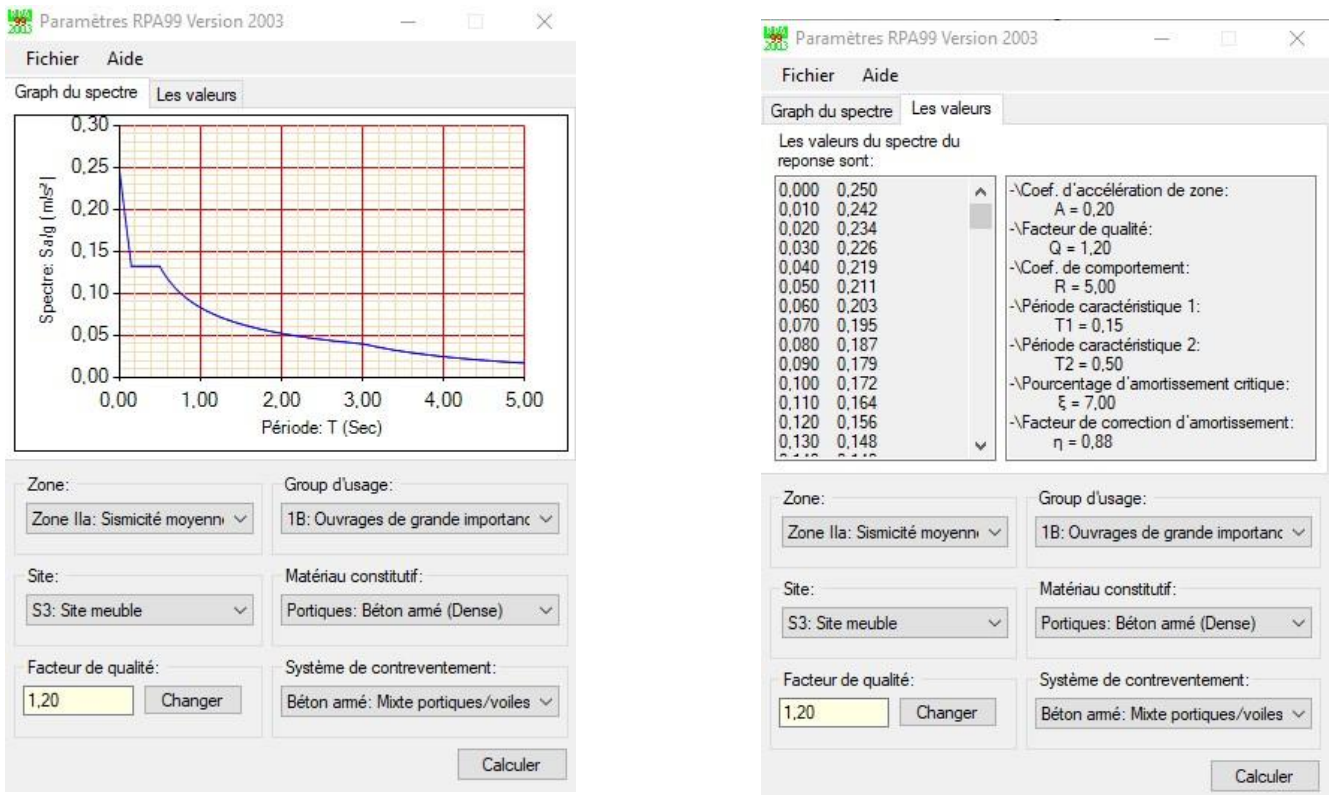


Figure IV.23. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, On clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

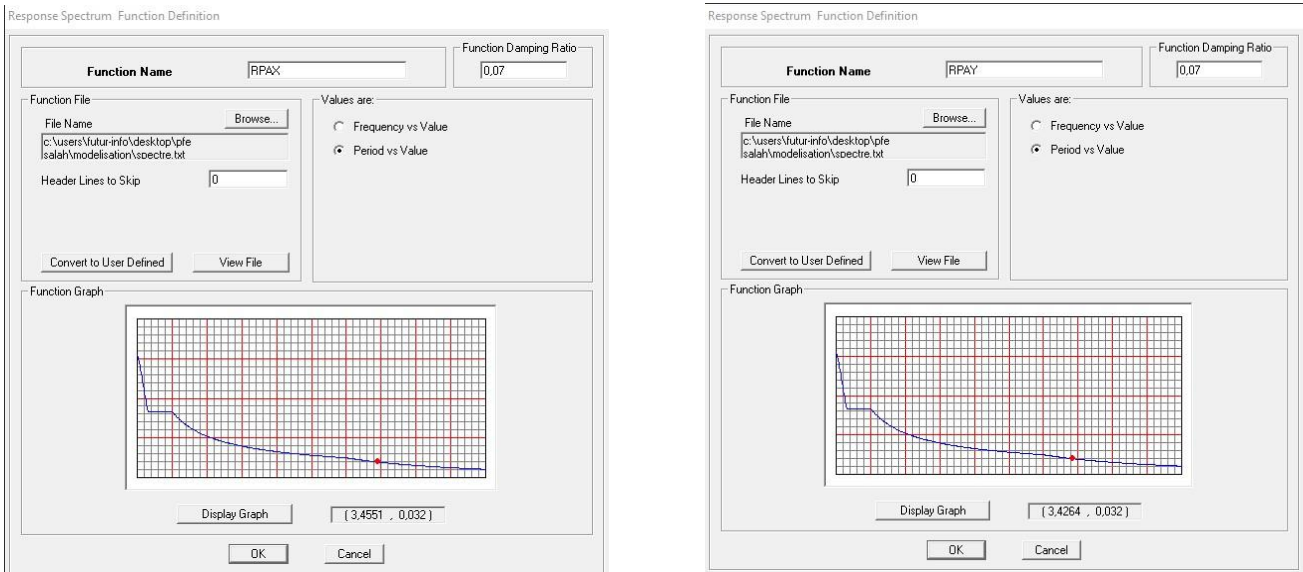
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **response spectrum function** ou (  ) → **spectrum from file** et **Add new Function**

Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPAX**, on coche **Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

On clique sur **OK** pour valider.

Puis le sous le nom **RPAY**.



**Étape 8 : Définition de la charge sismique E**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, pour cela on clique sur :

**Define** → **Responses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum** ou bien 

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1et U2).

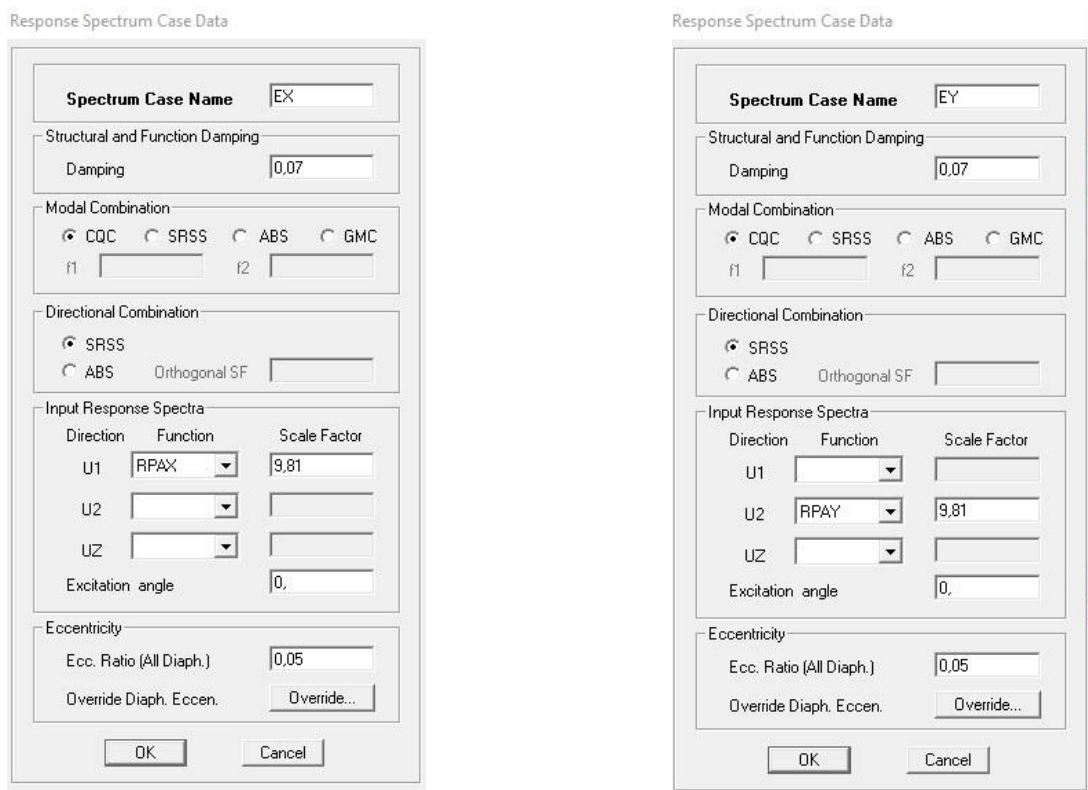



Figure IV.24. Désignation des charges sismiques pour les deux directions

**Etape 9: spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

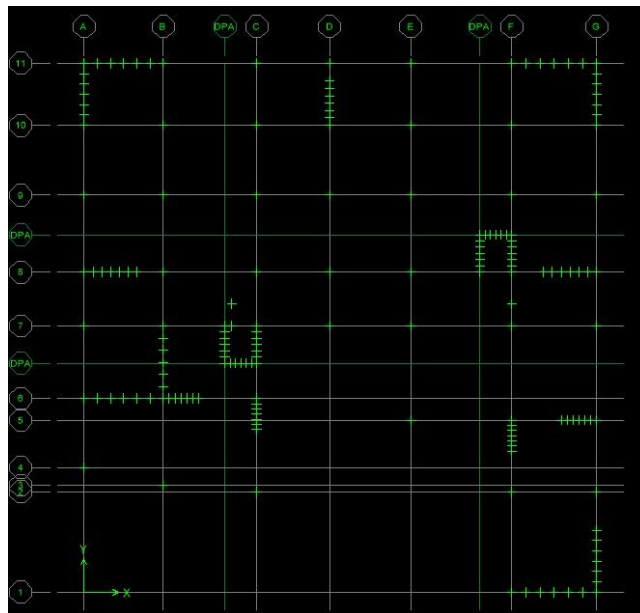
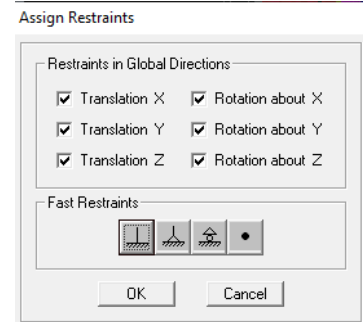
➤ **Appuis (Encastrement de la base)**

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur le bouton , ou bien en ramenant l'instruction suivante :

**Assing → Joint/point → Restraints.**

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

La fenêtre ci-après s'affichera :



**Figure IV.25. Encastrement de la base de la structure.**

➤ **Définition de la masse sismique :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$


Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99 version 2003).


$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

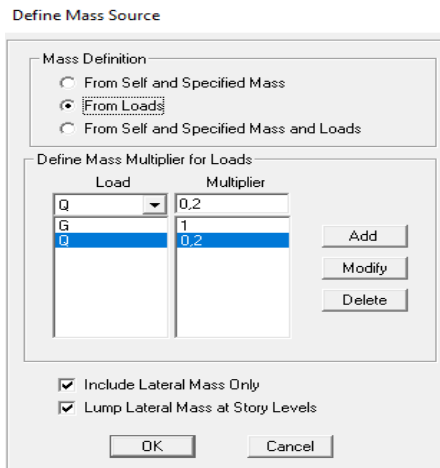
$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

**D'où :  $W = G + 0.2Q$**

**Define → Masse Source → From Loads (ou  )**


L'instruction : Define masse source  Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique



**Figure IV.26. Introduction de la masse source Combinaisons du poids.**

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign → Joint/Point → Diaphragms (ou  ) → add new diaphragm → D1 → OK.**

On refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.

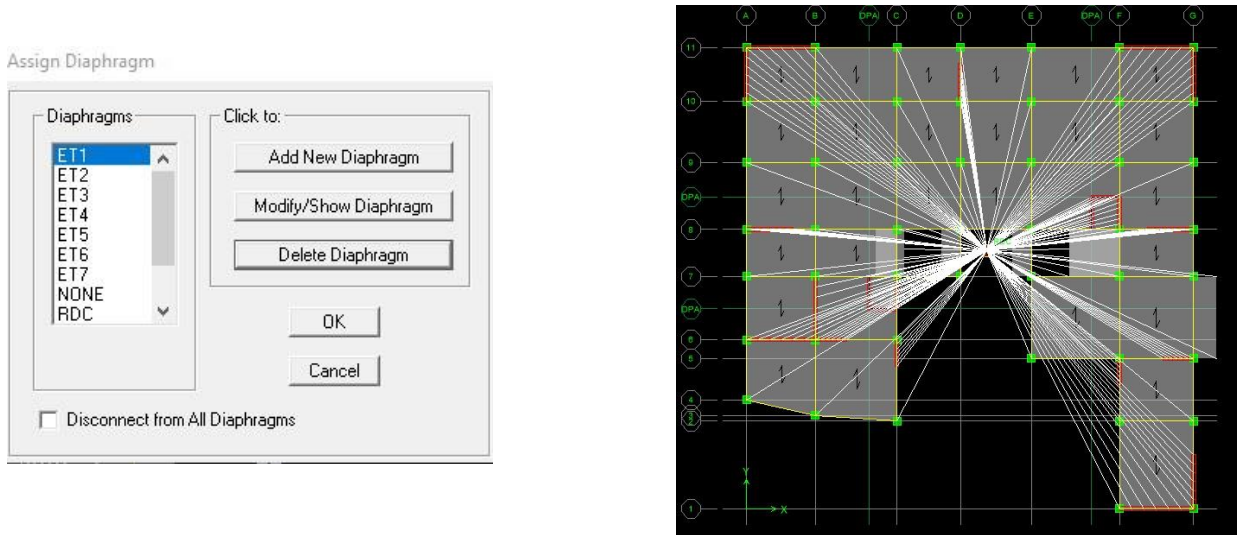


Figure IV.27. Introduction des diaphragmes.

**Étape 10 : Introduction des combinaisons d’actions**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Loads Combinaisons** →

**Add New Combo** (ou )

On introduire les combinaisons de charges :

**Les combinaisons accidentelles d’après le RPA :**

|              |             |
|--------------|-------------|
| $G + Q + EX$ | $0,8G + EX$ |
| $G + Q - EX$ | $0,8G - EX$ |
| $G + Q + EY$ | $0,8G + EY$ |
| $G + Q - EY$ | $0,8G - EY$ |

**Les combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

$$ELU : 1,35G + 1,5Q$$

$$G + 1,05LS : G + Q$$

$$POID : G + 1,05$$

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

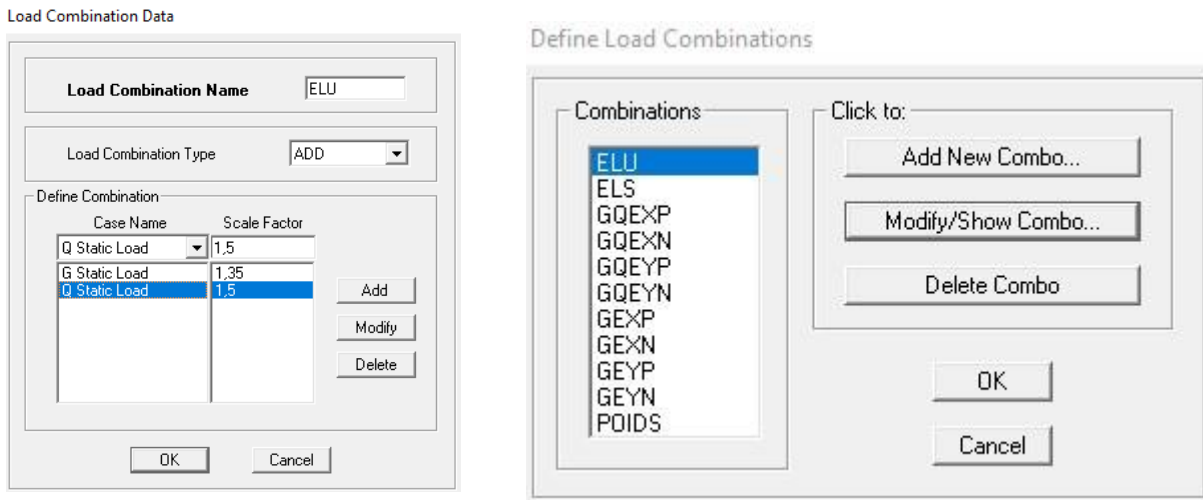


Figure IV.28. Introductions des combinaisons d’actions.

**Étape 11 : Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats :**

❖ **Lancement de l’analyse :**

On se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis (F05)** pour lancer l’analyse.

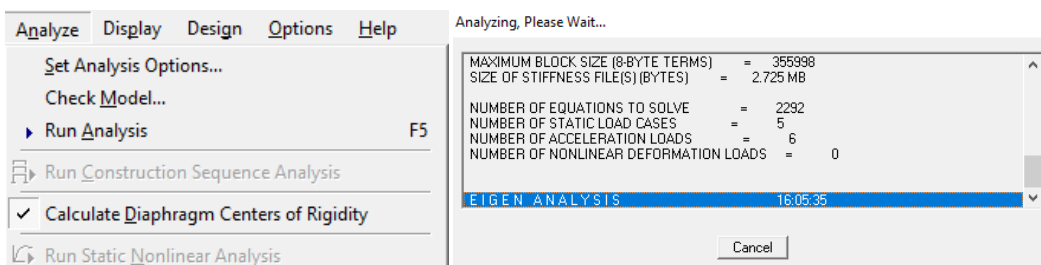


Figure IV.29. Analyse de la structure.

❖ **Visualisation des résultats :**

➤ **Déformée de la structure**

- Pour avoir la déformation de la structure :

**Show Deformed Shape** → sélectionne une combinaison d’actions → **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes : on se positionne sur un portique

**Display** → **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**

Sélectionne une combinaison d’actions → choisir **moment 3.3** pour le moment et

**shear2.2** pour l’effort tranchant.

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

✓ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** → **Show tables.**

Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) → **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

✓ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

✓ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** → « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** → **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw** → **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

# Chapitre V

## VÉRIFICATION DES EXIGENCES DU RPA



### V.1. Introduction :

Avant de passer au ferrailage des éléments, le règlement parasismique Algérien (**RPA 2003**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Estimation de la période empirique T.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'Effort normal réduit.

### V.2. Justification du système de contreventement :

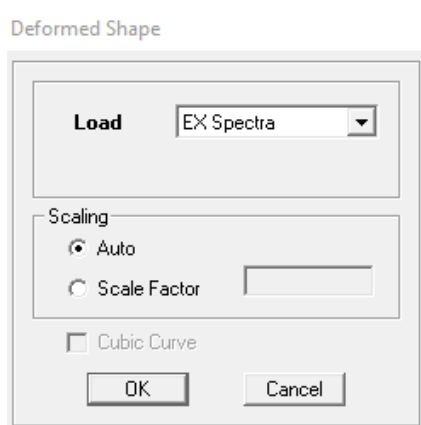
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

#### ➤ Charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

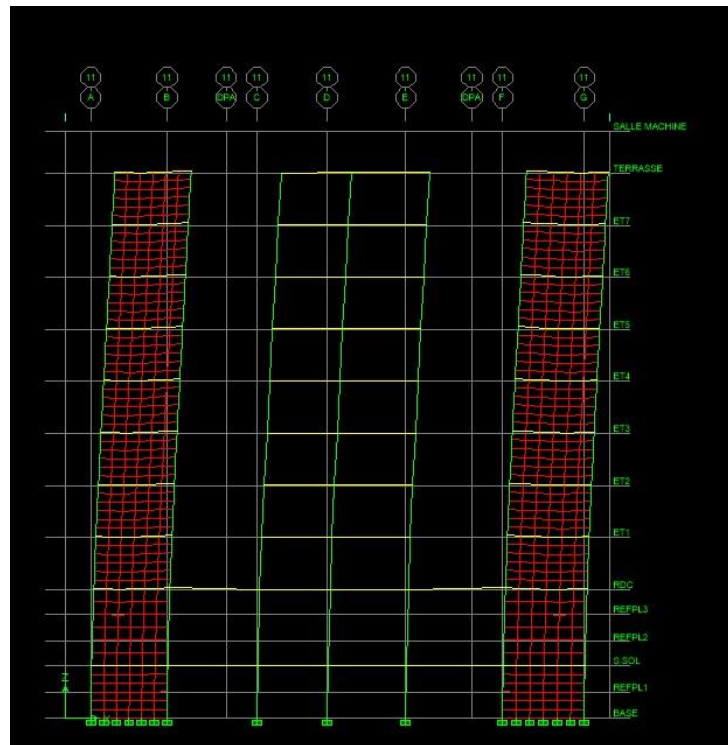
On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

**Display** → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectr**

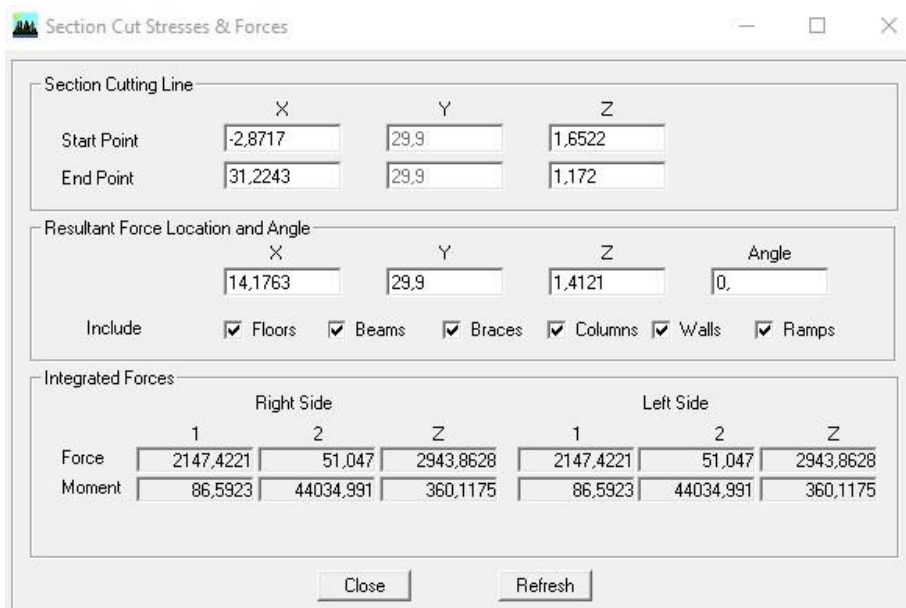


On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec : **Draw** → **Draw Section Cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit :

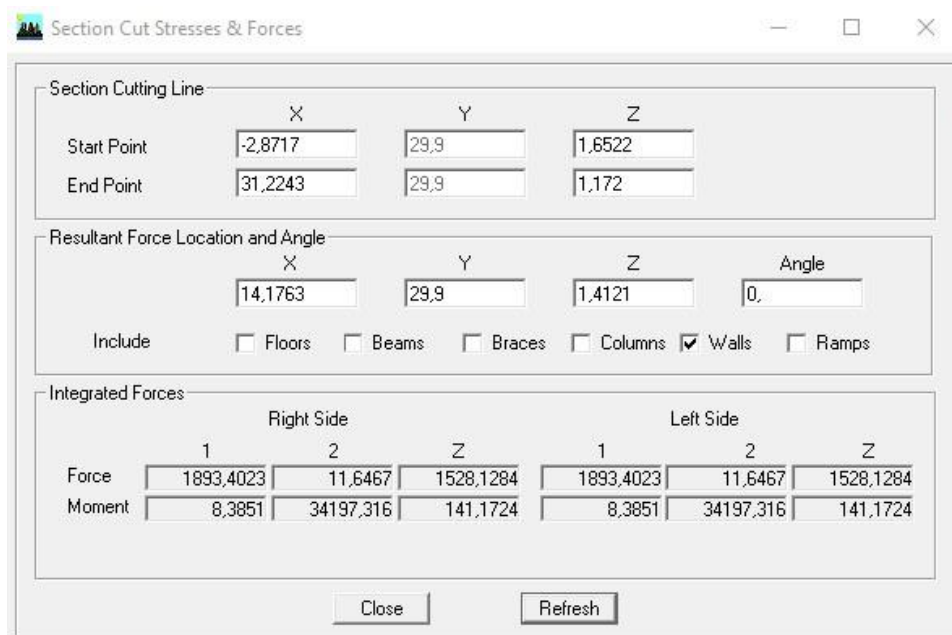


Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



On relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

▪ **Récapitulatif des résultats :**

|                | <b>Forces reprises par les voiles et portiques</b> | <b>Force reprises par les voiles uniquement</b> |
|----------------|--|---|
| <b>Unités</b>  | [kN]   | [kN]  |
| <b>Sens Ex</b> | 2149.35  | 1893.40   |
| <b>Sens Ey</b> | 749.74   | 697.16  |

➤ **Charges verticales :**

$$2149.35 \longrightarrow 100 \%$$

$$1893.40 \longrightarrow X$$

$$X = \frac{1893,40 \times 100}{2149,35} = 71 \%$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

Donc, l'effort repris par les portiques est :

$$100\% - 71\% = 29 \%$$

▪ **Récapitulatif des résultats :**

| Unités  | Forces reprises par les voiles et portiques |     | Force reprises par les voiles uniquement |     |
|---------|---|-----|--|-----|
|         | [kN]  | [%] | [kN]                                     | [%] |
| Sens Ex | 2149.35                                     | 100 | 1893.40                                  | 71  |
| Sens Ey | 749.74                                      | 100 | 697.16                                   | 92  |

**Tableau V.1. Justification du système de contreventement.**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et la majorité des charges horizontales.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend **le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.**

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

**V.3.Le pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. **(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration:  $U_x < 10 \%$   
 $U_y > 50 \%$       **—————→** Translation X - X  
 $R_z < 10 \%$
  
- Le 2<sup>er</sup> mode de vibration:  $U_x > 50 \%$   
 $U_y < 10 \%$       **—————→** Translation Y - Y  
 $R_z < 10 \%$
  
- Le 3<sup>er</sup> mode de vibration:  $U_x < 50 \%$   
 $U_y < 10 \%$       **—————→** Torsion Z - Z  
 $R_z > 50 \%$

La somme de la masse modale au 11<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions (X-X et Y-Y), la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

▪ **Nombre de modes à retenir :**

Ce  
est

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

critère

|   | Mode | Period   | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   | RX      | RY      | RZ      |
|---|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| ▶ | 1    | 0,804130 | 6,6262  | 63,6931 | 6,6262  | 63,6931 | 87,9829 | 9,2627  | 1,3660  |
|   | 2    | 0,683575 | 61,3761 | 7,5539  | 68,0023 | 71,2470 | 10,3961 | 86,0168 | 1,7958  |
|   | 3    | 0,585284 | 2,3985  | 0,4409  | 70,4008 | 71,6878 | 0,5704  | 3,3027  | 66,5549 |
|   | 4    | 0,206741 | 0,8559  | 14,9069 | 71,2567 | 86,5948 | 0,7255  | 0,0545  | 0,1272  |
|   | 5    | 0,168332 | 15,1555 | 0,8682  | 86,4122 | 87,4630 | 0,0482  | 0,9976  | 0,1585  |
|   | 6    | 0,148443 | 0,0154  | 0,1377  | 86,4276 | 87,6007 | 0,0093  | 0,0006  | 1,9187  |
|   | 7    | 0,139862 | 0,0315  | 0,7803  | 86,4591 | 88,3810 | 0,0364  | 0,0015  | 2,1270  |
|   | 8    | 0,135558 | 1,7745  | 0,0003  | 88,2336 | 88,3814 | 0,0001  | 0,1246  | 0,3978  |
|   | 9    | 0,128016 | 0,2038  | 0,0132  | 88,4374 | 88,3946 | 0,0011  | 0,0143  | 14,5584 |
|   | 10   | 0,088780 | 0,1922  | 4,4546  | 88,6296 | 92,8492 | 0,1648  | 0,0085  | 0,0255  |
|   | 11   | 0,072133 | 4,6830  | 0,1908  | 93,3126 | 93,0399 | 0,0054  | 0,1612  | 0,0116  |

satisfait au 11<sup>ème</sup> mode donc on retiendra 11 modes de vibration.

**V.4. Estimation de la période empirique T :**

▪ **Calcul de la période empirique 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 (**Art 4.2.4 du RPA99/version 2003**).

$$T = \min \left( c_T h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas  $h_N = 34,54$  m.

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA99/version 2003**). Dans notre cas  $C_T = 0.05$ .

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas  $D_x = 32,45$  m et  $D_y = 30.40$  m.

Donc :

$$T_1 = 0,05 \times 34,54^{3/4} = 0,71 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0,09 \times 34,54}{\sqrt{32,45}} = 0,55 \text{ s}$$

$$T_{3y} = \frac{0,09 \times 34,54}{\sqrt{30,40}} = 0,56 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,71 ; 0,55 ; 0,56) = 0,55 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- **Calcul de la période empirique majorée  $T_{maj}$  :**

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.55 = 0,715 \text{ s}$$

- **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

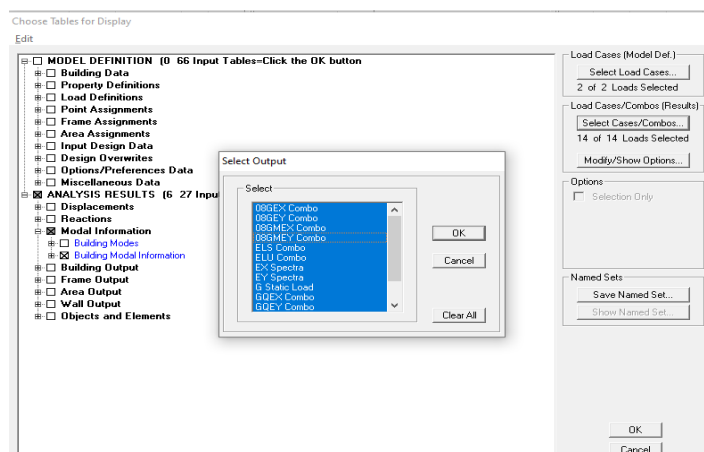
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display** → **show tables**, un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **modal information** → **Building Modal Information**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → **OK** → **OK**



Un autre tableau s'affichera, on choisit dans la liste déroulante en haut à droite

« **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX   | SumUY   | SumUZ  | RX     |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|
| 1    | 0,804130 | 6,6262  | 63,6931 | 0,0000 | 6,6262  | 63,6931 | 0,0000 | 87,982 |
| 2    | 0,683575 | 61,3761 | 7,5539  | 0,0000 | 68,0023 | 71,2470 | 0,0000 | 10,396 |
| 3    | 0,585284 | 2,3985  | 0,4409  | 0,0000 | 70,4008 | 71,6878 | 0,0000 | 0,570  |
| 4    | 0,206741 | 0,8559  | 14,9069 | 0,0000 | 71,2567 | 86,5948 | 0,0000 | 0,725  |
| 5    | 0,168332 | 15,1555 | 0,8682  | 0,0000 | 86,4122 | 87,4630 | 0,0000 | 0,048  |
| 6    | 0,148443 | 0,0154  | 0,1377  | 0,0000 | 86,4276 | 87,6007 | 0,0000 | 0,009  |
| 7    | 0,139862 | 0,0315  | 0,7803  | 0,0000 | 86,4591 | 88,3810 | 0,0000 | 0,036  |
| 8    | 0,135558 | 1,7745  | 0,0003  | 0,0000 | 88,2336 | 88,3814 | 0,0000 | 0,000  |
| 9    | 0,128016 | 0,2038  | 0,0132  | 0,0000 | 88,4374 | 88,3946 | 0,0000 | 0,001  |
| 10   | 0,088780 | 0,1922  | 4,4546  | 0,0000 | 88,6296 | 92,8492 | 0,0000 | 0,164  |
| 11   | 0,072133 | 4,6830  | 0,1908  | 0,0000 | 93,3126 | 93,0399 | 0,0000 | 0,005  |
| 12   | 0,057604 | 0,0765  | 0,1064  | 0,0000 | 93,3891 | 93,1463 | 0,0000 | 0,001  |
| 13   | 0,056202 | 0,0062  | 0,0372  | 0,0000 | 93,3952 | 93,1835 | 0,0000 | 0,000  |
| 14   | 0,052610 | 0,0567  | 2,0626  | 0,0000 | 93,4520 | 95,2461 | 0,0000 | 0,026  |
| 15   | 0,043857 | 2,1932  | 0,0606  | 0,0000 | 95,6452 | 95,3067 | 0,0000 | 0,000  |
| 16   | 0,036992 | 0,0434  | 1,7241  | 0,0000 | 95,6886 | 97,0308 | 0,0000 | 0,016  |
| 17   | 0,035278 | 0,0325  | 0,0130  | 0,0000 | 95,7211 | 97,0438 | 0,0000 | 0,000  |
| 18   | 0,031515 | 1,6902  | 0,0362  | 0,0000 | 97,4113 | 97,0800 | 0,0000 | 0,000  |

| Mode    | M <sub>1</sub> | M <sub>2</sub> | M <sub>3</sub> | M <sub>4</sub> | M <sub>5</sub> | M <sub>6</sub> | M <sub>7</sub> | M <sub>8</sub> | M <sub>9</sub> | M <sub>10</sub> | M <sub>11</sub> |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| Période | 0,804          | 0,683          | 0,585          | 0,206          | 0,168          | 0,148          | 0,139          | 0,135          | 0,128          | 0,088           | 0,007           |

**Tableau V. 2. Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes**

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

▪ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période empirique  $T_{\text{empirique}} = 0,550 \text{ s}$
- La période empirique majorée  $T_{\text{maj}} = 0,715 \text{ s}$
- La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0,804 \text{ s}$$

On remarque que :  $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < T_{\text{maj}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

Donc : La période est vérifiée

**V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :** (Formule 4.1, RPA 99)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

- **Détermination des paramètres :**

**A :** coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

| 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 | 0,15            | 0,20            | 0,25 |
| 3      | 0,07 | 0,10            | 0,14            | 0,18 |

**Tableau V.3. Coefficient d'accélération de zone**

**D :** Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub> :** est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

| Site                 | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | S <sub>4</sub> |
|----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T <sub>2</sub> (Sec) | 0,30           | 0,40           | 0,50           | 0,70           |

**Tableau V.4. Période caractéristique de chaque site**

T<sub>2</sub> = 0,50 s (Site meuble S3)

T = 0,550 s

**η :** est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \frac{7}{2 + \xi} \geq 0,7$$

Type de remplissage : Béton Armé / Acier / Voile ou mur / Béton armé / Maçonnerie

**ξ (%) :** coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de

l'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003) :

| Type de remplissage | Portique   |       | Voile ou mur            |
|---------------------|------------|-------|-------------------------|
|                     | Béton Armé | Acier | Béton armé / Maçonnerie |
| Léger               | 6          | 4     | 10                      |
| Dense               | 7          | 5     |                         |

**Tableau V.5. Coefficient d'amortissement critique  $\xi$**

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend :  $\xi = 10\%$

D'où :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,763 > 0,7$

Dans notre cas :

|                     |            |                         |
|---------------------|------------|-------------------------|
| Type de remplissage | Portique   | Voile ou mur            |
| Léger               | Béton Armé | Béton armé / Maçonnerie |
| Dense               | Acier      |                         |

$$D = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0,50}{0,55}\right)^{2/3} \times 5 = 1,78 s$$

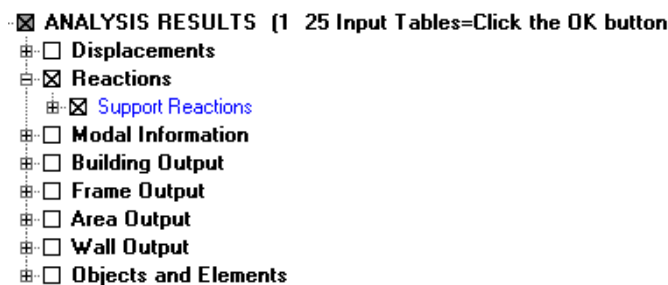
Poids de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99 version 2003).

- Poids total :

Display → Show table → select cases/comb → Poids combo → Reactions → Support Reactions.



On choisit la somme des réactions FZ.

$W_t = 87673.86 KN$

**R** : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le **Tableau 4-3 du RPA99** ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction, **R = 5**.

- **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec  $P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

**Sens x-x**

| Critère q  | Observé (oui ou non) | $P_q$ |
|--|----------------------|-------|
| 1- Condition minimale sur les files de contreventement | Oui                  | 0,00  |
| 2- Redondance en plan                                  | Oui                  | 0,00  |
| 3- Régularité en plan                                  | Non                  | 0,05  |
| 4- Régularité en élévation                             | Oui                  | 0,00  |
| 5- Contrôle de la qualité des matériaux                | Oui                  | 0,00  |
| 6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux   | Oui                  | 0,00  |

**Sens y-y**

| Critère q  | Observé (oui ou non) | $P_q$ |
|--|----------------------|-------|
| 1- Condition minimale sur les files de contreventement | Oui                  | 0,00  |
| 2- Redondance en plan                                  | Oui                  | 0,00  |
| 3- Régularité en plan                                  | Non                  | 0,05  |
| 4- Régularité en élévation                             | Oui                  | 0,00  |
| 5- Contrôle de la qualité des matériaux                | Oui                  | 0,00  |
| 6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux   | Oui                  | 0,00  |

On aura finalement :

$$Q_x = 1,05 \text{ et } Q_y = 1,05.$$

▪ **Résultats de calcul à la base de la structure :**

➤ **Méthode statique équivalente :**

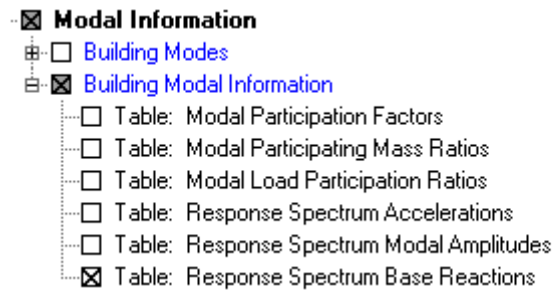
$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,05}{3,5} \times 87673,86 = 7141,04 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,05}{3,5} \times 87673,86 = 7141,04 \text{ KN}$$

➤ **Méthode modale spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : **Select cases/combos...→OK→OK**

On suit les étapes suivantes :



On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 6394,68 \text{ KN} \\ V_y = 5967,84 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x(\text{logiciel})} = 6394,68 \text{ KN} > 0.8V_x = 5712,83 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y(\text{logiciel})} = 5967,84 \text{ KN} > 0.8V_y = 5712,83 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**1. Caractéristique géométrique de la structure :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Centre de masse :                      Centre de rigidité

XCCM                                      XCR

YCCM                                      YCR

- **Condition sur l'excentricité**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

| Story    | XCCM   | YCCM   | XCR    | YCR    | ex (cm) | ey (cm) |
|----------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| S.SOL    | 14.919 | 18.181 | 15.324 | 17.204 | 0.405   | 0.977   |
| RDC      | 15.170 | 18.166 | 15.610 | 18.033 | 0.440   | 0.127   |
| ET 1     | 14.624 | 17.247 | 15.753 | 18.280 | 1.129   | 1.033   |
| ET 2     | 14.624 | 17.247 | 15.810 | 18.358 | 1.186   | 1.111   |
| ET 3     | 14.623 | 17.238 | 15.822 | 18.361 | 1.199   | 1.123   |
| ET 4     | 14.623 | 17.231 | 15.808 | 18.327 | 1.185   | 1.096   |
| ET 5     | 14.623 | 17.231 | 15.782 | 18.282 | 1.159   | 1.051   |
| ET 6     | 14.622 | 17.222 | 15.756 | 18.236 | 1.134   | 1.014   |
| ET 7     | 14.644 | 17.183 | 15.734 | 18.197 | 1.090   | 1.014   |
| TERRASSE | 14.555 | 17.163 | 15.720 | 18.173 | 1.165   | 1.010   |
| DSM      | 14.594 | 16.832 | 14.433 | 16.843 | 0.161   | 0.011   |

**Tableau V.6. Excentricité**

**V.6. Les déplacements relatifs :**

D'après le **RPA 99/2003 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après le **RPA 99/2003 (art 4.43)** :

- **Le déplacement horizontal** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

- **Le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

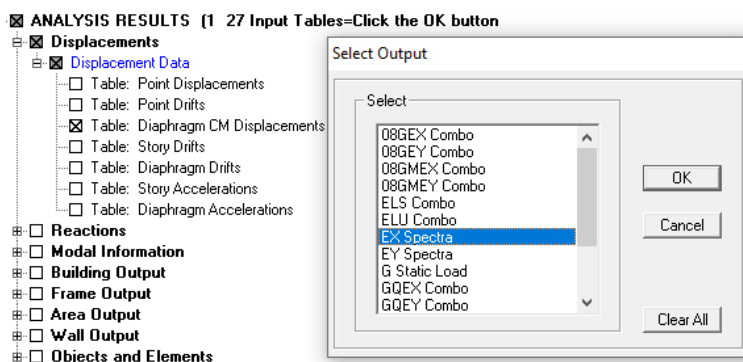
Avec :  $\Delta_K < 1\% h_e$

$h_e$  : Hauteur de l'étage considéré.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

|   | Story    | Diaphragm | Load | UX     | UY     | UZ     | RX      | RY      | RZ      |
|---|----------|-----------|------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| ▶ | TOIT DSM | TDSM      | EX   | 0,0186 | 0,0072 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00045 |
|   | TERRASSE | TERRASSE  | EX   | 0,0172 | 0,0065 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00039 |
|   | ET7      | ET7       | EX   | 0,0152 | 0,0058 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00035 |
|   | ET6      | ET6       | EX   | 0,0132 | 0,0051 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00030 |
|   | ET5      | ET5       | EX   | 0,0112 | 0,0044 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00025 |
|   | ET4      | ET4       | EX   | 0,0092 | 0,0036 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00021 |
|   | ET3      | ET3       | EX   | 0,0072 | 0,0028 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00016 |
|   | ET2      | ET2       | EX   | 0,0053 | 0,0021 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00012 |
|   | ET1      | ET1       | EX   | 0,0035 | 0,0014 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00008 |
|   | RDC      | RDC       | EX   | 0,0020 | 0,0008 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00005 |
|   | S.SOL    | SSOL      | EX   | 0,0005 | 0,0002 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00001 |

• Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

|   | Story    | Diaphragm | Load | UX     | UY     | UZ     | RX      | RY      | RZ      |
|---|----------|-----------|------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| ▶ | TOIT DSM | TDSM      | EY   | 0,0072 | 0,0228 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00046 |
|   | TERRASSE | TERRASSE  | EY   | 0,0066 | 0,0209 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00037 |
|   | ET7      | ET7       | EY   | 0,0059 | 0,0187 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00033 |
|   | ET6      | ET6       | EY   | 0,0051 | 0,0164 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00028 |
|   | ET5      | ET5       | EY   | 0,0044 | 0,0140 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00024 |
|   | ET4      | ET4       | EY   | 0,0036 | 0,0116 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00020 |
|   | ET3      | ET3       | EY   | 0,0028 | 0,0092 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00015 |
|   | ET2      | ET2       | EY   | 0,0021 | 0,0068 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00011 |
|   | ET1      | ET1       | EY   | 0,0014 | 0,0046 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00007 |
|   | RDC      | RDC       | EY   | 0,0008 | 0,0027 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00004 |
|   | S.SOL    | SSOL      | EY   | 0,0002 | 0,0006 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00001 |

| Niveaux  | Ux [m] | $\delta_k =$<br>R $\delta_k$ | $\Delta k =$<br>$\delta_k - \delta_{k-1}$ | Uy [m] | $\delta_k =$<br>R $\delta_k$ | $\Delta k =$<br>$\delta_k - \delta_{k-1}$ | R   | h [m] | 1 % h  | Condition |
|----------|--------|------------------------------|---|--------|------------------------------|---|-----|-------|--------|-----------|
| TERRASSE | 0,0172 | 0,0602                       | 0,007                                     | 0,0209 | 0,07315                      | 0,0077                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 7     | 0,0152 | 0,0532                       | 0,007                                     | 0,0187 | 0,06545                      | 0,00805                                   | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 6     | 0,0132 | 0,0462                       | 0,007                                     | 0,0164 | 0,0574                       | 0,0084                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 5     | 0,0112 | 0,0392                       | 0,007                                     | 0,0140 | 0,049                        | 0,0168                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 4     | 0,0092 | 0,0322                       | 0,007                                     | 0,0092 | 0,0322                       | 0,0084                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 3     | 0,0072 | 0,0252                       | 0,00665                                   | 0,0068 | 0,0238                       | 0,0077                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 2     | 0,0053 | 0,01855                      | 0,0063                                    | 0,0046 | 0,0161                       | 0,00665                                   | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| ET 1     | 0,0035 | 0,01225                      | 0,00525                                   | 0,0027 | 0,00945                      | 0,00105                                   | 3,5 | 3,06  | 0,0306 | Vérifier  |
| RDC      | 0,0020 | 0,007                        | 0,00525                                   | 0,0024 | 0,0084                       | 0,0063                                    | 3,5 | 4,50  | 0,0450 | Vérifier  |
| S.SOL    | 0,0005 | 0,00175                      | 0,00175                                   | 0,0006 | 0,0021                       | 0,0021                                    | 3,5 | 3,06  | 0,0323 | Vérifier  |

Tableau V.7. Déplacements relatifs

## 2. Justification vis-à-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 :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage K.

$h_K$  : Hauteur de l'étage (k).

| Niveaux  | $P_K$ (kN) | Sens x-x   |                 |             | Sens y-y   |                 |             | vérification |
|----------|------------|------------|-----------------|-------------|------------|-----------------|-------------|--------------|
|          |            | $V_x$ (kN) | $\Delta_K$ (kN) | $\theta(y)$ | $V_K$ (kN) | $\Delta_K$ (kN) | $\theta(x)$ |              |
| TERRASSE | 8952,8     | 1434,64    | 0,007           | 0,01427554  | 435,33     | 0,0077          | 0,05174991  | vérifier     |
| ET7      | 17500,2    | 2481,17    | 0,007           | 0,01613478  | 780,94     | 0,00805         | 0,05895217  | vérifier     |
| ET6      | 26185,3    | 3350,24    | 0,007           | 0,01787962  | 1072,17    | 0,0084          | 0,06704274  | vérifier     |
| ET5      | 34870,4    | 4086,23    | 0,007           | 0,01952139  | 1318,01    | 0,0168          | 0,04525332  | vérifier     |
| ET4      | 43555,51   | 4712,1     | 0,007           | 0,02114488  | 1524,03    | 0,0084          | 0,07845262  | vérifier     |
| ET3      | 52396,67   | 5234,92    | 0,00665         | 0,02175173  | 1693,77    | 0,0077          | 0,07784282  | vérifier     |
| ET2      | 61237,83   | 5662,31    | 0,0063          | 0,02226616  | 1829,12    | 0,00665         | 0,07275751  | vérifier     |
| ET1      | 70079      | 6000,18    | 0,00525         | 0,02003833  | 1931,12    | 0,00105         | 0,01245221  | vérifier     |
| RDC      | 79569,86   | 6260,9     | 0,00525         | 0,01482718  | 1999,54    | 0,0063          | 0,05571172  | vérifier     |
| S.SOL    | 87673,87   | 6394,68    | 0,00175         | 0,00784094  | 2019,78    | 0,0021          | 0,02978955  | vérifier     |

**Tableau V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.**

- **Remarque :**

Puisque les coefficients  $\theta < 0,1$  pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : **(RPA version 2003/Art 7.4.3.1).**

$$v = \frac{N_s}{S_p \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$S_p$  : Section transversal du Poteau.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité.

| Niveaux       | Les sections calculées |        | N(KN)   | v    | observation | Les sections adoptées |        | N(KN)   | v    | observation |
|---------------|------------------------|--------|---------|------|-------------|-----------------------|--------|---------|------|-------------|
|               | h (cm)                 | b (cm) |         |      |             | h (cm)                | b (cm) |         |      |             |
| S.SOL, RDC    | 50                     | 50     | 2429.73 | 0.38 | Non Vérifié | 60                    | 60     | 2749,65 | 0.30 | Vérifié     |
| ET1, ET2, ET3 | 45                     | 45     | 2122.36 | 0.42 | Non Vérifié | 55                    | 55     | 2343,39 | 0.30 | Vérifié     |
| ET4, ET5, ET6 | 40                     | 40     | 1251.77 | 0.31 | Non Vérifié | 50                    | 50     | 1399,09 | 0.22 | Vérifié     |
| ET7, ET8,     | 35                     | 35     | 483.41  | 0.16 | Vérifié     | 45                    | 45     | 528,94  | 0.10 | Vérifié     |

**Tableau V.9. Vérification de l'effort normal réduit.**

**Conclusion :**

Après avoir réalisé l'étude sismique par la méthode d'analyse modale spectrale, Nous avons comparés les résultats (Période, déplacements, force sismique résultante à la base...) avec les résultats obtenus par simulation via le logiciel « ETABS ».

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

# Chapitre VI

## FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



**Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

**VI.1. Ferrailage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
  - $G + Q \rightarrow$  à l'ELS
  - $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
  - $0,8G + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- } **RPA99 (Article 5 .2)**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

|                        | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $\theta$ | $f_{c28}$ | $f_{bu}$ | Fe(Mpa) | $\sigma_s$ (Mpa) |
|------------------------|------------|------------|----------|-----------|----------|---------|------------------|
| Situation durable      | 1.5        | 1.15       | 1        | 25        | 14.2     | 400     | 348              |
| Situation accidentelle | 1.15       | 1          | 0.85     | 25        | 21.74    | 400     | 400              |

**Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

**VI.1.1.Recommandations RPA 99 révisé 2003 :****A. Armatures longitudinale : (RPA Art 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de 12 mm,

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

| Poteaux   | Section minimale $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) |       |
|-----------|--|-------|
| (60 x 60) | 0,008 x 60 x 60                                | 28,80 |
| (55 x 55) | 0,008 x 55 x 55                                | 24,20 |
| (50 x 50) | 0,008 x 50 x 50                                | 20,00 |
| (45 x 45) | 0,008 x 45 x 45                                | 16,2  |

- Le pourcentage minimale d'armatures sera de :  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II) :
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II) :

| Poteaux   | Section maximale $A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) |        |
|-----------|--|--------|
| (60 x 60) | 0,06 x 60 x 60                                 | 216,00 |
| (55 x 55) | 0,06 x 55 x 55                                 | 181,50 |
| (45 x 45) | 0,06 x 50 x 50                                 | 150,00 |
| (40 x 40) | 0,06 x 45 x 45                                 | 121,50 |

- Le pourcentage maximal en zone de courante sera de  $4\% \times b \times h$  (en zone II) :

| Poteaux   | Section maximale $A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) |        |
|-----------|--|--------|
| (60 x 60) | 0,04 x 60 x 60                                 | 144,00 |
| (55 x 55) | 0,04 x 55 x 55                                 | 121,00 |
| (45 x 45) | 0,04 x 50 x 50                                 | 100,00 |
| (40 x 40) | 0,04 x 45 x 45                                 | 81,00  |

### B. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\emptyset_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :  $a$  : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\emptyset_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Le rôle des armatures transversales :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- **Calcul d'élanement (élanement géométrique):**  $\lambda g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

$\lambda g$  : élanement géométrique.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_{\min}$ .

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

### VI.1.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

#### A. Armatures longitudinales :

#### Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**Calcul du centre de pression :**  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

#### Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

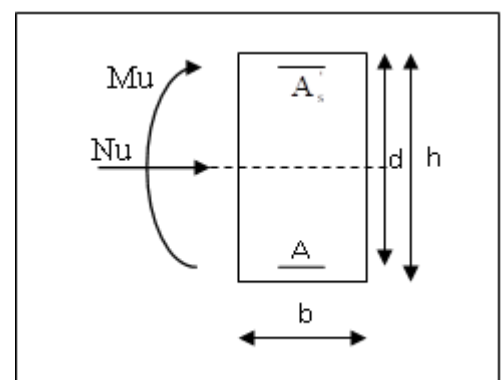
(L'effort normal est un effort de traction (L ou de compression))

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Figure VI.1.1. Schéma de ferrailage.



Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec:  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

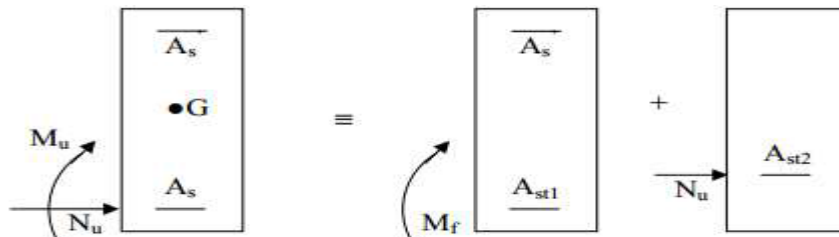


Figure VI.1.2. Section partiellement comprimée (SPC).

- Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s}, A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

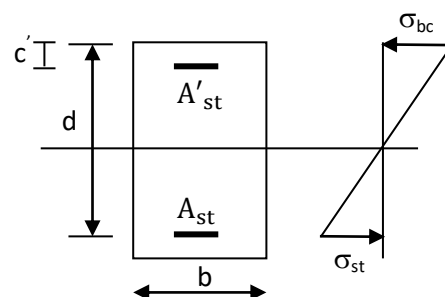


Figure VI.1.3. Schéma de ferrailage.

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Figure VI.1.4. Schéma de ferrailage.

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :** SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

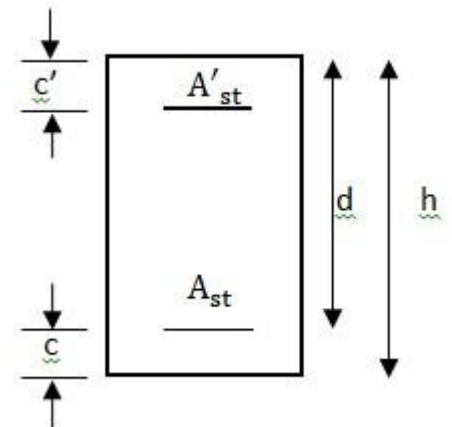
$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

**2<sup>ème</sup> cas :** SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$



$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

**Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Zone     | Niveau                          | Section   | Sollicitation                        | Combinaison | Effort normal<br>N <sub>u</sub> (KN) | Moment<br>M <sub>u</sub> (KN.m) |
|----------|---------------------------------|-----------|--------------------------------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------------|
| Zone I   | S.SOL, RDC                      | (60 x 60) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | ELU         | -3168,58                             | -65,187                         |
|          |                                 |           | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 0,8G+E      | 366,47                               | 2,828                           |
|          |                                 |           | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | GQE         | -1998,44                             | -104,947                        |
| Zone II  | 1, 2, 3 <sup>ème</sup><br>étage | (55 x 55) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | ELU         | -2488,15                             | 14,16                           |
|          |                                 |           | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 0,8G+E      | 216,14                               | 28,193                          |
|          |                                 |           | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | GQE         | -1154,54                             | -196,884                        |
| Zone III | 4,5 6 <sup>ème</sup> ,<br>étage | (50 x 50) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | ELU         | -1526,64                             | 28,272                          |
|          |                                 |           | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 0,8G+E      | 30,16                                | 43,383                          |
|          |                                 |           | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | GQE         | -526,04                              | -181,611                        |
| Zone IV  | 7, 8 <sup>ème</sup> étage       | (45 x 45) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | ELU         | -649,57                              | 26,422                          |
|          |                                 |           | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 0,8G+E      | 2,47                                 | 37,042                          |
|          |                                 |           | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | GQE         | -218,17                              | -152,908                        |

**Tableau VI.1.2. Les différentes sollicitations dans les poteaux.**

**Exemple d'un calcul manuelle :****a) Exemple de calcul pour le poteau (60 x 60) cm<sup>2</sup> à l'ELU :**

$$b = 60\text{cm} \quad ; \quad h = 60\text{cm}; \quad d = 57\text{cm} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$c = c' = 3\text{cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3168,58\text{kN} \quad ; \quad M_u = 65,187 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65,18 \times 10^2}{3168,58} = 2.06 \text{ cm}$$

$$e = 2.06 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{60}{2} - 3\right) = 27\text{cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\text{Calcul de :} \quad N_u(d - c') - M_f \text{ et } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0.60 - 0.03 = 0.57 \text{ m}$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = 65,18 + 3168,58 \left( \frac{0.60}{2} - 0.03 \right) = 920,70 \text{ kN.m}$$

Et :

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.60} \right) (0.60)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 909,42 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 3168,58 (0,57 - 0,03) - 920,70 = 790,33 < 909,42 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{920,70 \times 10^6}{600 \times 570^2 \times 14,2} = 0,332$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.399 \rightarrow$  la section est simplement armée (**SSA**).

$$\mu = 0,332 \rightarrow \beta = 0,790$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{920,70 \times 10^3}{0,790 \times 57 \times 348} = 58,75 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 58,75 - \frac{3168,58 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -32,30 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

| Section        | Sollicitations                       | N(KN)    | M <sub>x</sub><br>(KN.m) | NATURE | A <sub>min</sub> | Aadopté | Ferrailage                         |
|----------------|--------------------------------------|----------|--------------------------|--------|------------------|---------|------------------------------------|
| <b>(60x60)</b> | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -3168,58 | -65,187                  | SEC    | 28.8             | 33.17   | <b>4HA20<br/>+<br/>8HA16+4HA12</b> |
|                | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 366,47   | 2,828                    | SEC    |                  |         |                                    |
|                | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -1998,44 | -104,947                 | SEC    |                  |         |                                    |
| <b>(55x55)</b> | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -2488,15 | 14,16                    | SEC    | 24.2             | 24,87   | <b>4HA16 +<br/>8HA14 + 4HA12</b>   |
|                | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | 216,14   | 28,193                   | SEC    |                  |         |                                    |
|                | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -1154,54 | -196,884                 | SEC    |                  |         |                                    |
| <b>(50x50)</b> | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1526,64 | 28,272                   | SEC    | 20,00            | 20.35   | <b>4HA16<br/>+<br/>8HA14</b>       |
|                | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 30,16    | 43,383                   | SEC    |                  |         |                                    |
|                | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -526,04  | -181,611                 | SEC    |                  |         |                                    |
| <b>(45x45)</b> | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -649,57  | 26,422                   | SEC    | 16.2             | 18.46   | <b>12HA14</b>                      |
|                | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | 2,47     | 37,042                   | SEC    |                  |         |                                    |
|                | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -218,17  | -152,908                 | SEC    |                  |         |                                    |

**Tableau VI.1.3. Ferrailage des poteaux**

### VI.1.3 Vérification à l'ELU :

#### A. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,33 \quad \text{Soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :  $\varnothing_1$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (4 Cadre).

- **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\varnothing_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

**NB :** au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

➤ **En zone de courante :**

$$S_t \leq 15\varnothing_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec :  $\varnothing_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La disposition des cadres dans la zone nodale :**

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

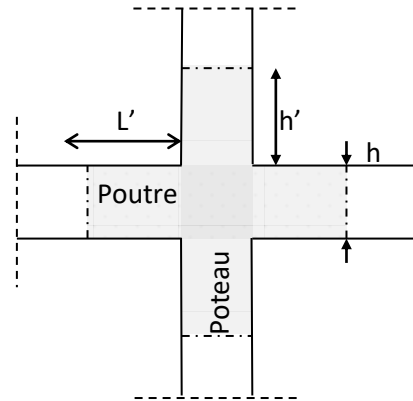
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)



**Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale.**

| Niveaux                      | Poteaux | $h_e$ (cm) | $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$ |
|------------------------------|---------|------------|--|
| 7, 8 <sup>ème</sup> étage    | 45 × 45 | 286        | $h' = \max(48 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$             |
| 4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage | 50 × 50 | 286        | $h' = \max(48 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$             |
| 1, 2, 3 <sup>ème</sup> étage | 55 × 55 | 286        | $h' = \max(48 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$             |
| S.SOL, RDC                   | 60 × 60 | 430        | $h' = \max(72 ; 60 ; 60\text{cm}) = 72\text{cm}$             |

Tableau VI.1.4. Délimitation des zones nodales.

## ❖ Poteaux de S.SOL + étage courant :

Soit 7 cadres espacés de 10 cm

## ❖ Poteaux de RDC:

Soit 8 cadres espacés de 10 cm

**Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si  $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si  $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si  $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

✓ **Poteaux (60 x 60) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,50}{0,60} = 5,30 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (55 x 55) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,55} = 3,93 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,57\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0057 \times 15 \times 55 = 4,70 \text{ cm}^2 > 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition non vérifiée**

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,50} = 4,33 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0047\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0047 \times 15 \times 50 = 3,52 \text{ cm}^2 > 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition non vérifiée**

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,81 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,57 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ( $A_t > A_t^{\min}$ ) aux niveaux des poteaux (55 x 55)  $\text{cm}^2$  et (50 x 50)  $\text{cm}^2$ , alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

**Soit :**  $S_t = 10 \text{ cm}$  (zone courante)

✓ **Poteaux (55 x 55) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,55} = 3,93 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,57\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,50} = 4,33 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0047\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

**Conclusion :**

| Poteaux   | Sections des armatures transversales<br>(cm <sup>2</sup> ) | Espacement          |
|-----------|--|---------------------|
| (60 x 60) | 4 cadres Ø8 = 2,01   | Zone nodal =10 cm   |
| (45 x 45) | 3 cadres Ø8 = 1,51   | Zone courant=15 cm  |
| (55 x 55) | 3 cadres Ø8 = 1,51   | Zone nodal=10 cm    |
| (50 x 50) | 3 cadres Ø8 = 1,51   | Zone courante=10 cm |

**a. La longueur minimale des recouvrements est de :**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA 20** :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 16** :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 14** :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 12** :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48 \text{ cm}$ .

**b. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4 \times 283,5} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4 \times 283,5} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4 \times 283,5} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4 \times 283,5} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

### c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1,211/BAEL 91]}$$

| Zone             | $V_u$<br>[KN] | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | b (cm) | d (cm) | $\tau_b$<br>(MPa) | $\bar{\tau}_{bu}$<br>(MPa) | Observation |
|------------------|---------------|-------------|----------|--------|--------|-------------------|----------------------------|-------------|
| Zone I (60x60)   | 102,03        | 5,30        | 0,075    | 60     | 57     | 0,298             | 3,33                       | CV          |
| Zone II (55x55)  | 156,43        | 3,93        | 0,04     | 55     | 52     | 0,546             | 3,33                       | CV          |
| Zone III (50x50) | 167,25        | 4,33        | 0,04     | 50     | 47     | 0,712             | 3,33                       | CV          |
| Zone IV (45x45)  | 162,69        | 4,81        | 0,04     | 45     | 42     | 0,860             | 3,33                       | CV          |

Tableau VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles.

## VI.1.4. Vérification à l'ELS :

## a. Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sans longitudinal :  $M_2$ 

| Zone                | Sollicitations                       | N <sub>s</sub> (KN) | M <sub>s<sub>x</sub></sub> (KN.m) | e <sub>s</sub> (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Condition |
|---------------------|--------------------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------|
| Zone I<br>(60x60)   | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -2304,81            | -0,36                             | 0,02                | 10,17                               | 33,17                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -652,96             | -6,662                            | 1,02                | 10,80                               |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -1432,91            | -19,351                           | 1,35                | 11,04                               |                                      | CV        |
| Zone II<br>(55x55)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1809,43            | -1,598                            | 0,09                | 8,54                                | 24,87                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -396,71             | -8,602                            | 2,17                | 9,97                                |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -866,89             | -57,667                           | 6,65                | 19,78                               |                                      | CV        |
| Zone III<br>(50x50) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1110,47            | -3,672                            | 0,33                | 7,14                                | 20,35                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -185,08             | -10,326                           | 5,58                | 14,40                               |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -435,54             | -68,191                           | 15,66               | -2,33                               |                                      | CV        |
| Zone IV<br>(45x45)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -473,04             | -1,419                            | 0,30                | 5,75                                | 18,46                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -48,91              | -14,055                           | 28,74               | 1,05                                |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -196,85             | -67,375                           | 34,23               | 1,30                                |                                      | CV        |

Tableau VI.1.6. Vérification de la condition de non fragilité sous  $M_2$

Sans transversal :  $M_3$ 

| Zone                | Sollicitations                       | N <sub>s</sub> (KN) | M <sub>s<sub>y</sub></sub> (KN.m) | e <sub>s</sub> (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Condition |
|---------------------|--------------------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------|
| Zone I<br>(60x60)   | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -2304,81            | 2,095                             | 0,09                | 10,21                               | 33,17                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -652,96             | -5,859                            | 0,90                | 10,72                               |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -835,78             | 34,931                            | 4,18                | 14,41                               |                                      | CV        |
| Zone II<br>(55x55)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1809,43            | 10,095                            | 0,56                | 8,81                                | 24,87                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -396,71             | 7,502                             | 1,89                | 9,73                                |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -737,94             | 45,14                             | 6,12                | 17,31                               |                                      | CV        |
| Zone III<br>(50x50) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1110,47            | 20,4                              | 1,84                | 8,09                                | 20,35                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -185,08             | 7,114                             | 3,84                | 12,67                               |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -230,88             | 44,62                             | 19,33               | -0,55                               |                                      | CV        |
| Zone IV<br>(45x45)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -473,04             | 19,062                            | 4,03                | 9,20                                | 18,46                                | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -48,91              | 8,36                              | 17,09               | -0,49                               |                                      | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -72,15              | 48,052                            | 66,60               | 1,84                                |                                      | CV        |

Tableau VI.1.7. Vérification de la condition de non fragilité sous  $M_3$

**b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

❖ **Poteaux de RDC :**

$$\frac{h}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ cm.}$$

❖ **Poteaux D'étage courant :**

$$\frac{h}{6} = \frac{306}{6} = 51 \text{ cm.}$$

• **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bsup}$ : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{asup}$ : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{binf}$ : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ainf}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Sens longitudinal :

| Zone                | Sollicitations                       | N (KN)   | M (KN.m) | e <sub>s</sub> (cm) | Nature | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>bsup</sub> [MPa] | σ <sub>binf</sub> [MPa] | σ̄ <sub>bc</sub> [MPa] | σ <sub>asup</sub> [MPa] | σ <sub>ainf</sub> [MPa] | σ̄ <sub>s</sub> [MPa] | Condition |
|---------------------|--------------------------------------|----------|----------|---------------------|--------|--------------------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------|
| Zone I<br>(60x60)   | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -2304,81 | 2,095    | 0,09                | SEC    | 33.17                                | 5,71                    | 5,62                    | 15                     | 85,6                    | 84,4                    | 348                   | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -652,96  | -5,859   | 0,90                | SEC    |                                      | 1,73                    | 1,48                    |                        | 25,8                    | 22,4                    |                       | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -835,78  | 34,931   | 4,18                | SEC    |                                      | 2,79                    | 1,32                    |                        | 40,8                    | 20,9                    |                       | CV        |
| Zone II<br>(55x55)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1809,43 | 10,095   | 0,56                | SEC    | 24,87                                | 5,45                    | 4,92                    | 15                     | 81,4                    | 74,2                    | 348                   | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -396,71  | 7,502    | 1,89                | SEC    |                                      | 1,34                    | 0,94                    |                        | 19,7                    | 14,4                    |                       | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -737,94  | 45,14    | 6,12                | SEC    |                                      | 3,31                    | 0,92                    |                        | 47,7                    | 15,8                    |                       | CV        |
| Zone III<br>(50x50) | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -1110,47 | 20,4     | 1,84                | SEC    | 20.35                                | 4,72                    | 3,2                     | 15                     | 69,5                    | 49,3                    | 348                   | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -185,08  | 7,114    | 3,84                | SEC    |                                      | 0,93                    | 0,39                    |                        | 13,4                    | 6,39                    |                       | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -230,88  | 44,62    | 19,33               | SEC    |                                      | 2,77                    | 0                       |                        | 37,5                    | -21,4                   |                       | CV        |
| Zone IV<br>(45x45)  | N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup> | -473,04  | 19,062   | 4,03                | SEC    | 18.46                                | 3,01                    | 1,1                     | 15                     | 43,3                    | 18,4                    | 348                   | CV        |
|                     | N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup> | -48,91   | 8,36     | 17,09               | SEC    |                                      | 0,7                     | 0                       |                        | 9,34                    | -4,87                   |                       | CV        |
|                     | N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup> | -72,15   | 48,052   | 66,60               | SEC    |                                      | 3,71                    | 0                       |                        | 44,5                    | -101,2                  |                       | CV        |

Tableau VI.1.8. Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x

Sens transversal :

| Zone                | Sollicitations       | N (KN)   | M (KN.m) | $e_s$ (cm) | Nature | $A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bsup}$ [MPa] | $\sigma_{binf}$ [MPa] | $\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa] | $\sigma_{asup}$ [MPa] | $\sigma_{ainf}$ [MPa] | $\bar{\sigma}_s$ [MPa] | Condition |
|---------------------|----------------------|----------|----------|------------|--------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------|
| Zone I<br>(60x60)   | $N^{max} - M^{corr}$ | -2304,81 | -0,36    | 0,02       | SEC    | 20,60                         | 5,68                  | 5,66                  | 15                        | 58,9                  | 55,2                  | 348                    | CV        |
|                     | $N^{min} - M^{corr}$ | -652,96  | -6,662   | 1,02       | SEC    |                               | 1,75                  | 1,47                  |                           | 26                    | 22,2                  |                        | CV        |
|                     | $N^{corr} - M^{max}$ | -1432,91 | -19,351  | 1,35       | SEC    |                               | 3,94                  | 3,12                  |                           | 58,4                  | 47,4                  |                        | CV        |
| Zone II<br>(55x55)  | $N^{max} - M^{corr}$ | -1809,43 | -1,598   | 0,09       | SEC    | 18,71                         | 5,23                  | 5,14                  | 15                        | 78,4                  | 77,2                  | 348                    | CV        |
|                     | $N^{min} - M^{corr}$ | -396,71  | -8,602   | 2,17       | SEC    |                               | 1,36                  | 0,91                  |                           | 20,1                  | 14                    |                        | CV        |
|                     | $N^{corr} - M^{max}$ | -866,89  | -57,667  | 6,65       | SEC    |                               | 4,01                  | 0,96                  |                           | 57,6                  | 16,9                  |                        | CV        |
| Zone III<br>(50x50) | $N^{max} - M^{corr}$ | -1110,47 | -3,672   | 0,33       | SEC    | 14,19                         | 4,1                   | 3,82                  | 15                        | 61,2                  | 57,6                  | 348                    | CV        |
|                     | $N^{min} - M^{corr}$ | -185,08  | -10,326  | 5,58       | SEC    |                               | 1,05                  | 0,27                  |                           | 15                    | 4,8                   |                        | CV        |
|                     | $N^{corr} - M^{max}$ | -435,54  | -68,191  | 15,66      | SEC    |                               | 0,96                  | 0                     |                           | 12,9                  | -10,4                 |                        | CV        |
| Zone IV<br>(45x45)  | $N^{max} - M^{corr}$ | -473,04  | -1,419   | 0,30       | SEC    | 10,67                         | 2,13                  | 1,98                  | 15                        | 31,8                  | 29,9                  | 348                    | CV        |
|                     | $N^{min} - M^{corr}$ | -48,91   | -14,055  | 28,74      | SEC    |                               | 1,14                  | 0                     |                           | 14,5                  | -100,9                |                        | CV        |
|                     | $N^{corr} - M^{max}$ | -196,85  | -67,375  | 34,23      | SPC    |                               | 5,4                   | 0                     |                           | 68                    | -68,2                 |                        | CV        |

Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y

✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

**Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferrailage suivant :

➤ **Poteaux (60 x 60) :**

- Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}20+8\text{HA}16+4\text{HA}12= 33,17\text{cm}^2$

- Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (55 x 55) :**

- Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}20+8\text{HA}16+4\text{HA}12= 33,17\text{cm}^2$

- Les armatures transversales :  $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (50 x 50) :**

- Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}16+8\text{HA}14 = 20,35 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales :  $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

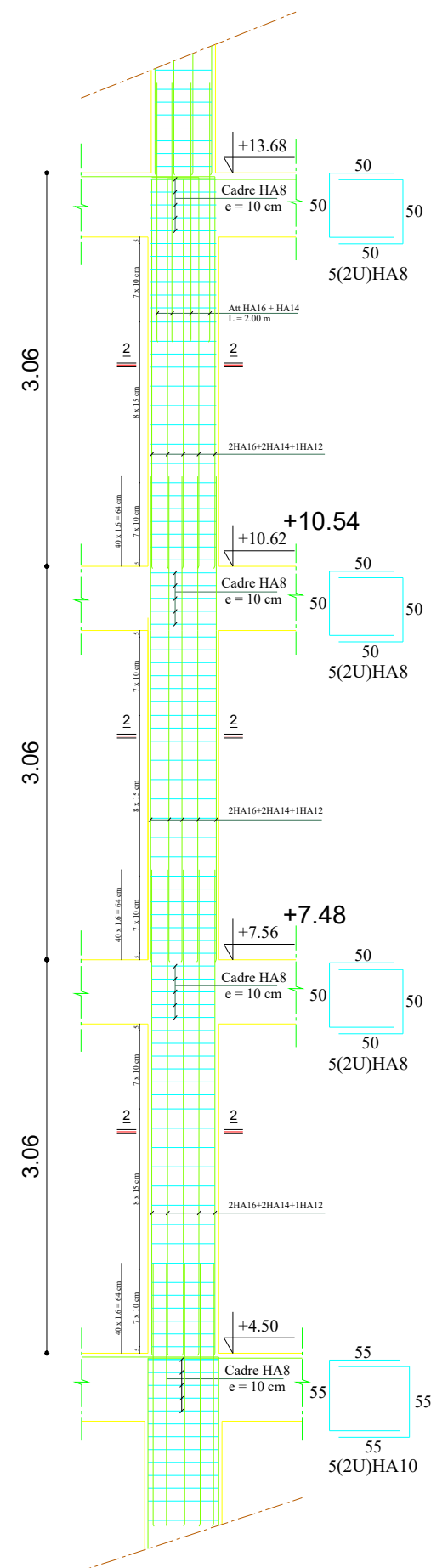
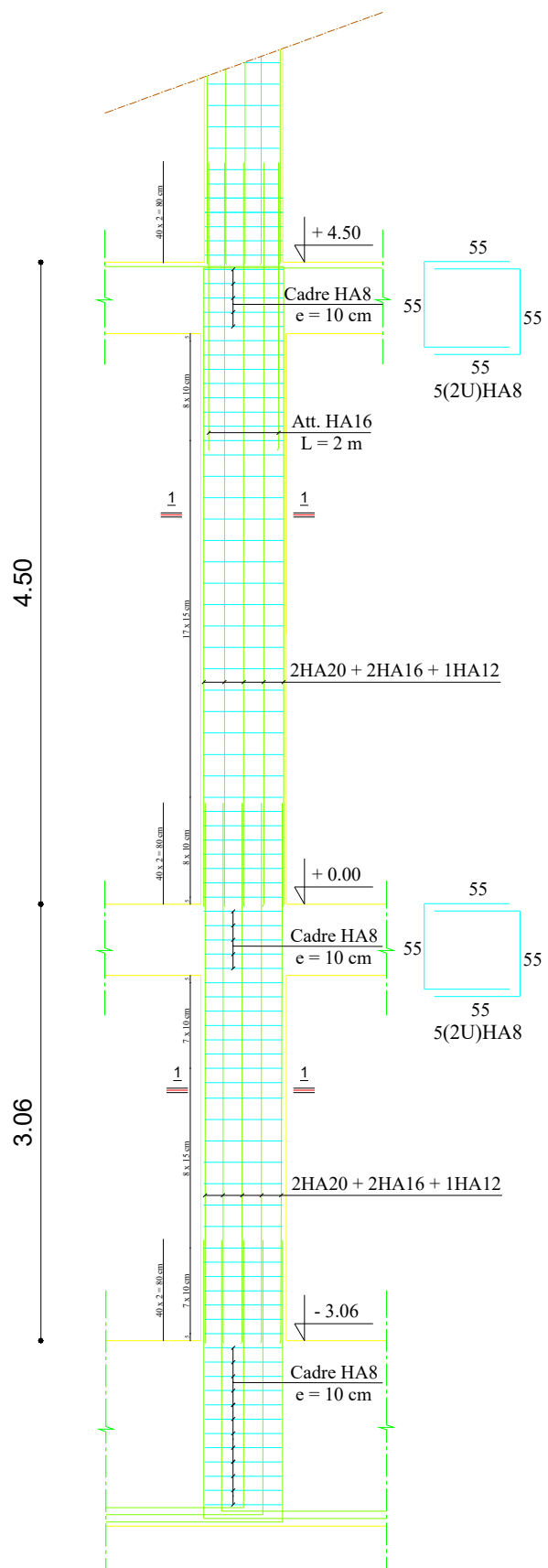
➤ **Poteaux (45 x 45) :**

- Les armatures longitudinales :  $12\text{HA}14= 18,46\text{cm}^2$

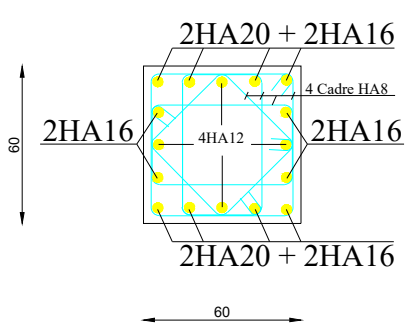
- Les armatures transversales :  $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

# Poteaux 60 x 60

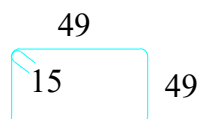
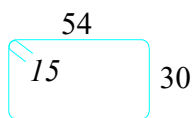
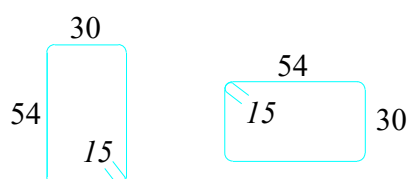
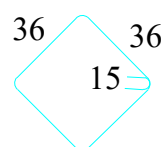
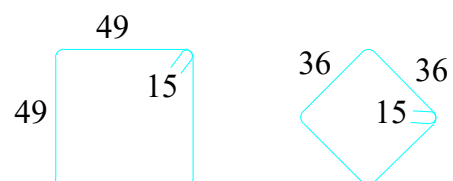
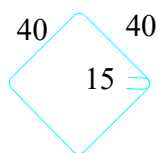
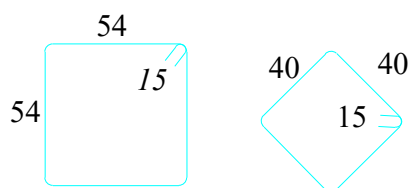
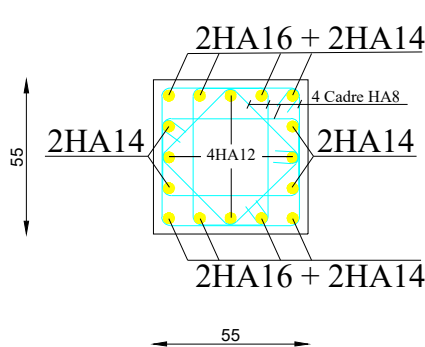
# Poteaux 55 x 55



Coupe 1-1



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

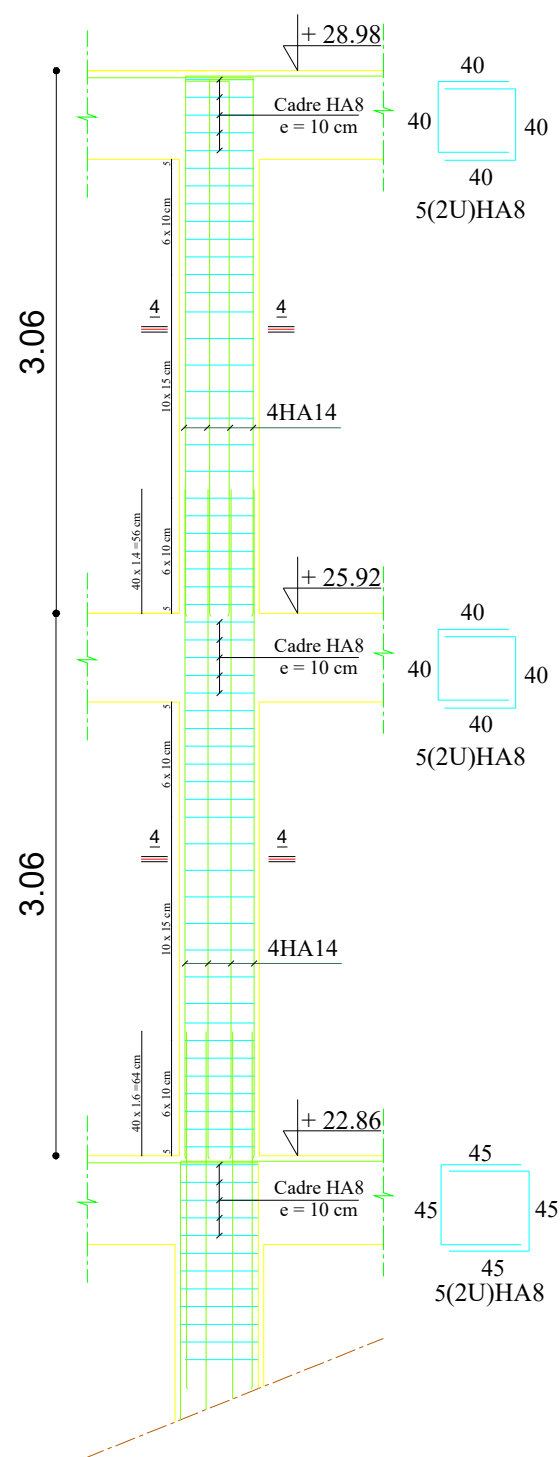
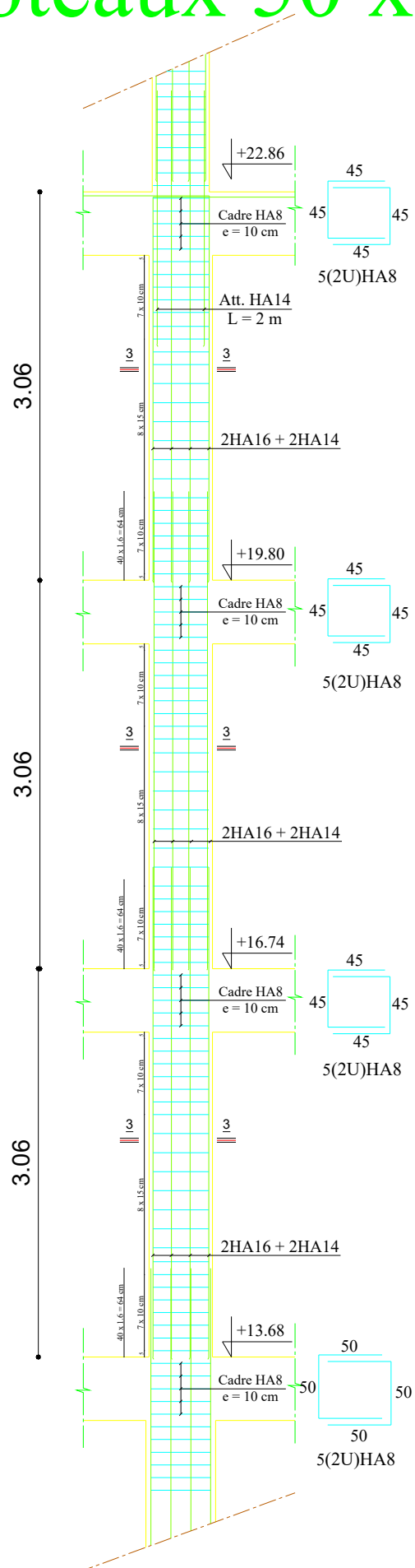
Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

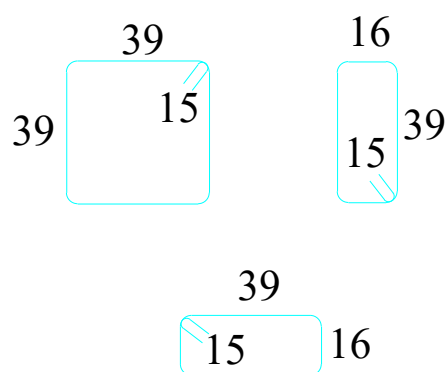
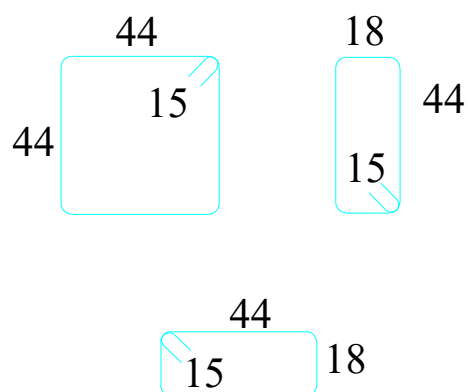
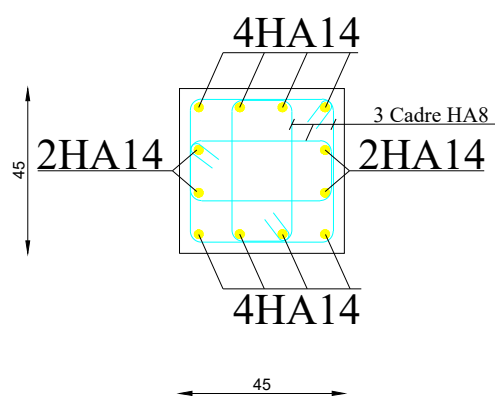
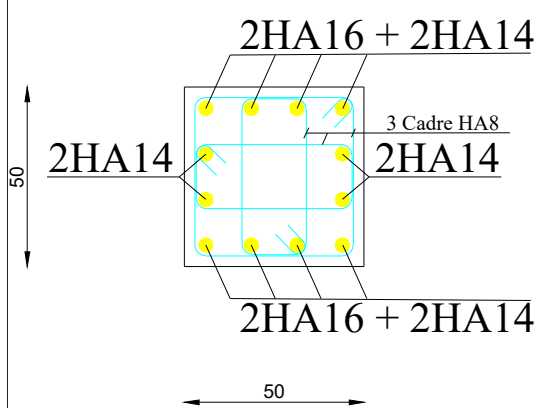
# Poteaux 50 x 50

# Poteaux 45 x 45



Coupe 3-3

Coupe 4-4



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

## VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux du bâtiment est sollicités par les moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur ferrailage se fera en flexion simple par la combinaison la plus défavorable ci-dessus et leur vérification s'effectue à l'ELS.

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
  - $G + Q \rightarrow$  à l'ELS
  - $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
  - $0,8G + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- RPA99 (Article 5 .2)**

### VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

#### A. Armatures longitudinales : (RPA Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

| Poutres                    | Section minimale 0,5% | Section (cm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|-----------------------|----------------------------|
| <b>Poutres principales</b> | 35x50x0,005           | 8,75                       |
| <b>Poutres secondaires</b> | 35x40x0,005           | 7                          |
| <b>Poutres palières</b>    | 30x35x0,005           | 5,25                       |

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.

| Poutres                    | Section maximale<br>Zone courantes 4% (cm <sup>2</sup> ) | Section maximale zone de<br>recouvrement 6%(cm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|--|---|
| <b>Poutres principales</b> | $35 \times 50 \times 0,04 = 70$                          | $35 \times 50 \times 0,06 = 106$                              |
| <b>Poutres secondaires</b> | $35 \times 40 \times 0,04 = 56$                          | $35 \times 40 \times 0,06 = 84$                               |
| <b>Poutres palières</b>    | $30 \times 35 \times 0,04 = 42$                          | $30 \times 35 \times 0,06 = 63$                               |

- La longueur maximale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

### B. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t = \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right)$  en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VI.2.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

### A. Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

#### 1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

( $A'_{st} = 0$ )

Section d'acier tendue :

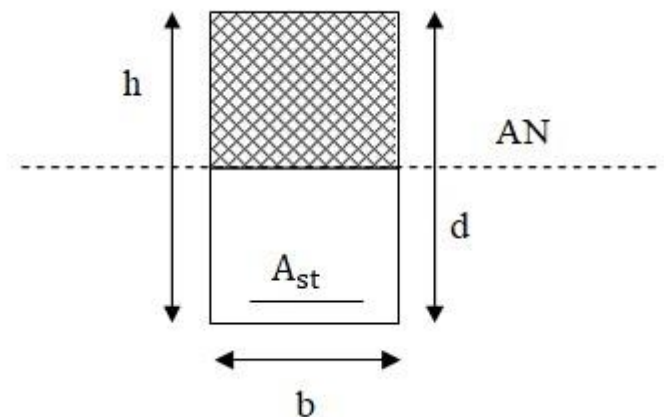


Figure VI.2.1. Section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad , \quad \Delta M = M_u - M_1$$

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

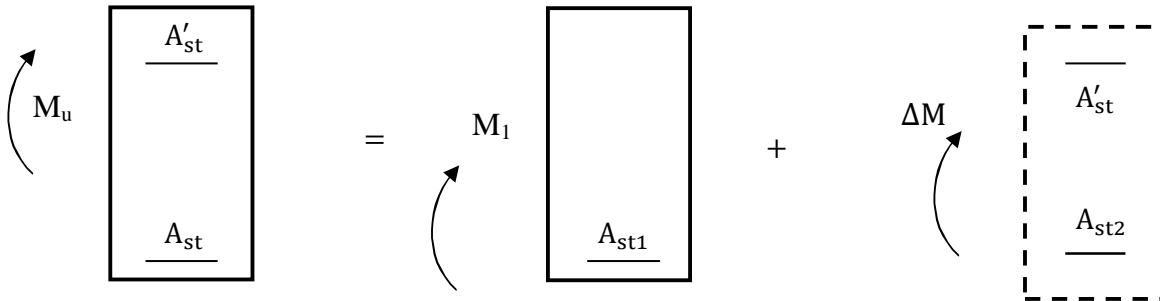


Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.

### Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

- ✓ **Poutre principale (35 × 50) :**

#### En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112,18 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14,2} = 0,102$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{112,18 \times 10^3}{0,946 \times 47 \times 348} = 7,25 \text{ cm}^2$$

#### Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{202,33 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14,2} = 0,184$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,184 \rightarrow \beta = 0,898$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{202,33 \times 10^3}{0,898 \times 47 \times 348} = 13,77 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

|               | $M_{\max}$ (KN.m) | $\mu_b$ | $\beta$ | obs | $A_{st}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) | ferrailage  | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------------------|---------|---------|-----|-----------------------------|-------------------------------|-------------|----------------------------------|
| <b>Travée</b> | 112,18            | 0,102   | 0,946   | SSA | 7,25                        | 8,75                          | 4HA16+4HA14 | 14,19                            |
| <b>Appui</b>  | -202,33           | 0,184   | 0,898   | SSA | 13,8                        | 8,75                          | 4HA16+4HA14 | 14,19                            |

**Tableau VI.2.1. Ferrailage des poutres principales.**

✓ **Poutre secondaires (35 × 40) :**

|               | $M_{\max}$ (KN.m) | obs | $A_{st}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) | ferrailage  | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------------------|-----|-----------------------------|-------------------------------|-------------|----------------------------------|
| <b>Travée</b> | 132,76            | SSA | 11,58                       | 7                             | 4HA16+4HA14 | 14,19                            |
| <b>Appui</b>  | -148,78           | SSA | 13,18                       | 7                             | 4HA16+4HA14 | 14,19                            |

**Tableau VI.2.2. Ferrailage des poutres secondaires.**

✓ **Poutre palières (30 × 35) :**

|               | $M_{\max}$ (KN.m) | obs | $A_{st}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage  | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------------------|-----|-----------------------------|-------------------------------|-------------|----------------------------------|
| <b>Travée</b> | 43,68             | SSA | 4,14                        | 5,25                          | 3HA14+3HA12 | 8,01                             |
| <b>Appui</b>  | -46,33            | SSA | 4,41                        | 5,25                          | 3HA14+3HA12 | 8,01                             |

**Tableau VI.2.3. Ferrailage des poutres palières.**

### VI.2.3 Vérification à l'ELU :

#### A. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

| Poutre                         | Calcul de l'espacement $S_t$ (cm)                              |                   |            | $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ | Ferrailage [ $\text{cm}^2$ ] |
|--------------------------------|--|-------------------|------------|-----------------------------------|------------------------------|
|                                | Zone nodale<br>$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ | Min (12,5 ; 16,8) | $S_t = 10$ |                                   |                              |
| Poutre principale<br>(35 × 50) | Zone courante<br>$S_t \leq \frac{h}{2}$                        | $S_t \leq 25$ cm  | $S_t = 15$ | 1,05                              | 4HA8 = 2,01                  |
|                                |  |                   |            | 1,58                              |                              |
| Poutre secondaire<br>(35 × 40) | Zone nodale<br>$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ | Min (10 ; 16,8)   | $S_t = 10$ | 1,05                              | 4HA8 = 2,01                  |
|                                | Zone courante<br>$S_t \leq \frac{h}{2}$                        | $S_t \leq 20$ cm  | $S_t = 15$ | 1,58                              |                              |
| Poutre palière<br>(30 × 35)    | Zone nodale<br>$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ | Min (8,75 ; 16,8) | $S_t = 10$ | 0,9                               | 4HA8 = 2,01                  |
|                                | Zone courante<br>$S_t \leq \frac{h}{2}$                        | $S_t \leq 17,5$   | $S_t = 15$ | 1,35                              |                              |

Tableau VI.2.4. Ferrailage des armatures transversales.

**B. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa

| Poutres             |            | $A_{st}$ | $A_{\min}$ | Vérfications              |
|---------------------|------------|----------|------------|---------------------------|
| Poutres principales | En travée  | 7,25     | 2,11       | <b>Condition vérifiée</b> |
|                     | Aux appuis | 13,8     | 2,11       | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres secondaires | En travée  | 11,58    | 1,69       | <b>Condition vérifiée</b> |
|                     | Aux appuis | 13,18    | 1,69       | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres palières    | En travée  | 4,14     | 1,27       | <b>Condition vérifiée</b> |
|                     | Aux appuis | 4,41     | 1,27       | <b>Condition vérifiée</b> |

Tableau VI.2.5. Vérification de la condition de non fragilité.

**C. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

| Poutres             | Efforts tranchant (KN) |        | b (cm) | d (cm) | $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Observation               |
|---------------------|------------------------|--------|--------|--------|----------------|----------------------|---------------------------|
|                     | $T_{\max}$             |        |        |        |                |                      |                           |
| Poutres principales | $T_{\max}$             | 212,7  | 35     | 47     | 1,29           | 3,33                 | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres secondaires | $T_{\max}$             | 128,46 | 35     | 37     | 0,992          | 3,33                 | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres palières    | $T_{\max}$             | 81,85  | 30     | 32     | 0,853          | 3,33                 | <b>Condition vérifiée</b> |

**Tableau VI.2.6. Vérification au cisaillement.****D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9dbf_{c28}}{\gamma_b}$

| Poutres             | Efforts tranchant (KN) |        | b (cm) | d (cm) | $f_{c28}$ (MPa) | $\bar{T}_u$ (KN) | Observation               |
|---------------------|------------------------|--------|--------|--------|-----------------|------------------|---------------------------|
|                     | $T_{\max}$             |        |        |        |                 |                  |                           |
| Poutres principales | $T_{\max}$             | 212,7  | 35     | 47     | 25              | 987              | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres secondaires | $T_{\max}$             | 128,46 | 35     | 37     | 25              | 777              | <b>Condition vérifiée</b> |
| Poutres palières    | $T_{\max}$             | 81,85  | 30     | 32     | 25              | 576              | <b>Condition vérifiée</b> |

**Tableau VI.2.7. Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**Poutres principales :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 212,7 - \frac{202,33}{0,9 \times 0,47} = -265,62 < 0$

**Poutres secondaires :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 128,46 - \frac{148,78}{0,9 \times 0,37} = -318,33 < 0$

**Poutres palières :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 81,85 - \frac{46,33}{0,9 \times 0,32} = -79,02 < 0$

✓ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**E. Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = ((n \times (\pi + 2)) + (n \times 3,14)) \times \emptyset = ((4 \times (3,14 + 2)) + (4 \times 3,14)) \times 1,6$$

$$\sum U_i = 53 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{212,7 \times 10^3}{0,9 \times 470 \times 530} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = ((n \times (\pi + 2)) + (n \times 3,14)) \times \emptyset = ((4 \times (3,14 + 2)) + (4 \times 3,14)) \times 1,6$$

$$\sum U_i = 53 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{128,46 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 530} = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres palières :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,6 = 20,10 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{81,85 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 210} = 1,353 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

**F. Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec:  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

**Pour les HA 16 :**  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

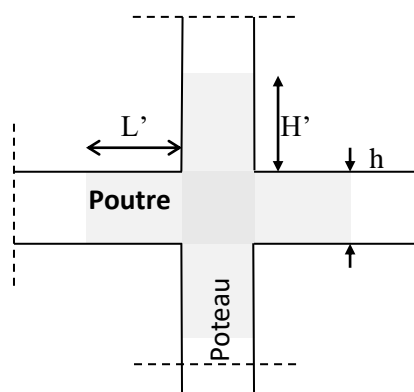
**Pour les HA 16 :**  $l_{cr} = 22,58 \text{ cm}$ .

**G. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

$$L' = 2h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$H' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$



**Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale.**

**VI.2.4. Vérification à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de résistance du béton en compression
- État limite de déformation.

**A. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**B. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0.6 \times f_{c28}$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de  $\beta$  et  $K_1$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

|               | $M_{smax}$<br>(KN.m) | $A_s(\text{cm}^2)$ | $\rho$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observation |
|---------------|----------------------|--------------------|--------|---------|-------|------------------------|------------------------|------------------------------|-------------|
| <b>Travée</b> | 112,18               | 7,25               | 0,441  | 0,898   | 34,41 | 366,61                 | 10,65                  | 15                           | CV          |
| <b>Appui</b>  | -202,33              | 13,8               | 0,838  | 0,869   | 23,34 | -358,97                | -15,38                 | 15                           | CV          |

**Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales.**

|               | $M_{smax}$<br>(KN.m) | $A_s(\text{cm}^2)$ | $\rho$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observation |
|---------------|----------------------|--------------------|--------|---------|-------|------------------------|------------------------|------------------------------|-------------|
| <b>Travée</b> | 132,76               | 11,58              | 0,894  | 0,866   | 22,42 | 357,49                 | 15,94                  | 15                           | CNV         |
| <b>Appui</b>  | -148,78              | 13,18              | 1,017  | 0,859   | 20,67 | -355,17                | -17,18                 | 15                           | CV          |

**Tableau VI.2.9. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.**

|               | $M_{smax}$<br>(KN.m) | $A_s(\text{cm}^2)$ | $\rho$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observation |
|---------------|----------------------|--------------------|--------|---------|-------|------------------------|------------------------|------------------------------|-------------|
| <b>Travée</b> | 43,68                | 4,14               | 0,431  | 0,899   | 35,10 | 366,75                 | 10,45                  | 15                           | CV          |
| <b>Appui</b>  | - 46,33              | 4,41               | 0,459  | 0,897   | 33,63 | 366                    | -10,88                 | 15                           | CV          |

**Tableau VI.2.10. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres palières.**

**C. Vérification de la flèche (BAEL99/Art B.6.5) :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{\text{ETABS}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- sens des poutres principales :

$$0,055 \text{ cm} < \frac{570}{500} = 1,14 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- sens des poutres secondaires :

$$0,028 \text{ cm} < \frac{567}{500} = 1,13 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

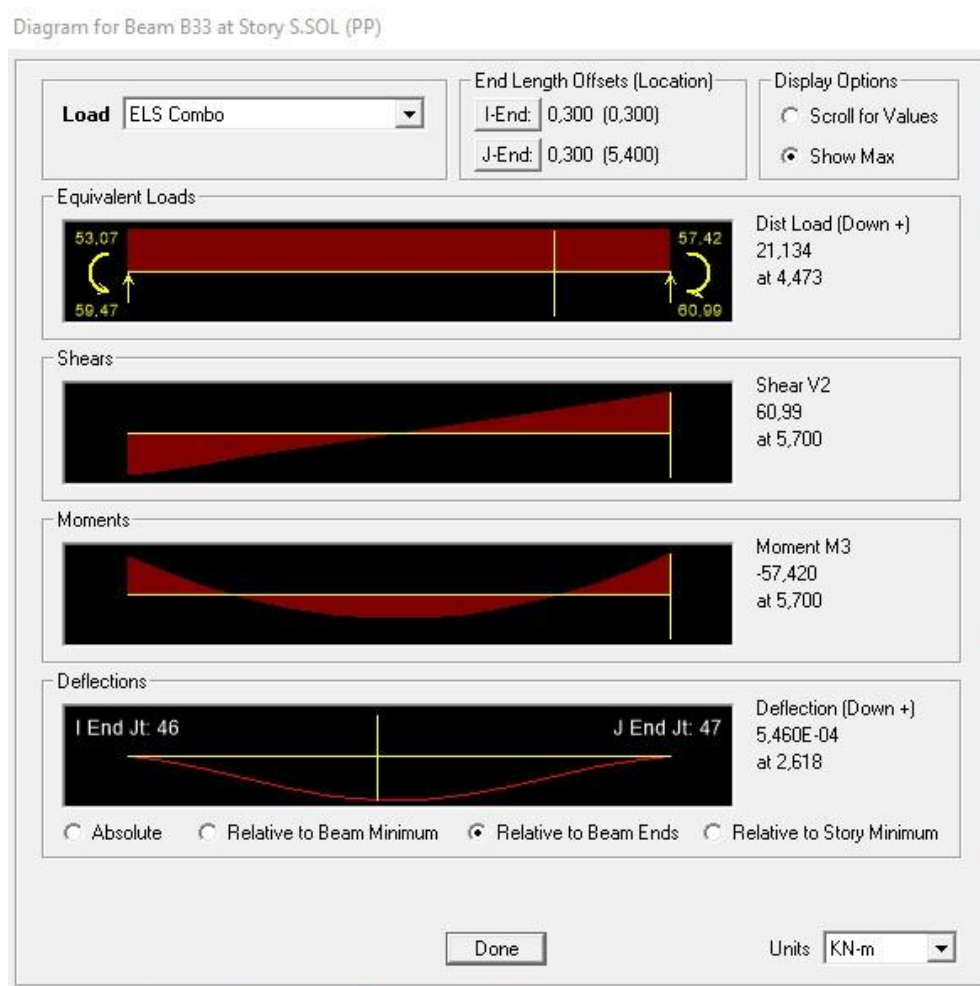


Figure VI.2.4. Flèche de la poutre principale

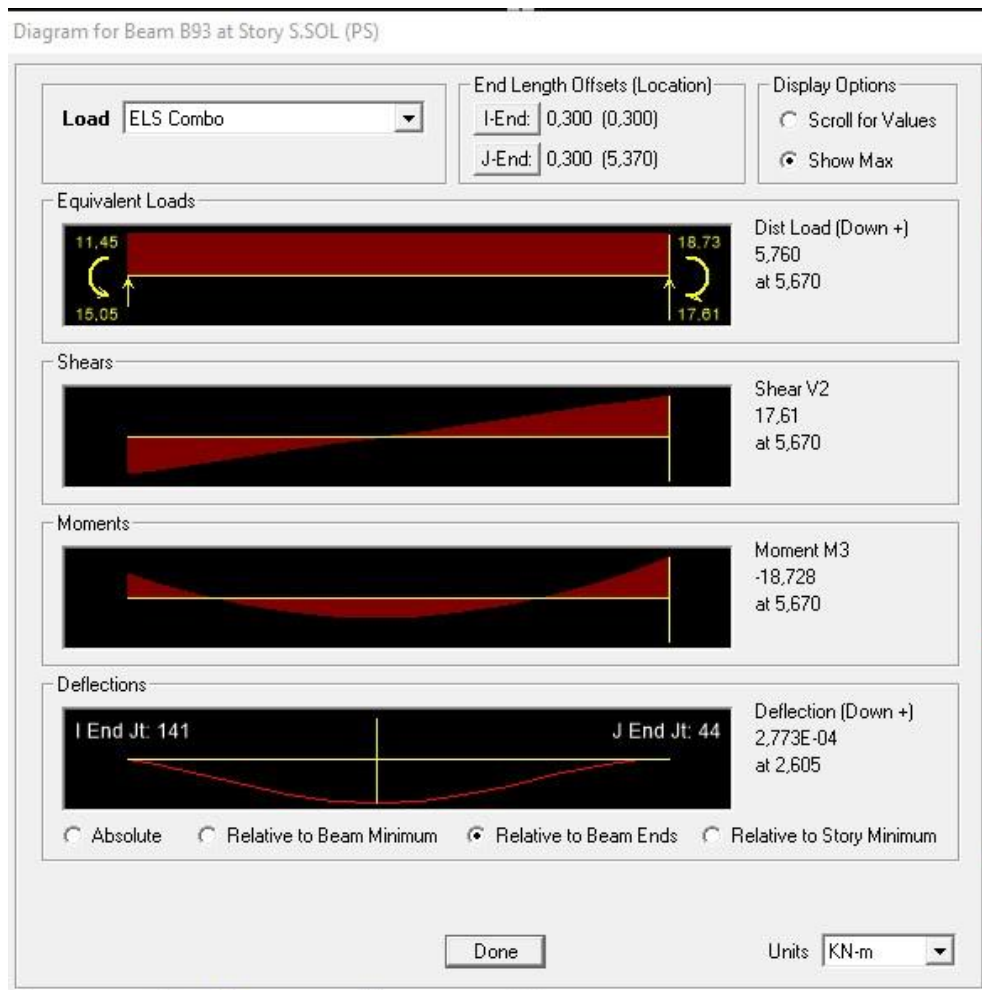


Figure VI.2.5. Flèche de la poutre secondaire

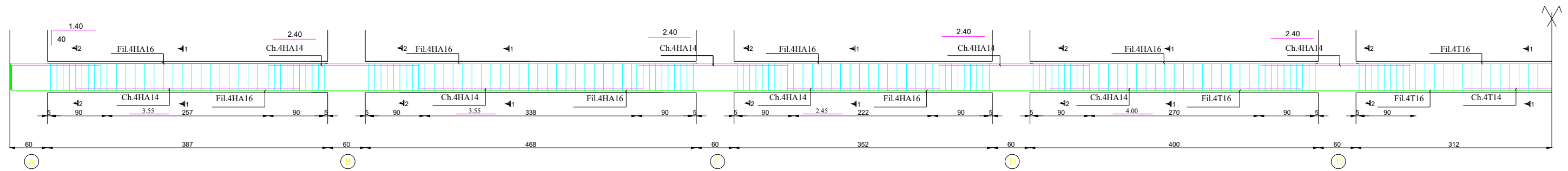
**VI.5. Conclusion :**

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

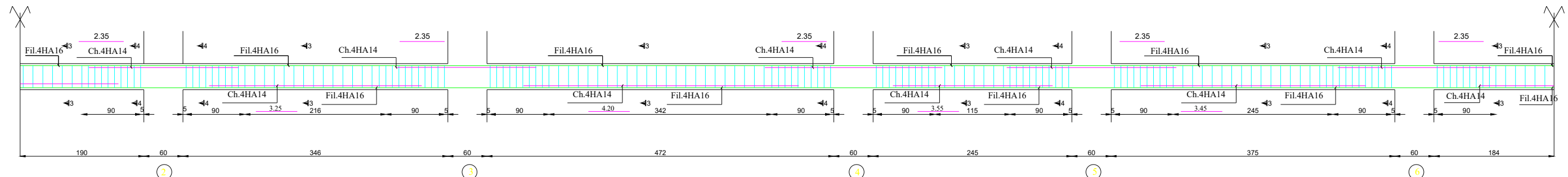
| Poutres             | Armatures transversales |             | Armatures longitudinales |             |
|---------------------|-------------------------|-------------|--------------------------|-------------|
|                     | Zone courante           | Zone nodale | Travée                   | Appuis      |
| Poutres principales | 4HA8                    | 4HA8        | 4HA16+4HA14              | 4HA16+4HA14 |
| Poutres secondaires | 4HA8                    | 4HA8        | 4HA16+4HA14              | 4HA16+4HA14 |
| Poutres palières    | 4HA8                    | 4HA8        | 3HA14+3HA12              | 3HA14+3HA12 |

Tableau VI.2.11. Récapitulatif de ferraillage des poutres.

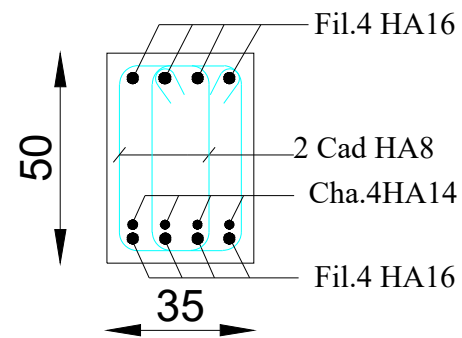
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



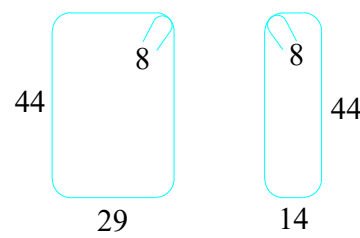
# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



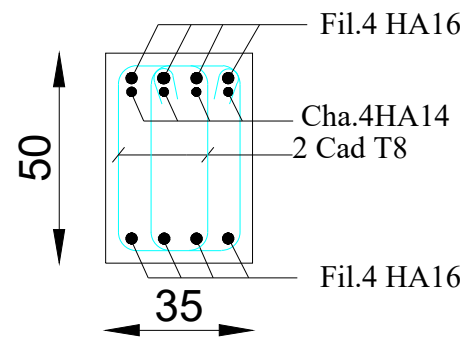
Coupe 1-1



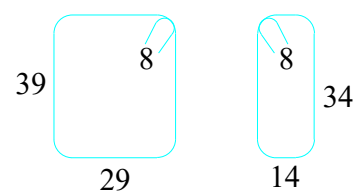
L= 1,62 m L= 1,32 m



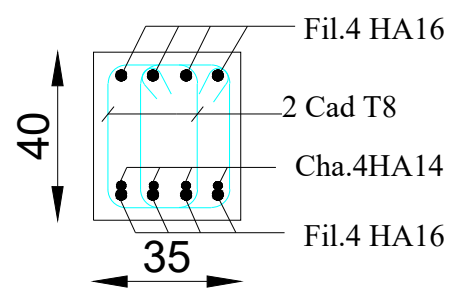
Coupe 2-2



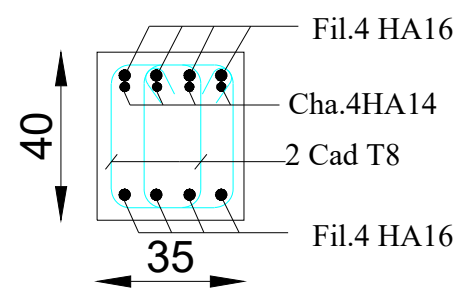
L= 1,52 m L= 1,12 m



Coupe 3-3



Coupe 4-4



UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

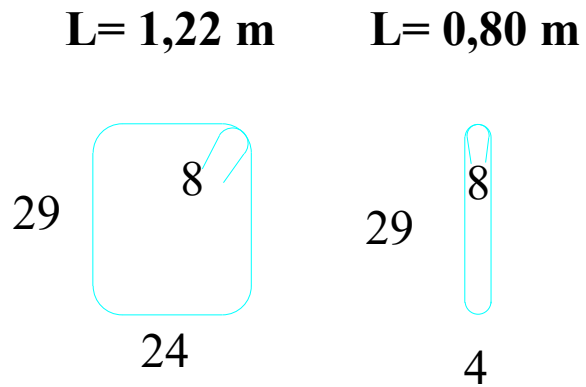
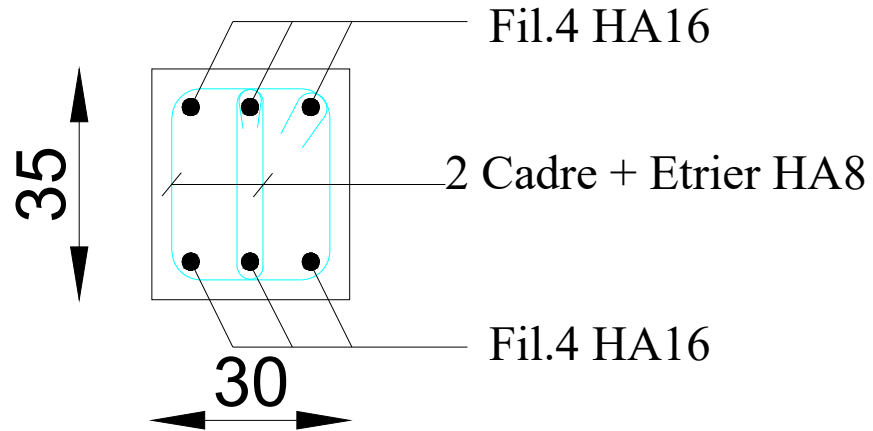
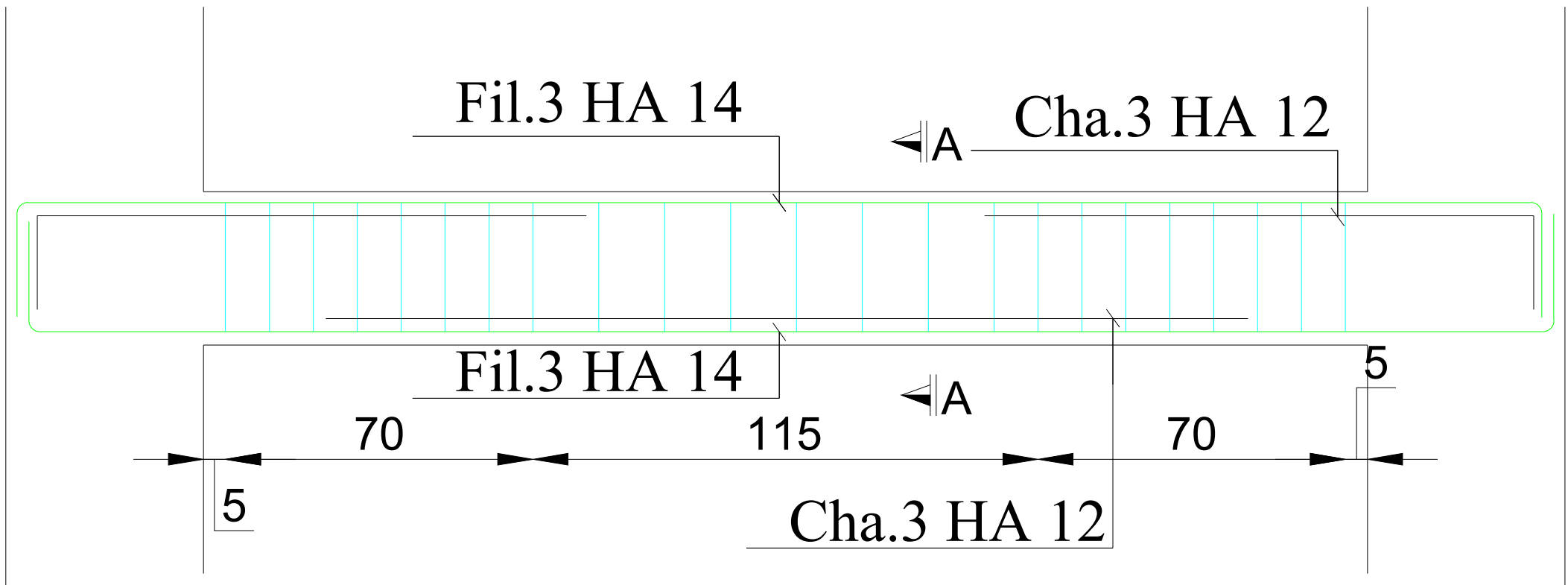
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude  
 Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE  
 PALIERE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

### VI.3. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 4 zones :

**Zone I** : Sous-sol, RDC

**Zone II** : 1, 2, 3<sup>ème</sup> étage.

**Zone III** : 4, 5, 6<sup>ème</sup>, étage.

**Zone IV** : 7, 8<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{ Selon le BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{ Selon le RPA version 2003}$$

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

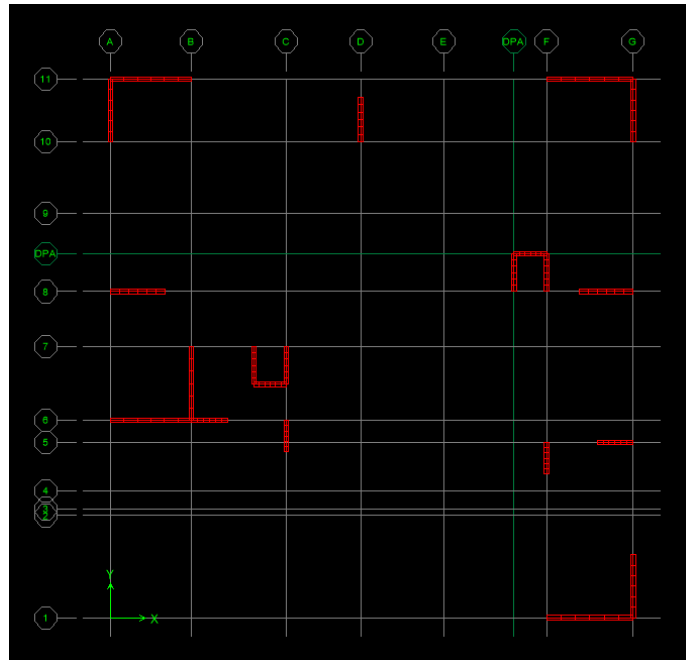


Figure VI.3.1. La disposition des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur ( $d$ ).

### VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N ; M**)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du voile.,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

$V = V'$  : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur ( $d$ ) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :  $h_e$ : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :  $L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement comprimée (**SEC**).
2. Section partiellement comprimée (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus, comme montrer dans le tableau suivant :

| Section | Diagramme des contraintes | L'effort normal<br>$N_i$                                     | L'effort normal<br>$N_{i+1}$                                |
|---------|---------------------------|--|---|
| S.E.C   |                           | $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ |
| S.E.T   |                           | $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ |
| S.P.C   |                           | $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$            |

Tableau VI.3.1. Tableau des efforts normaux.

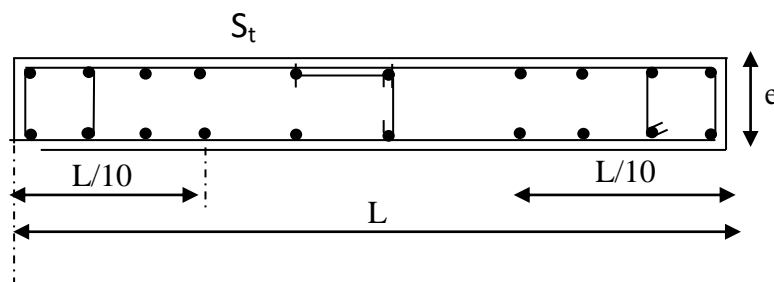
### VI.3.3. Détermination des armatures :

#### a. Armatures verticales :

| Section | Armatures verticales                                 |
|---------|--|
| S.E.T   | $A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$ |
| S.E.C   | $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$                      |
| S.P.C   | $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$                      |

**Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales**

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets). On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

#### b. Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

- c. **Armatures horizontales :**

- ✓ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_V$  : Section des armatures verticales.

- ✓ **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- d. **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

(**Art 7.7.4.3 RPA99/2003**) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_V$  et  $A_H > 0,15\% B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_V$  et  $A_H > 0,10\% B$ .....en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec :  $a = 25 \text{ cm}$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

### Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25 \text{ mm.}$$

MMP

#### e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

#### f. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- ✓ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VI.3.4. Les vérifications :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

**N<sub>S</sub>** : L'effort normal appliqué.

**B** : section du béton.

**A** : section des armatures adoptées (verticales).

**$\bar{\sigma}_b$**  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

**D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

**D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

**b** : Epaisseur du voile.

**d** : Hauteur utile (d= 0,9 h).

**h** : Hauteur totale de la section brute.

**VI.3.5. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :**

Voile longitudinal de longueur : L = 4.80 m

|   | Zone                                       | I                              | II         | III        | IV         |
|---|--|--------------------------------|------------|------------|------------|
| Caractéristiques géométriques                   | hpoutre(m)                                 | 0,50                           | 0,50       | 0,50       | 0,50       |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,50                           | 3,06       | 3,06       | 3,06       |
|   | L (m)                                      | 4,80                           | 4,80       | 4,80       | 4,80       |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25       | 0,25       | 0,25       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 1,2                            | 1,2        | 1,2        | 1,2        |
|   | He   | 4,50                           | 3,06       | 3,06       | 3,06       |
|   | h  | 4,00                           | 2,56       | 2,56       | 2,56       |
|   | Solicitation de calcul                     | T(kN)                          | 1011,630   | 1323,160   | 789,620    |
| N <sub>ser</sub> (kN)                           |  | -2104,15                       | -1782,04   | -1921,31   | 523,36     |
| Vu (kN)   |  | 1416,282                       | 1852,424   | 1105,468   | 376,418    |
| $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 7064,810                       | 4208,230   | 1786,640   | 3031,060   |
| $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 10599,980                      | 7384,860   | 3682,390   | 4104,430   |
| $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                 |  | 400,00                         | 400,00     | 400,00     | 400,00     |
| Lt  |  | 1,92                           | 1,74       | 1,57       | 2,04       |
| Lc  |  | 2,88                           | 3,06       | 3,23       | 2,76       |
| d   |  | 1,28                           | 1,16       | 1,05       | 1,28       |
| $\sigma_1$                                      |  | 2354,937                       | 1402,743   | 595,547    | 1128,263   |
| N <sub>1</sub>                                  |  | 1506,92                        | 814,70     | 311,29     | 665,49     |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 37,67                          | 20,37      | 7,78       | 16,64      |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 38,95                          | 50,94      | 30,40      | 10,35      |
|   | A'v1/bande                                 | 47,41                          | 33,10      | 15,38      | 19,23      |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 6,40                           | 5,81       | 5,23       | 6,40       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 52,25                          | 40         | 29,39      | 29,39      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(13HA16)                     | 2*(13HA14) | 2*(13HA12) | 2*(13HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30         | 30         | 30         |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10         | 10         | 10         |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 18,00                          | 18,00      | 18,00      | 18,00      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61      | 22,61      | 22,61      |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12     | 20HA12     | 20HA12     |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15         | 15         | 15         |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |            |            |            |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 1,311                          | 1,715      | 1,024      | 0,349      |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,937                          | 1,225      | 0,731      | 0,249      |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | -1,646                         | -1,414     | -1,544     | 0,421      |

Voile longitudinal de longueur :  $L = 4.47$  m

|   | Zone                                       | I                              | II         | III        | IV         |
|---|--|--------------------------------|------------|------------|------------|
| Caractéristiques géométriques                   | h poutre(m)                                | 0,50                           | 0,50       | 0,50       | 0,50       |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06       | 3,06       | 3,06       |
|   | L (m)                                      | 4,47                           | 4,47       | 4,47       | 4,47       |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25       | 0,25       | 0,25       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 1,12                           | 1,12       | 1,12       | 1,12       |
|   | He   | 4,500                          | 3,060      | 3,060      | 3,060      |
|   | h  | 4,00                           | 2,56       | 2,56       | 2,56       |
|   | Solicitation de calcul                     | T(kN)                          | 1354,680   | 1143,040   | 758,790    |
| N <sub>ser</sub> (kN)                           |  | 2844,90                        | 2435,34    | 1664,79    | 737,49     |
| Vu (kN)   |  | 1896,552                       | 1600,256   | 1062,306   | 405,706    |
| $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 5521,470                       | 3075,770   | 1604,980   | 2937,440   |
| $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 10024,230                      | 7241,000   | 4217,000   | 4267,700   |
| $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                 |  | 400,00                         | 400,00     | 400,00     | 400,00     |
| Lt  |  | 1,59                           | 1,33       | 1,23       | 1,82       |
| Lc  |  | 2,88                           | 3,14       | 3,24       | 2,65       |
| d   |  | 1,06                           | 0,89       | 0,82       | 1,21       |
| $\sigma_1$                                      |  | 1840,490                       | 1025,257   | 534,993    | 979,147    |
| N <sub>1</sub>                                  |  | 974,01                         | 455,44     | 219,75     | 594,79     |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 24,35                          | 11,39      | 5,49       | 14,87      |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 52,16                          | 44,01      | 29,21      | 11,16      |
|   | A'v1/bande                                 | 37,39                          | 22,39      | 12,80      | 17,66      |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 5,29                           | 4,44       | 4,11       | 6,07       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 40,19                          | 30,77      | 22,61      | 22,61      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(10HA16)                     | 2*(10HA14) | 2*(10HA12) | 2*(10HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30         | 30         | 30         |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10         | 10         | 10         |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 16,76                          | 16,76      | 16,76      | 16,76      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61      | 22,61      | 22,61      |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12     | 20HA12     | 20HA12     |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15         | 15         | 15         |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |            |            |            |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 1,886                          | 1,591      | 1,056      | 0,403      |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 1,347                          | 1,137      | 0,754      | 0,288      |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,415                          | 2,093      | 1,446      | 0,641      |

Voile longitudinal de longueur : L = 3.00 m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|   | h poutre(m)                                | 0,50                           | 0,50      | 0,50      | 0,50      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 3,00                           | 3,00      | 3,00      | 3,00      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,75                           | 0,75      | 0,75      | 0,75      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,00                           | 2,56      | 2,56      | 2,56      |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 408,390                        | 342,470   | 297,130   | 196,660   |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 2203,25                        | 1939,41   | 1344,77   | 806,23    |
|   | Vu (kN)                                    | 571,746                        | 479,458   | 415,982   | 275,324   |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 2501,670                       | 2698,330  | 3228,670  | 3998,320  |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 8235,780                       | 6898,600  | 6888,490  | 6247,580  |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
|   | Lt   | 0,70                           | 0,84      | 0,96      | 1,17      |
|   | Lc   | 2,30                           | 2,16      | 2,04      | 1,83      |
|   | d  | 0,47                           | 0,56      | 0,64      | 0,78      |
|   | $\sigma_1$                                 | 833,890                        | 899,443   | 1076,223  | 1332,773  |
|   | N <sub>1</sub>                             | 194,28                         | 252,89    | 343,45    | 520,10    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 4,86                           | 6,32      | 8,59      | 13,00     |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 15,72                          | 13,19     | 11,44     | 7,57      |
|   | A'v1/bande                                 | 8,79                           | 9,62      | 11,45     | 14,90     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 2,33                           | 2,81      | 3,19      | 3,90      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 15,39                          | 15,39     | 15,39     | 15,39     |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(5HA14)                      | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 9                              | 9         | 9         | 9         |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 11,25                          | 11,25     | 11,25     | 11,25     |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 0,847                          | 0,710     | 0,616     | 0,408     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,605                          | 0,507     | 0,440     | 0,291     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,850                          | 2,509     | 1,739     | 1,043     |

Voile longitudinal de longueur : L = 2.00 m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|   | h poutre(m)                                | 0,50                           | 0,50      | 0,50      | 0,50      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 2,00                           | 2,00      | 2,00      | 2,00      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,50                           | 0,50      | 0,50      | 0,50      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,00                           | 2,56      | 2,56      | 2,56      |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 433,410                        | 387,670   | 366,660   | 259,930   |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 1544,14                        | 1318,30   | 885,96    | 384,17    |
|   | Vu (kN)                                    | 606,774                        | 542,738   | 513,324   | 363,902   |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 6335,310                       | 5228,030  | 4703,920  | 4729,810  |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 11411,500                      | 8435,520  | 6802,620  | 7152,890  |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
|   | Lt   | 0,71                           | 0,77      | 0,82      | 0,80      |
|   | Lc   | 1,29                           | 1,23      | 1,18      | 1,20      |
|   | d  | 0,48                           | 0,51      | 0,55      | 0,53      |
|   | $\sigma_1$                                 | 2111,770                       | 1742,677  | 1567,973  | 1576,603  |
|   | N <sub>1</sub>                             | 502,58                         | 444,53    | 427,33    | 418,37    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 12,56                          | 11,11     | 10,68     | 10,46     |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 16,69                          | 14,93     | 14,12     | 10,01     |
|   | A'v1/bande                                 | 16,74                          | 14,84     | 14,21     | 12,96     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 2,38                           | 2,55      | 2,73      | 2,65      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 20,1                           | 15,39     | 15,39     | 15,39     |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(5HA16)                      | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 9                              | 9         | 9         | 9         |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 7,50                           | 7,50      | 7,50      | 7,50      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 1,348                          | 1,206     | 1,141     | 0,809     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,963                          | 0,861     | 0,815     | 0,578     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,913                          | 2,520     | 1,694     | 0,734     |

Voile longitudinal de longueur : L = 1.80 m

|   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristiques géométriques                   | h poutre(m)                                | 0,50                           | 0,50      | 0,50      | 0,50      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 1,80                           | 1,80      | 1,80      | 1,80      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,45                           | 0,45      | 0,45      | 0,45      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,00                           | 2,56      | 2,56      | 2,56      |
|   | Solicitation de calcul                     | T(kN)                          | 264,160   | 600,840   | 296,510   |
| N <sub>ser</sub> (kN)                           |  | 1206,88                        | 1156,23   | 689,49    | 293,98    |
| Vu (kN)   |  | 369,824                        | 841,176   | 415,114   | 357,742   |
| $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 2789,040                       | 1851,590  | 1619,340  | 1615,280  |
| $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 7770,810                       | 5202,730  | 4363,860  | 3548,740  |
| $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                 |  | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
| Lt  |  | 0,48                           | 0,47      | 0,49      | 0,56      |
| Lc  |  | 1,32                           | 1,33      | 1,31      | 1,24      |
| d   |  | 0,32                           | 0,31      | 0,32      | 0,38      |
| $\sigma_1$                                      |  | 929,680                        | 617,197   | 539,780   | 538,427   |
| N <sub>1</sub>                                  |  | 147,33                         | 97,20     | 87,65     | 101,05    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 3,68                           | 2,43      | 2,19      | 2,53      |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 10,17                          | 23,13     | 11,42     | 9,84      |
|   | A'v1/bande                                 | 6,23                           | 8,21      | 5,05      | 4,99      |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 1,58                           | 1,57      | 1,62      | 1,88      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 9,23                           | 9,23      | 6,78      | 6,78      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(3HA14)                      | 2*(3HA14) | 2*(3HA12) | 2*(3HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10        | 10        | 10        |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 6,75                           | 6,75      | 6,75      | 6,75      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 0,913                          | 2,077     | 1,025     | 0,883     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,652                          | 1,484     | 0,732     | 0,631     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,602                          | 2,493     | 1,498     | 0,639     |

Voile transversal de longueur :  $L = 4.10$  m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II         | III        | IV         |
|---|--|--------------------------------|------------|------------|------------|
|   | h poutre(m)                                | 0,40                           | 0,40       | 0,40       | 0,40       |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06       | 3,06       | 3,06       |
|   | L (m)                                      | 4,10                           | 4,10       | 4,10       | 4,10       |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25       | 0,25       | 0,25       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 1,03                           | 1,03       | 1,03       | 1,03       |
|   | He   | 4,500                          | 3,060      | 3,060      | 3,060      |
|   | h  | 4,10                           | 2,66       | 2,66       | 2,66       |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 1437,410                       | 1228,930   | 759,710    | 398,660    |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 2498,85                        | 2080,11    | 1402,59    | 1090,58    |
|   | Vu (kN)                                    | 2012,374                       | 1720,502   | 1063,594   | 558,124    |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 6641,330                       | 3944,210   | 2087,440   | 3226,120   |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 10751,170                      | 6881,190   | 4128,760   | 4714,570   |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00     | 400,00     | 400,00     |
|   | Lt   | 1,57                           | 1,49       | 1,38       | 1,67       |
|   | Lc   | 2,53                           | 2,61       | 2,72       | 2,43       |
|   | d  | 1,04                           | 1,00       | 0,92       | 1,11       |
|   | $\sigma_1$                                 | 2213,777                       | 1314,737   | 695,813    | 1075,373   |
|   | N <sub>1</sub>                             | 1155,29                        | 654,66     | 319,33     | 597,10     |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 28,88                          | 16,37      | 7,98       | 14,93      |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 55,34                          | 47,31      | 29,25      | 15,35      |
|   | A'v1/bande                                 | 42,72                          | 28,20      | 15,30      | 18,76      |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 5,22                           | 4,98       | 4,59       | 5,55       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 44,21                          | 33,85      | 24,87      | 24,87      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(11HA16)                     | 2*(11HA14) | 2*(11HA12) | 2*(11HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30         | 30         | 30         |
|   | Espacement (cm)                            | 9                              | 9          | 9          | 9          |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 15,38                          | 15,38      | 15,38      | 15,38      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61      | 22,61      | 22,61      |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12     | 20HA12     | 20HA12     |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15         | 15         | 15         |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |            |            |            |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 2,181                          | 1,865      | 1,153      | 0,605      |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 1,558                          | 1,332      | 0,824      | 0,432      |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,290                          | 1,934      | 1,320      | 1,027      |

Voile transversal de longueur :  $L = 3.50$  m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II         | III        | IV         |
|---|--|--------------------------------|------------|------------|------------|
|   | h poutre(m)                                | 0,40                           | 0,40       | 0,40       | 0,40       |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06       | 3,06       | 3,06       |
|   | L (m)                                      | 3,50                           | 3,50       | 3,50       | 3,50       |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25       | 0,25       | 0,25       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,88                           | 0,88       | 0,88       | 0,88       |
|   | He   | 4,500                          | 3,060      | 3,060      | 3,060      |
|   | h  | 4,10                           | 2,66       | 2,66       | 2,66       |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 1085,080                       | 885,300    | 540,920    | 321,610    |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 1528,26                        | 1303,00    | 872,38     | 385,92     |
|   | Vu (kN)                                    | 1519,112                       | 1239,420   | 757,288    | 450,254    |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 7949,230                       | 4767,500   | 3651,340   | 2996,290   |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 10230,080                      | 5916,710   | 4878,160   | 6044,090   |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00     | 400,00     | 400,00     |
|   | Lt   | 1,53                           | 1,56       | 1,50       | 1,16       |
|   | Lc   | 1,97                           | 1,94       | 2,00       | 2,34       |
|   | d  | 1,02                           | 1,04       | 1,00       | 0,77       |
|   | $\sigma_1$                                 | 2649,743                       | 1589,167   | 1217,113   | 998,763    |
|   | N <sub>1</sub>                             | 1351,76                        | 827,30     | 607,86     | 386,19     |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 33,79                          | 20,68      | 15,20      | 9,65       |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 41,78                          | 34,08      | 20,83      | 12,38      |
|   | A'v1/bande                                 | 44,24                          | 29,20      | 20,40      | 12,75      |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 5,10                           | 5,21       | 4,99       | 3,87       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 48,23                          | 39,93      | 27,13      | 27,13      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(12HA16)                     | 2*(12HA14) | 2*(12HA12) | 2*(12HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30         | 30         | 30         |
|   | Espacement (cm)                            | 9                              | 9          | 9          | 9          |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 13,13                          | 13,13      | 13,13      | 13,13      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61      | 22,61      | 22,61      |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12     | 20HA12     | 20HA12     |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15         | 15         | 15         |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |            |            |            |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 1,929                          | 1,574      | 0,962      | 0,572      |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 1,378                          | 1,124      | 0,687      | 0,408      |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 1,613                          | 1,394      | 0,953      | 0,421      |

Voile transversal de longueur :  $L = 2.50$  m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|   | h poutre(m)                                | 0,40                           | 0,40      | 0,40      | 0,40      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 2,50                           | 2,50      | 2,50      | 2,50      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,63                           | 0,63      | 0,63      | 0,63      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,10                           | 2,66      | 2,66      | 2,66      |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 356,410                        | 257,360   | 184,640   | 382,270   |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 1679,94                        | 1434,42   | 991,20    | 1090,58   |
|   | Vu (kN)                                    | 498,974                        | 360,304   | 258,496   | 535,178   |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 3891,950                       | 2805,070  | 1677,430  | 2531,410  |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 8981,490                       | 7084,910  | 4485,460  | 3751,340  |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
|   | Lt   | 0,76                           | 0,71      | 0,68      | 1,01      |
|   | Lc   | 1,74                           | 1,79      | 1,82      | 1,49      |
|   | d  | 0,50                           | 0,47      | 0,45      | 0,67      |
|   | $\sigma_1$                                 | 1297,317                       | 935,023   | 559,143   | 843,803   |
|   | N <sub>1</sub>                             | 326,84                         | 221,00    | 126,82    | 283,32    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 8,17                           | 5,52      | 3,17      | 7,08      |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 13,72                          | 9,91      | 7,11      | 14,72     |
|   | A'v1/bande                                 | 11,60                          | 8,00      | 4,95      | 10,76     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 2,52                           | 2,36      | 2,27      | 3,36      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 15,39                          | 11,3      | 11,3      | 11,3      |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(5HA14)                      | 2*(5HA12) | 2*(5HA12) | 2*(5HA12) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10        | 10        | 10        |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 9,38                           | 9,38      | 9,38      | 9,38      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 0,887                          | 0,641     | 0,460     | 0,951     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,634                          | 0,458     | 0,328     | 0,680     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,592                          | 2,234     | 1,544     | 1,699     |

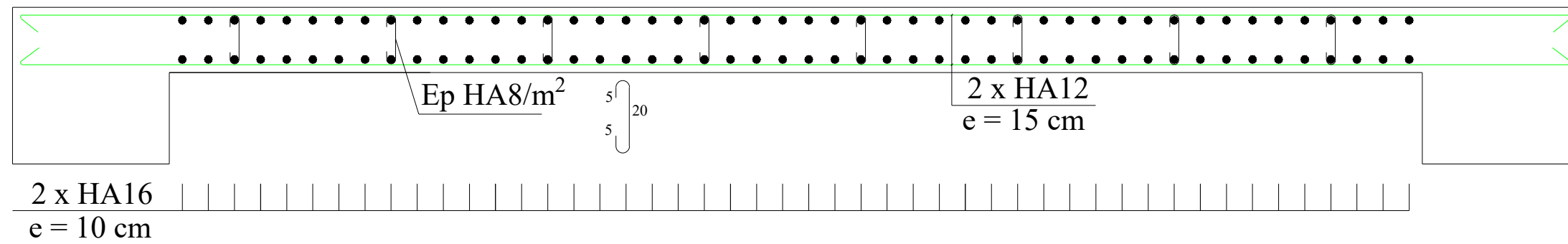
Voile transversal de longueur :  $L = 2.10$  m

|   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristiques géométriques                   | h poutre(m)                                | 0,40                           | 0,40      | 0,40      | 0,40      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 2,10                           | 2,10      | 2,10      | 2,10      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,53                           | 0,53      | 0,53      | 0,53      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,10                           | 2,66      | 2,66      | 2,66      |
|   | Solicitation de calcul                     | T(kN)                          | 398,580   | 397,980   | 382,860   |
| N <sub>ser</sub> (kN)                           |  | 1457,26                        | 1259,71   | 874,04    | 404,06    |
| Vu (kN)   |  | 558,012                        | 557,172   | 536,004   | 399,014   |
| $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 4187,840                       | 5985,100  | 7097,650  | 7371,770  |
| $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )            |  | 8530,090                       | 8954,870  | 9247,440  | 7978,380  |
| $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                 |  | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
| Lt  |  | 0,69                           | 0,84      | 0,91      | 1,01      |
| Lc  |  | 1,41                           | 1,26      | 1,19      | 1,09      |
| d   |  | 0,46                           | 0,56      | 0,61      | 0,67      |
| $\sigma_1$                                      |  | 1395,947                       | 1995,033  | 2365,883  | 2457,257  |
| N <sub>1</sub>                                  |  | 321,77                         | 559,46    | 719,15    | 826,05    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 8,04                           | 13,99     | 17,98     | 20,65     |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 15,35                          | 15,32     | 14,74     | 10,97     |
|   | A'v1/bande                                 | 11,88                          | 17,82     | 21,66     | 23,39     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 2,31                           | 2,80      | 3,04      | 3,36      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 24,12                          | 24,12     | 24,12     | 24,12     |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(6HA16)                      | 2*(6HA16) | 2*(6HA16) | 2*(6HA16) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10        | 10        | 10        |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 7,88                           | 7,88      | 7,88      | 7,88      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 1,181                          | 1,179     | 1,134     | 0,844     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,844                          | 0,842     | 0,810     | 0,603     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 2,597                          | 2,245     | 1,558     | 0,720     |

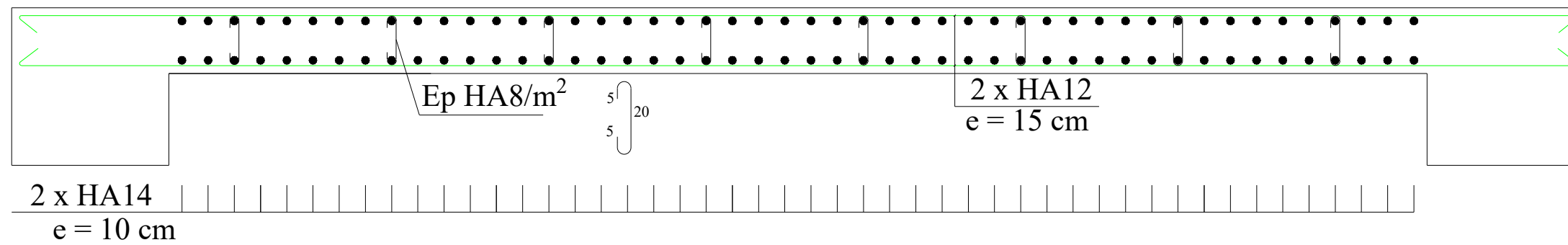
Voile transversal de longueur :  $L = 1.75$  m

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I                              | II        | III       | IV        |
|---|--|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|   | h poutre(m)                                | 0,40                           | 0,40      | 0,40      | 0,40      |
|   | hauteur etage (m)                          | 4,5                            | 3,06      | 3,06      | 3,06      |
|   | L (m)                                      | 1,75                           | 1,75      | 1,75      | 1,75      |
|   | e (m)                                      | 0,25                           | 0,25      | 0,25      | 0,25      |
|   | B (m <sup>2</sup> )                        | 0,44                           | 0,44      | 0,44      | 0,44      |
|   | He   | 4,500                          | 3,060     | 3,060     | 3,060     |
|   | h  | 4,10                           | 2,66      | 2,66      | 2,66      |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                      | 223,920                        | 276,880   | 275,570   | 225,330   |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                      | 1692,16                        | 1540,56   | 1067,86   | 481,80    |
|   | Vu (kN)                                    | 313,488                        | 387,632   | 385,798   | 315,462   |
|   | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 5983,810                       | 5637,080  | 5350,210  | 4945,910  |
|   | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 11844,870                      | 9340,260  | 7274,360  | 6607,570  |
|   | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 400,00                         | 400,00    | 400,00    | 400,00    |
|   | Lt   | 0,59                           | 0,66      | 0,74      | 0,75      |
|   | Lc   | 1,16                           | 1,09      | 1,01      | 1,00      |
|   | d  | 0,39                           | 0,44      | 0,49      | 0,50      |
|   | $\sigma_1$                                 | 1994,603                       | 1879,027  | 1783,403  | 1648,637  |
|   | N <sub>1</sub>                             | 390,51                         | 412,54    | 440,88    | 411,69    |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )  | 9,76                           | 10,31     | 11,02     | 10,29     |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         | 8,62                           | 10,66     | 10,61     | 8,68      |
|   | A'v1/bande                                 | 11,92                          | 12,98     | 13,67     | 12,46     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 1,96                           | 2,20      | 2,47      | 2,50      |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )             | 15,39                          | 15,39     | 15,39     | 15,39     |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | 2*(5HA14)                      | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) | 2*(5HA14) |
|   | Stmax                                      | 30                             | 30        | 30        | 30        |
|   | Espacement (cm)                            | 10                             | 10        | 10        | 10        |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               | 6,56                           | 6,56      | 6,56      | 6,56      |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               | 33,91                          | 22,61     | 22,61     | 22,61     |
|   | choix de la section                        | 30HA12                         | 20HA12    | 20HA12    | 20HA12    |
|   | Espacement st(cm)                          | 15                             | 15        | 15        | 15        |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |           |           |           |
| Vérification des constructions                  | $\bar{\tau} = 5$ MPA                       | 0,796                          | 0,984     | 0,980     | 0,801     |
|   | $\bar{\tau} = 3,33$ MPA                    | 0,569                          | 0,703     | 0,700     | 0,572     |
|   | $\bar{\sigma} = 15$ MPA                    | 3,674                          | 3,345     | 2,318     | 1,046     |

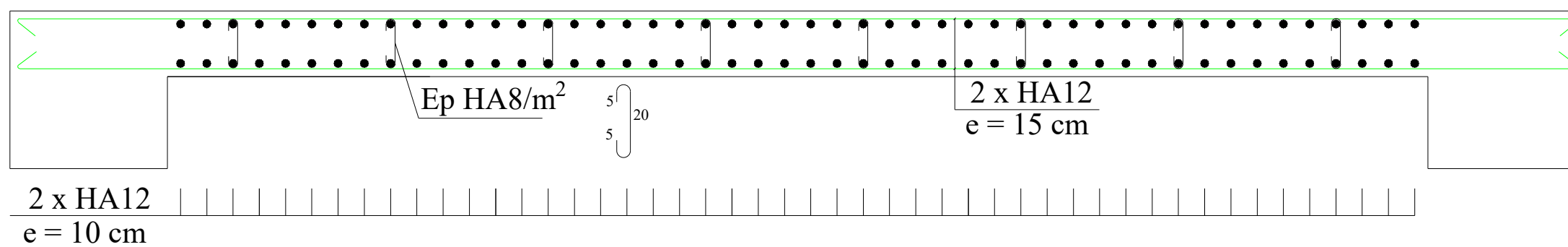
# ZONE I



# ZONE II



# ZONE III & IV



VL1

L = 4.80 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude  
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

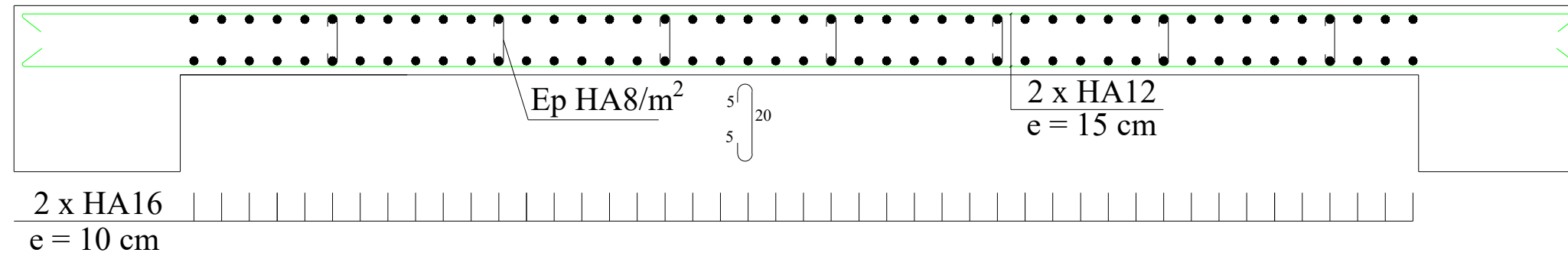
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
LONGITUDINAL 1

Réalisé par: CHERGUI Salah

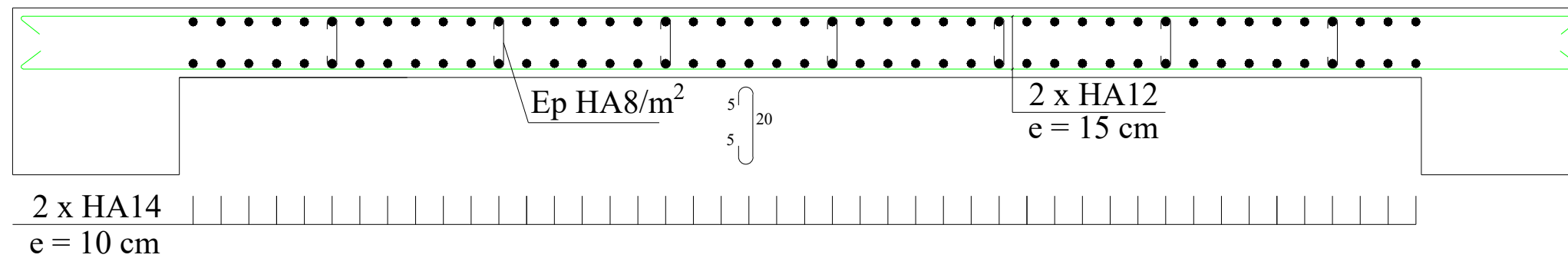
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

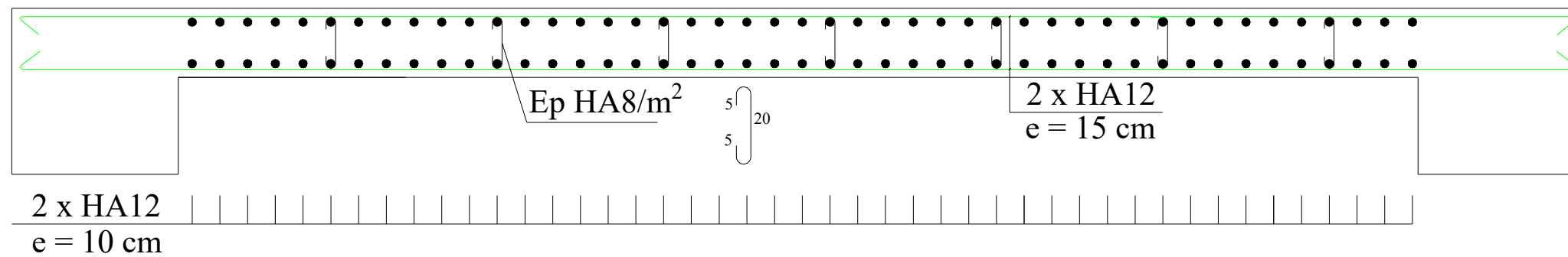
# ZONE I



# ZONE II



# ZONE III & IV



VL2

L = 4.45 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

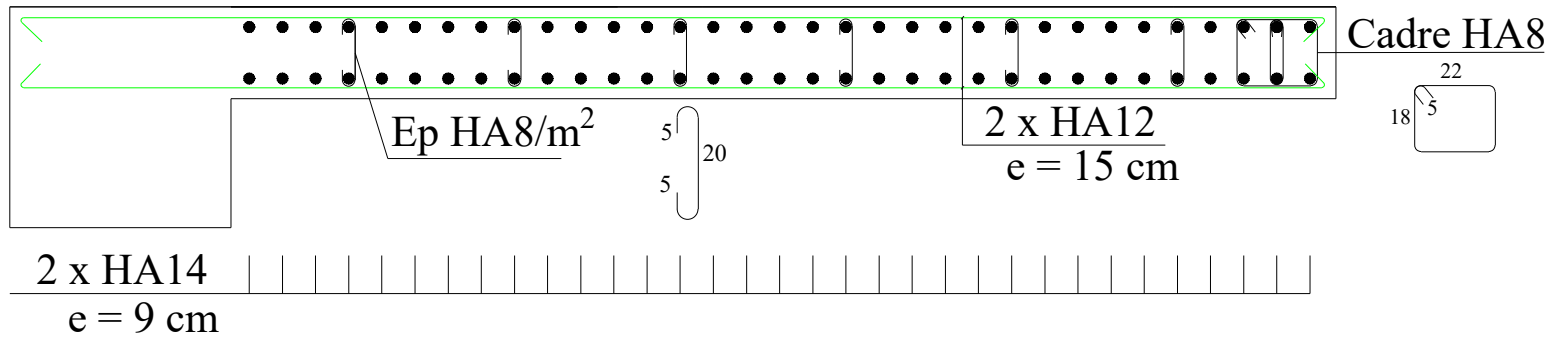
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
LONGITUDINAL 2

Réalisé par: CHERGUI Salah

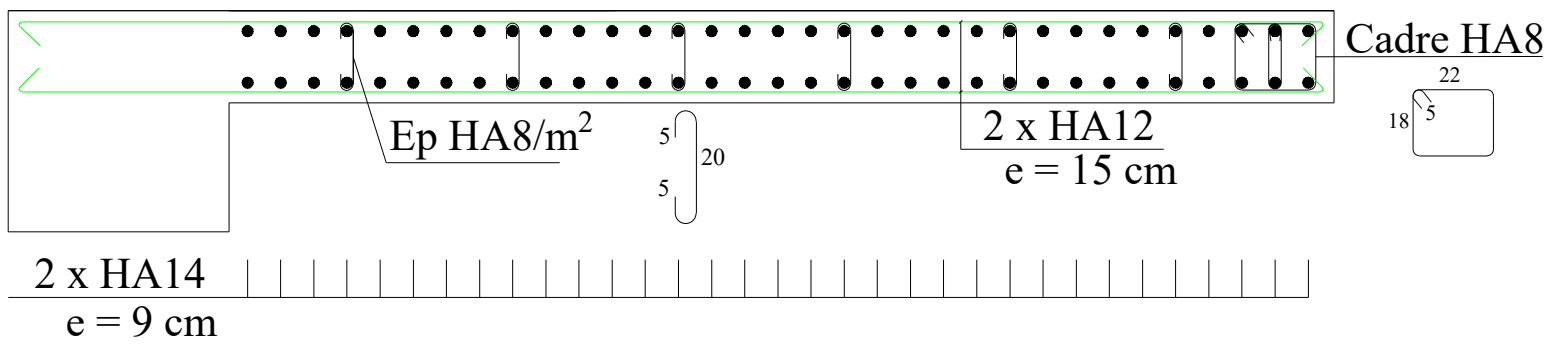
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

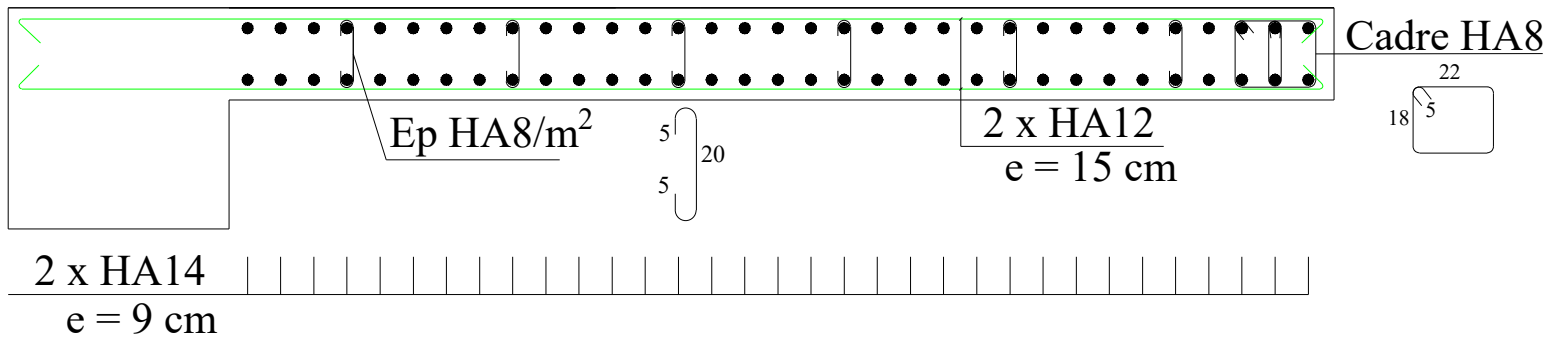
# ZONE I



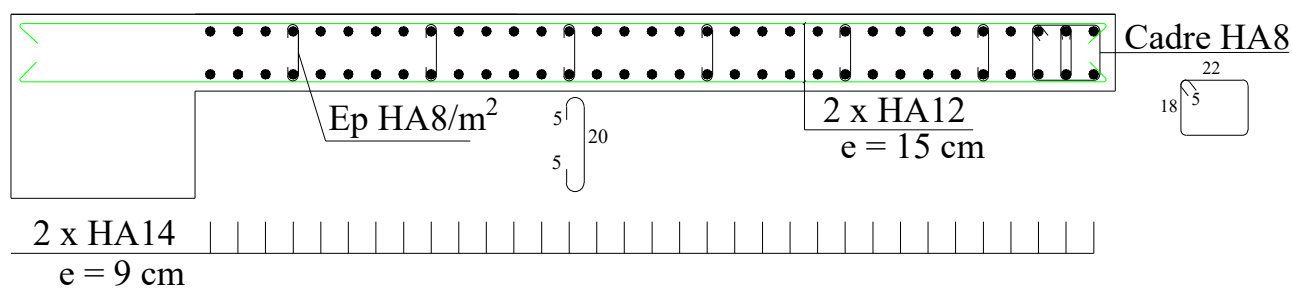
# ZONE II



# ZONE IV



# ZONE IV



VL3

L= 3.00 m

UNIVERSITE MOULOU MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

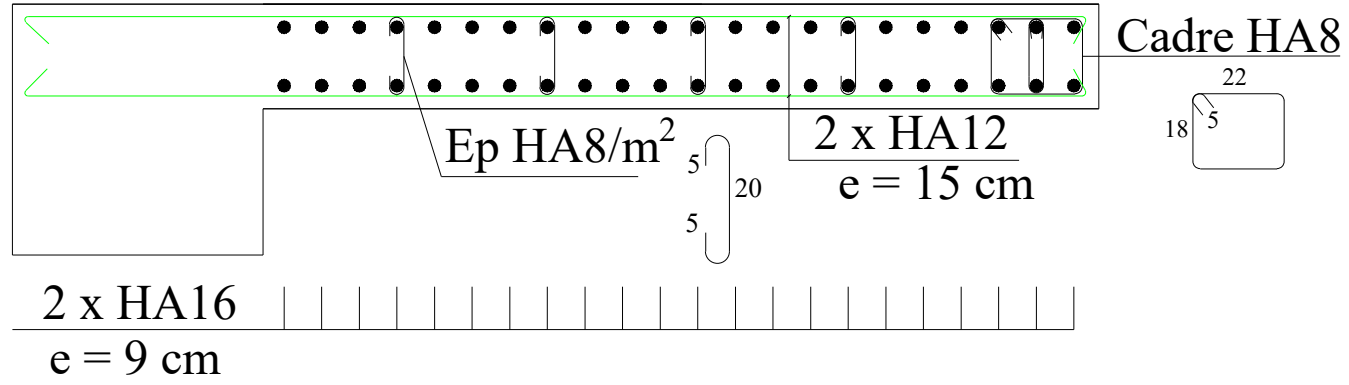
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
LONGITUDINAL 3

Réalisé par: CHERGUI Salah

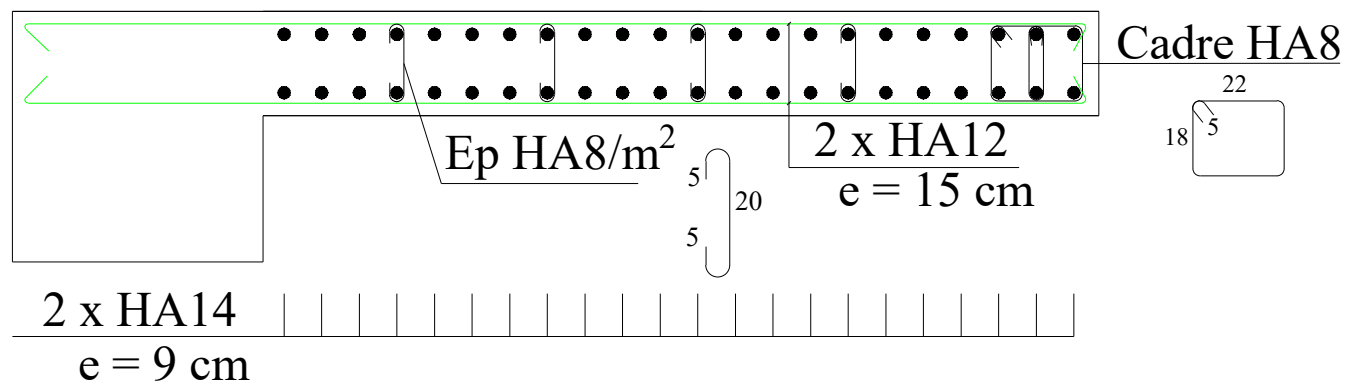
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

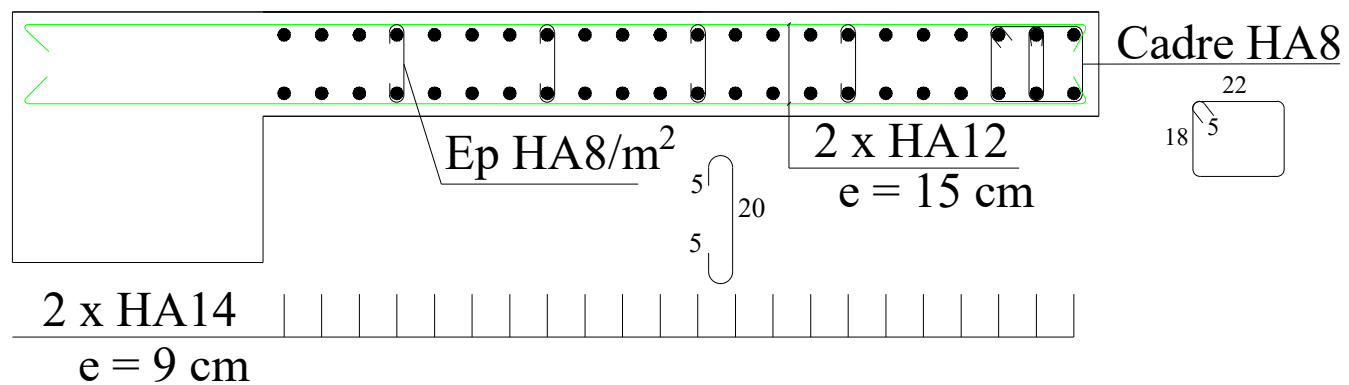
# ZONE I



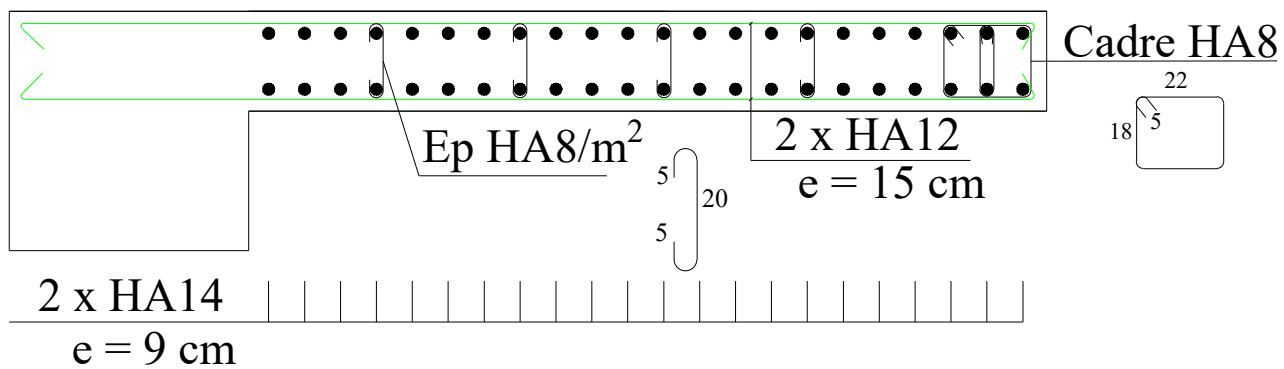
# ZONE II



# ZONE III



# ZONE IV



VL4

L = 2.00 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

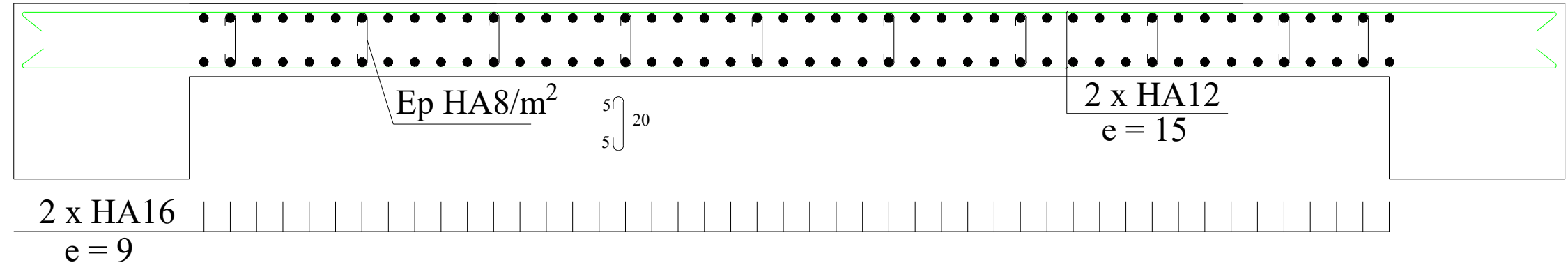
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
LONGITUDINAL 4

Réalisé par: CHERGUI Salah

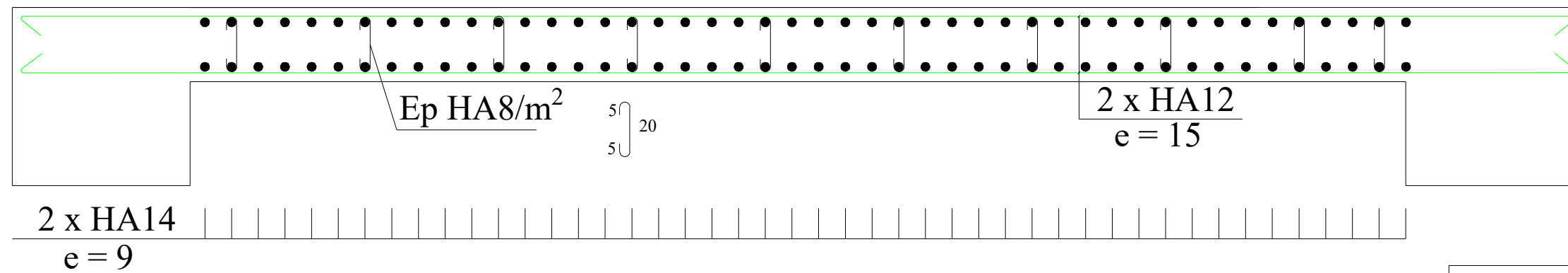
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

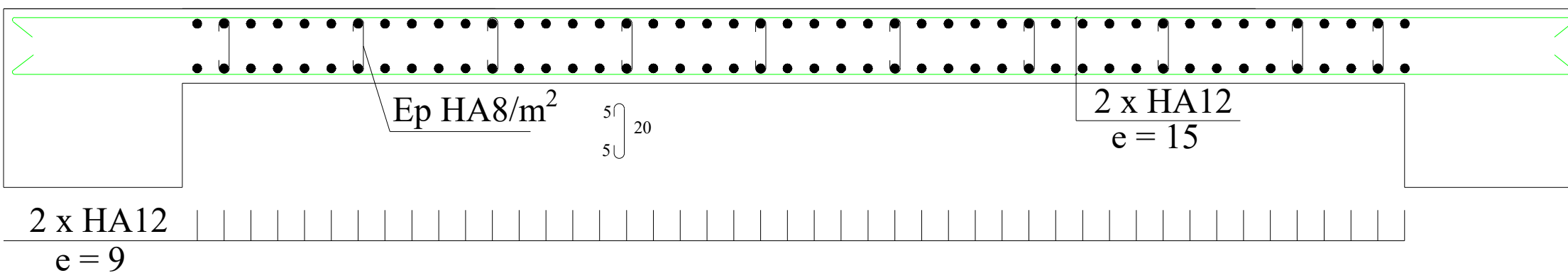
# ZONE I



# ZONE II



# ZONE III & IV



VT1

$L = 4.10 \text{ m}$

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

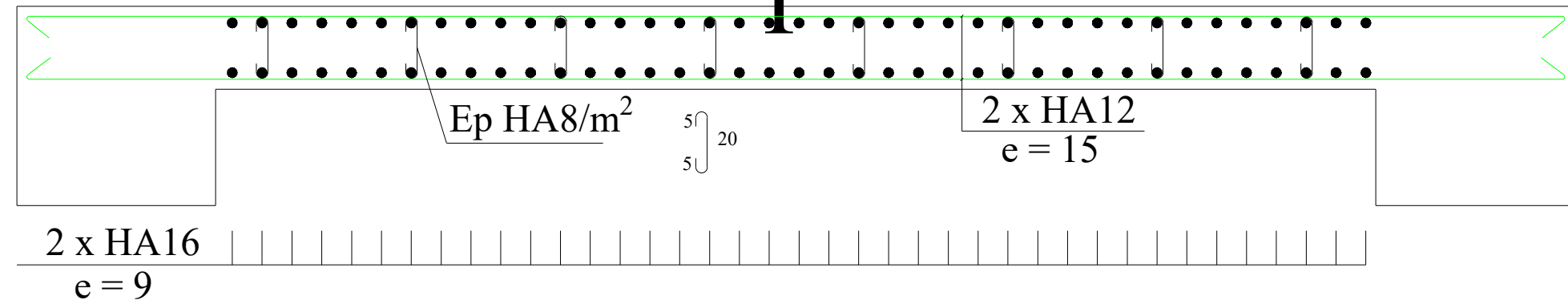
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
TRANSVERSAL 1

Réalisé par: CHERGUI Salah

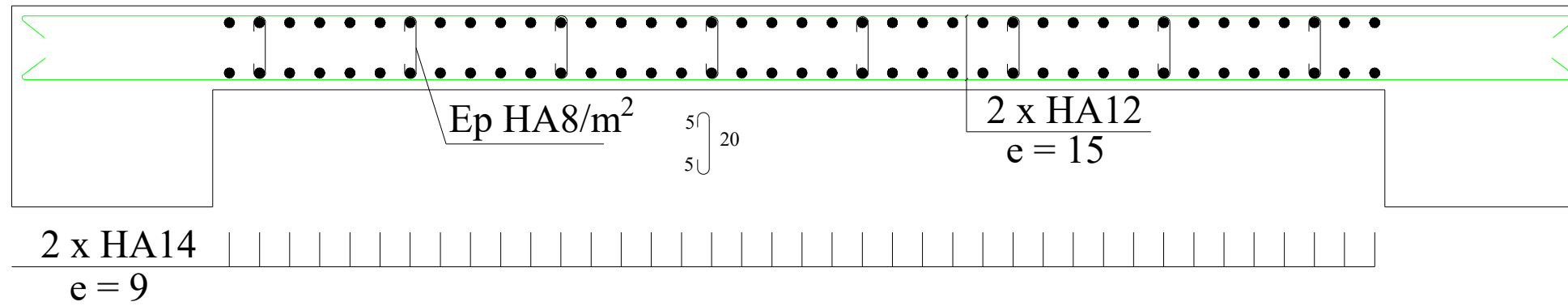
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

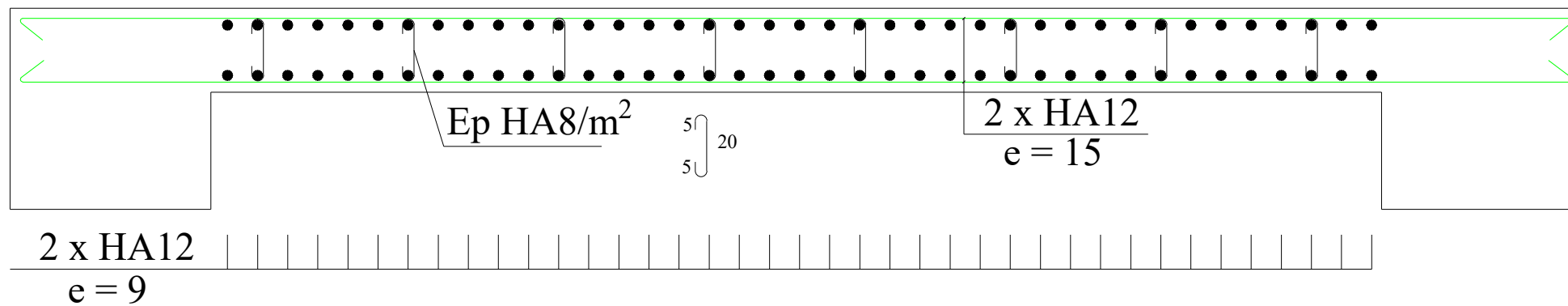
# ZONE I



# ZONE II



# ZONE III & IV



VT2 L = 3.50 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

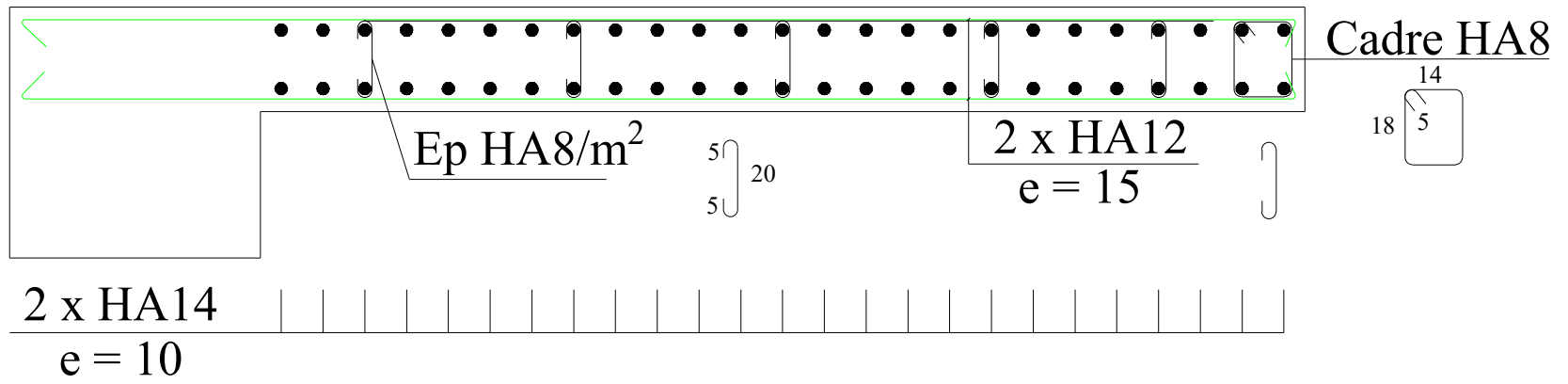
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
TRANSVERSAL 2

Réalisé par: CHERGUI Salah

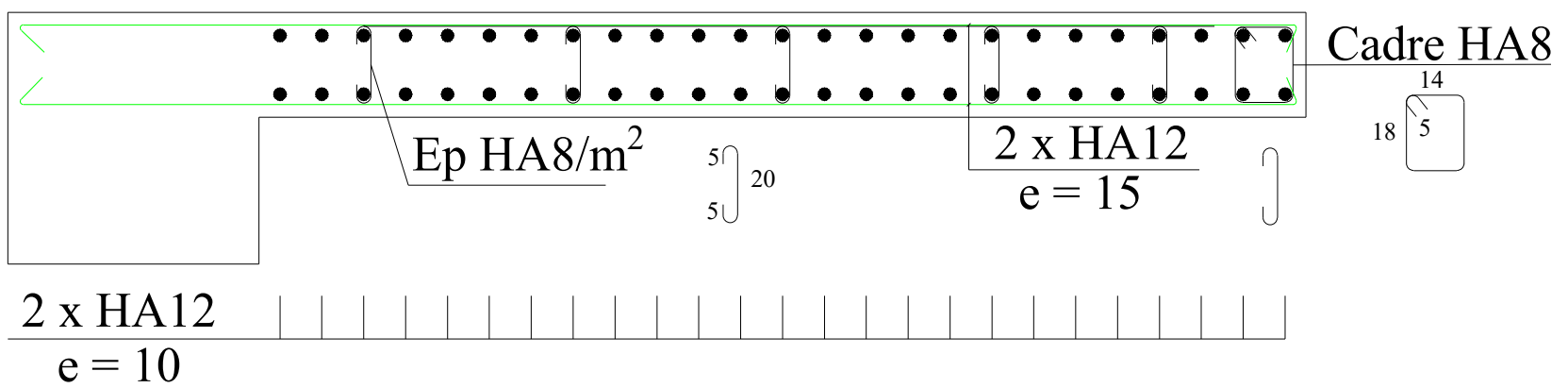
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

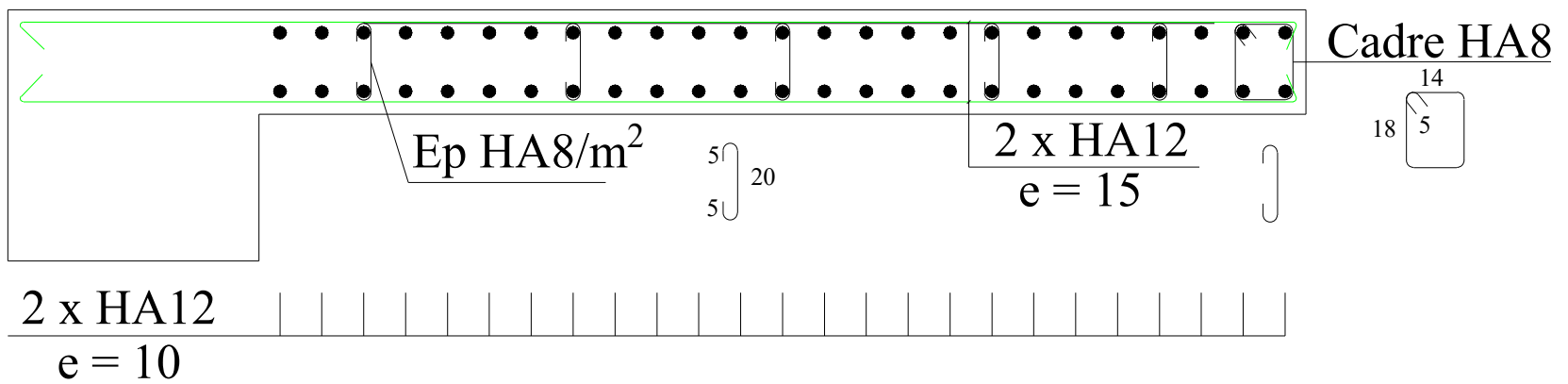
# ZONE I



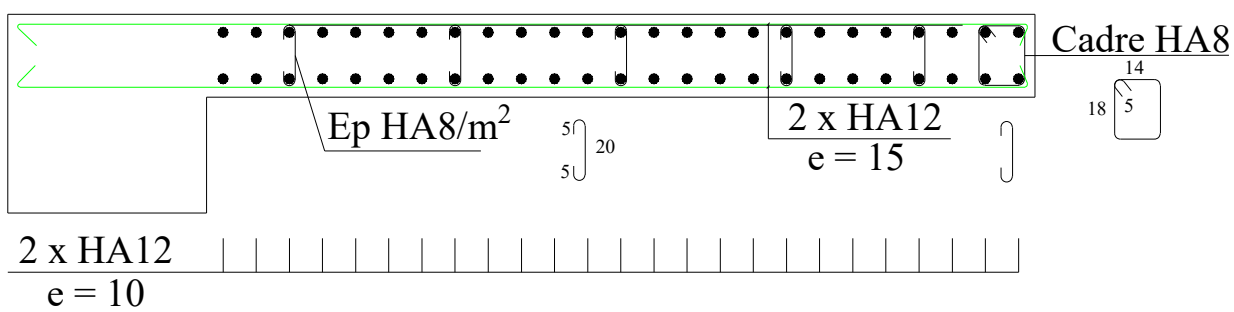
# ZONE II



# ZONE III



# ZONE IV



VT3 L = 2.50 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

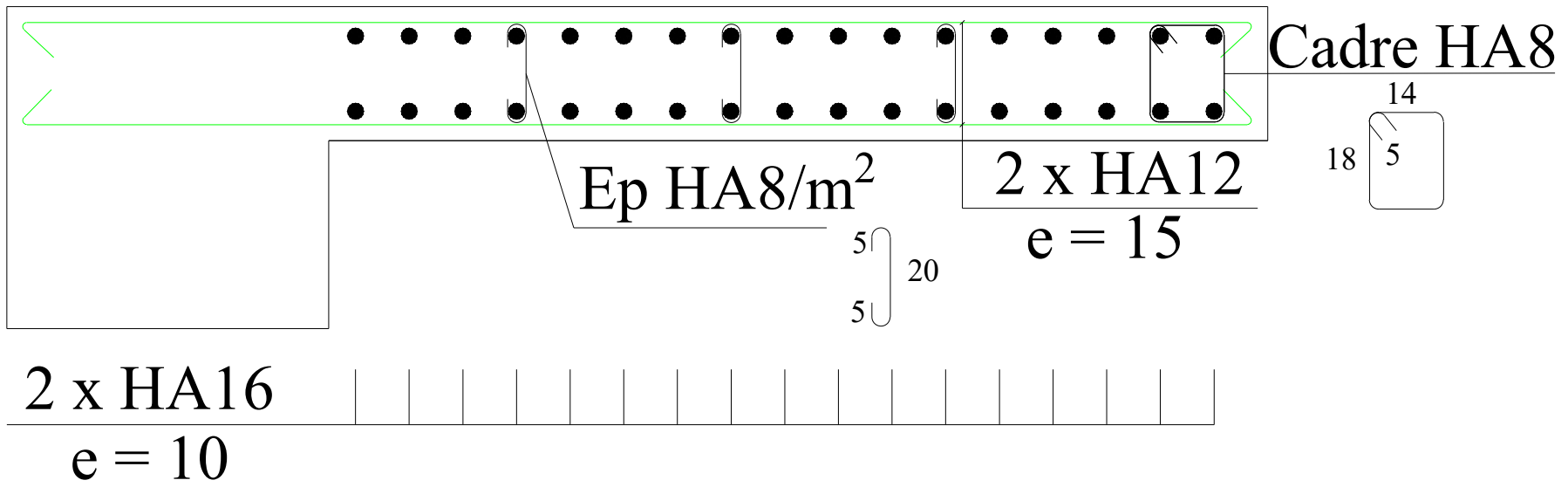
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
TRANSVERSAL 3

Réalisé par: CHERGUI Salah

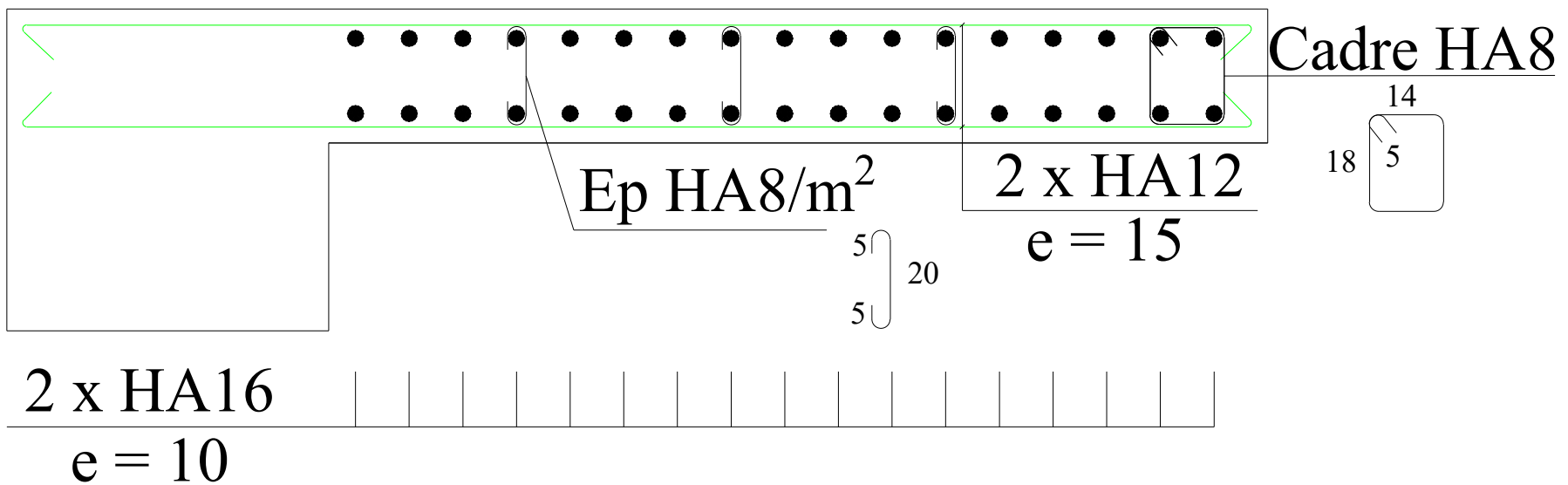
Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

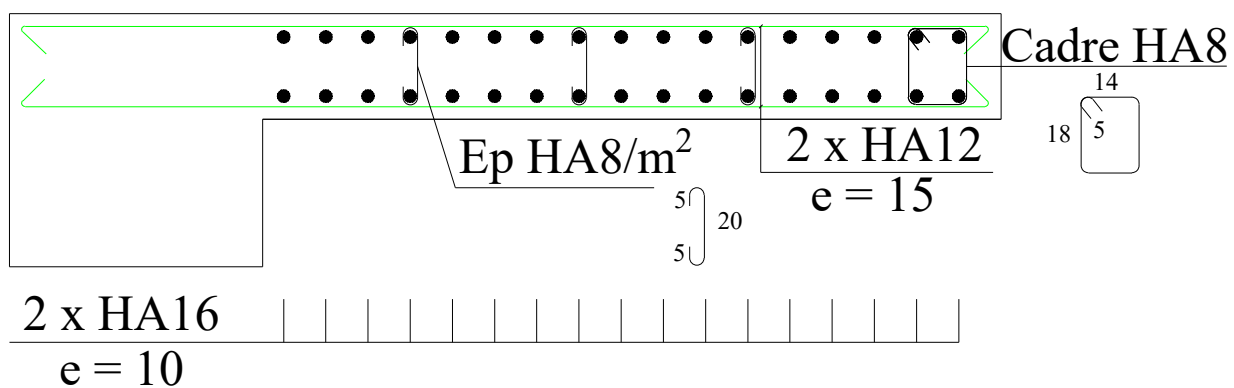
# ZONE I



# ZONE II



# ZONE III & VI



VT4 L = 1.75 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE  
TRANSVERSAL 4

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

# Chapitre VII

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



**Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

**VII.1. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Profondeur du bon sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).

- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure : L'économie.

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.

- **Confirmation du choix**

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celle-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \leq S$$

$N_s$  : la somme des efforts apportés par les poteaux et voiles à la base à l'ELS.

$S_s$  : surface des semelles.

$$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \leq S_s \longrightarrow S_s = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{95568.58}{200} = 477.84$$

$S_b$  : la surface totale du bâtiment  $S_b = 206.73$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{477.84}{654.55} = 73\% > 50\%$$

Donc il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un **Radier générale**.

## VII.2. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\text{min}} \geq 25$  cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée.

$$\frac{570}{8} \leq h \leq \frac{570}{5} \rightarrow 71,25 \leq h \leq 114 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 100$  cm**

**Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86$  MPa.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,70\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,24 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour  **$h = 130$  cm**

**1. La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d > \frac{570}{20} = 28,5 \text{ cm} \text{ Soit } h_d = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

**2. Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm} \text{ Soit } h_n = \mathbf{130 \text{ cm}}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 52 \leq b_n \leq 91 \text{ Soit } b_n = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

**3. Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{570}{50} \leq h_t \leq \frac{570}{40} \rightarrow 11,5 \text{ cm} \leq h_{jt} \leq 14,25 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 13 \text{ cm}$$

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 130 \text{ cm}$ .....Hauteur de la nervure.

$b_n = 70 \text{ cm}$ .....Largeur de la nervure.

$h_d = 50 \text{ cm}$ .....Hauteur de la dalle.

### VII.2.2. Détermination des sollicitations :

La charge permanente :  $G = 177521,17 \text{ KN}$ .

La surcharge d'exploitation :  $Q = 26480,38 \text{ KN}$ .

### Combinaison d'actions :

**ELU** :  $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 279374,15 \text{ KN}$ .

**ELS** :  $N_s = G + Q = 204001,55 \text{ KN}$ .

### VII.2.3. Détermination de la surface du radier :

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{279374,15}{1,33 \times 200} = 1050,28 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{204001,55}{200} = 1020,01 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier :

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 1050,28 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où} : S_{\text{batiment}} = 654,55 \text{ m}^2 < S_{\text{radier}} = 1050,28$$

### VII.2.4. Détermination des efforts à la base du radier :

#### 1. Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

#### Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 1050,28 \times 0,5 \times 25 = 13128,5 \text{ KN}$$

**Poids de la nervure :**

$$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b (L_x \times n + L_y \times m) = 0,70 \times (1,30 - 0,5) \times (28,97 \times 7 + 29,90 \times 11) \times 25$$

$$P_{\text{nervure}} = 7443,66 \text{ KN}$$

**Poids de T.V.O :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}}) (h_n - h_d) \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = 1050,28 \times (1,3 - 0,5) \times 17 = 14283,81 \text{ KN}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{df}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 1050,28 \times 0,13 \times 25 = 3413,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 13128,5 + 7443,66 + 14283,81 + 3413,41$$

Donc : Le poids totale du radier  $G_{\text{rad}} = 38269,38 \text{ KN}$

**2. Poids total de l'ouvrage :**

Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 87673,86 \text{ KN}$ .

Poids totale du radier :  $G_{\text{rad}} = 38269,38 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 125953,24 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation totale Q tot :

$$Q_{\text{bat}} = 26480,38 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 26480,38 + (3,5 \times 1050,28) = 30156,36 \text{ KN}$$

**3. Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 125953,24 + 1,5 \times 30156,36 = 215271,41 \text{ KN}.$$

- A l'état ultime de service :

$$N_s = G + Q = 125953,24 + 30156,36 = 156109,6 \text{ KN}.$$

**VII.2.5. Vérification :****1) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{215257,91 \times 1}{1050,28} \times \frac{5,7}{2} = 584,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{584,12 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,3 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

## 2) Vérification de la stabilité du radier :

### a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14,91 \text{ m}; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 18,18 \text{ m.}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

### b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{28,97 \times 29,29^3}{12} = 60663,21 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{29,29 \times 28,97^3}{12} = 59344,93 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{x_i}, I_{y_i}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Effort normal :**

$$N_u = 215271,41 \text{ KN}, \quad N_s = 156109,6 \text{ KN}$$

Calcul des moments :  $M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

$$M_x = 154154,38 + (6900,42 \times 1,30) = 163124,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 144210,88 + (2163,44 \times 1,30) = 147023,35 \text{ KN.m}$$

**Sens longitudinal:**

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{215271,41}{1050,28} + \frac{163124,93}{60663,21} \times 14,06 = 243,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{215271,41}{1050,28} - \frac{163124,93}{60663,21} \times 14,06 = 167,16 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 243,96 + 167,16}{4} = 224,76 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{CV}$$

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{156109,6}{1050,28} + \frac{163124,93}{60663,21} \times 14,06 = 186,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{156109,6}{1050,28} - \frac{163124,93}{60663,21} \times 14,06 = 110,83 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186,44 + 110,83}{4} = 167,54 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{CV}$$

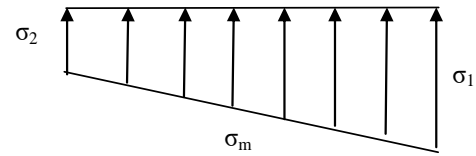


Figure VII.1. Diagramme des contraintes.

**Sens transversal :**▪ **A P'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{215271,41}{1050,28} + \frac{147023,35}{59344,93} \times 11,72 = 234 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{215271,41}{1050,28} - \frac{147023,35}{59344,93} \times 11,72 = 175,93 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234 + 175,93}{4} = 219,48 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

▪ **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{156109,6}{1050,28} + \frac{147023,35}{59344,93} \times 11,72 = 177,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{156109,6}{1050,28} - \frac{147023,35}{59344,93} \times 11,72 = 119,60 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 177,67 + 119,60}{4} = 163,15 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

**- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

|     | ELU              |                  |                  |                            | ELS              |                  |                  |                       | Obs |
|-----|------------------|------------------|------------------|----------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-----|
|     | $\sigma_1$ (MPa) | $\sigma_2$ (MPa) | $\sigma_m$ (MPa) | $1,33 \sigma_{\text{sol}}$ | $\sigma_1$ (MPa) | $\sigma_2$ (MPa) | $\sigma_m$ (MPa) | $\sigma_{\text{sol}}$ |     |
| X-X | 243,01           | 167,16           | 224,76           | 266                        | 186,44           | 110,83           | 167,54           | 200                   | CV  |
| Y-Y | 234              | 175,93           | 219,48           | 266                        | 177,67           | 119,60           | 163,15           | 200                   | CV  |

**Tableau VII.1. Résultats des contraintes****3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{\text{rad}}$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier,  $P = 91408,6 \text{ KN}$ .

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1,5$ .

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,30 \text{ m}$ ).

S : surface du radier, ( $S = 1050,28 \text{ m}^2$ ).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,30 \times 1050,28 = 20480,46 \text{ KN}$ .

Donc :  $P = 91408,6 \text{ KN} > 20480,46 \text{ KN}$  **—————> Condition vérifiée.**

✓ Pas de risque de soulèvement.

### VII.2.6. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastées sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

#### 1) Panneaux encastés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1<sup>er</sup> Cas : Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2<sup>eme</sup> Cas : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_y}{L_x}; \quad L_y < L_x$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

## 2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5,32}{5,70} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

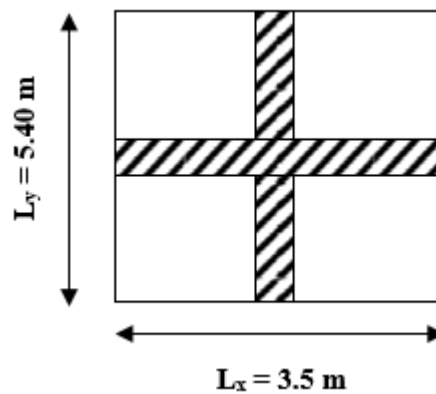


Figure VII.2. Le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 224,76 - \frac{38269,38}{1050,28} = 188,32 \text{ KN/m}^2.$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 167,54 - \frac{38269,38}{1050,28} = 131,10 \text{ KN/m}^2.$$

### A. Calcul à l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\rho = 0,93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

### Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

On obtient  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0428 \times 188,32 \times 5,70^2 = 261,87 \text{ KN.m}$ .

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,841 \times 261,87 = 220,23 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients suivants :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$ .
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

- Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$ .
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$ .
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

• **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 261,87 = 196,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 220,23 = 165,17 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = 0,5 M_x = 0,5 \times 261,87 = 130,94 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0,5 M_y = 0,5 \times 220,23 = 110,12 \text{ KN.m.}$$

**B. Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml :

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 47 \text{ cm}$ .

**Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :**

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{196,40 \cdot 10^3}{100 \cdot 47^2 \cdot 14,2} = 0,062 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{196,40 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 47 \cdot 348} = 12,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $9\text{HA}16 = 18,10 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 11 cm.

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{130,94 \cdot 10^3}{100 \cdot 47^2 \cdot 14,1} = 0,042 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{130,94 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 47,348} = 8,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 9HA16 = 18,10 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 11 cm.

**Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y :**

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{165,17 \cdot 10^3}{100 \cdot 47^2 \cdot 14,2} = 0,052 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta_u = 0,973$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{165,17 \cdot 10^3}{0,973 \cdot 47,348} = 10,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA16 = 14,07 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 14 cm.

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{110,12 \cdot 10^3}{100 \cdot 47^2 \cdot 14,2} = 0,025 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta_u = 0,9875$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{110,12 \cdot 10^3}{0,9875 \cdot 47,348} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA16 = 14,07cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 14 cm.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

| Sens | Zone   | M <sub>u</sub><br>(KN.m) | μ     | β     | Section | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (cm) |
|------|--------|--------------------------|-------|-------|---------|-------------------------|---|---------------------|
| x-x  | Travée | 196,40                   | 0,062 | 0,968 | SSA     | 18,10                   | <b>9HA16 = 18,14</b>                    | 11                  |
|      | Appuis | 130,94                   | 0,042 | 0,984 | SSA     | 8,18                    | <b>9HA16 = 18,14</b>                    | 11                  |
| y-y  | Travée | 165,17                   | 0,052 | 0,973 | SSA     | 10,38                   | <b>7HA16 = 14,07</b>                    | 14                  |
|      | Appuis | 110,12                   | 0,025 | 0,987 | SSA     | 7,92                    | <b>7HA16 = 14,07</b>                    | 14                  |

**Tableau VII.2. Résultats des ferrailages.**

**C. Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 50 \cdot \frac{3 - 0,93}{2} = 4,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Aux appuis: } \begin{cases} A_{\text{ua}}^x = 10,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,14 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{ua}}^y = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} A_{\text{ut}}^x = 13,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{ut}}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 11 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**D. Calcul à l'ELS : ( $\nu = 0,2$ )**

$$\rho = 0,93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

$$q_s = 131,10 \text{ KN/m}^2.$$

**Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\text{On obtient } M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0500 \times 131,10 \times 5,70^2 = 212,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,891 \times 212,97 = 189,76 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 212,97 = 159,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 189,76 = 142,32 \text{ KN.m.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 212,97 = -106,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 189,76 = -94,88 \text{ KN.m.}$$

**E. Vérification à l'ELS :****Vérification des contraintes dans le béton:****- Sens longitudinal :**

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

**-En travées :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18,14}{100 \times 47} = 0,365 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,44 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{38,44} = 0,026 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{159,73 \cdot 10^3}{0,906 \cdot 47 \cdot 18,14} = 206,79 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,023 \times 206,79 = 4,76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 47} = 0,299 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{51,80} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{106,49 \times 10^3}{0,914 \times 47 \times 14,07} = 176,19 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,023 \times 176,19 = 4,057 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- Sens transversal :****-En travées :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 47} = 0,299 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{51,80} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{142,32 \times 10^3}{0,914 \times 47 \times 14,07} = 235,47 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,023 \times 235,47 = 5,42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Aux appuis :**

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{94,88 \times 10^3}{0,924 \times 47 \times 14,07} = 155,28 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,023 \times 155,28 = 3,57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

**VII.3. Etude de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

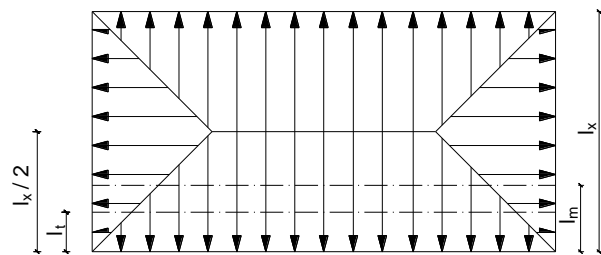
**1. Chargement revenant à la nervure :**

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

**Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant :  $I_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $I_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

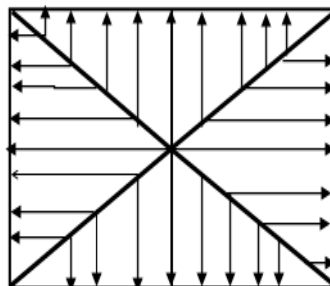


**Figure VIII.3. Répartition trapézoïdale.**

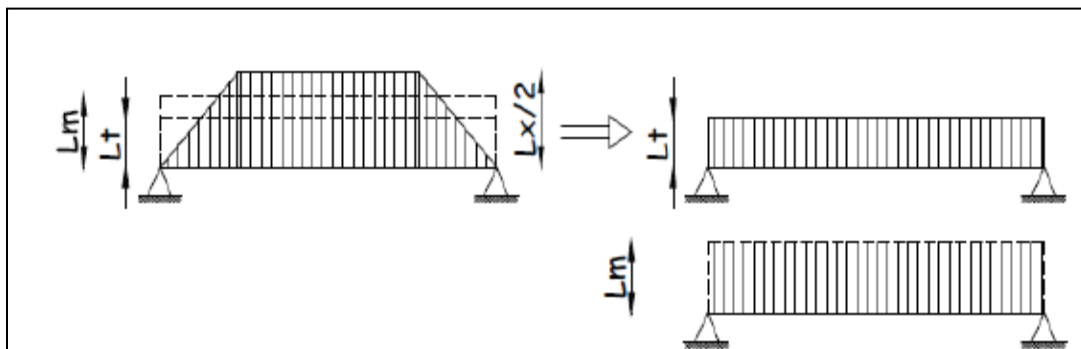
**Cas de chargement triangulaire:**

Moment fléchissant:  $I_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant:  $I_t = 0.25x l_x$



**Figure VIII.4. Répartition triangulaire.**



**Figure VIII.5. Présentation du chargement simplifié**

**2. Charges à considérer :****Moment fléchissant :**

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

**Efforts tranchant :**

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

**3. Calcul des charges des nervures suivant les deux sens :**

Les résultats se résument dans les tableaux ci-dessous :

#### 4. Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

- **Sens longitudinal :**

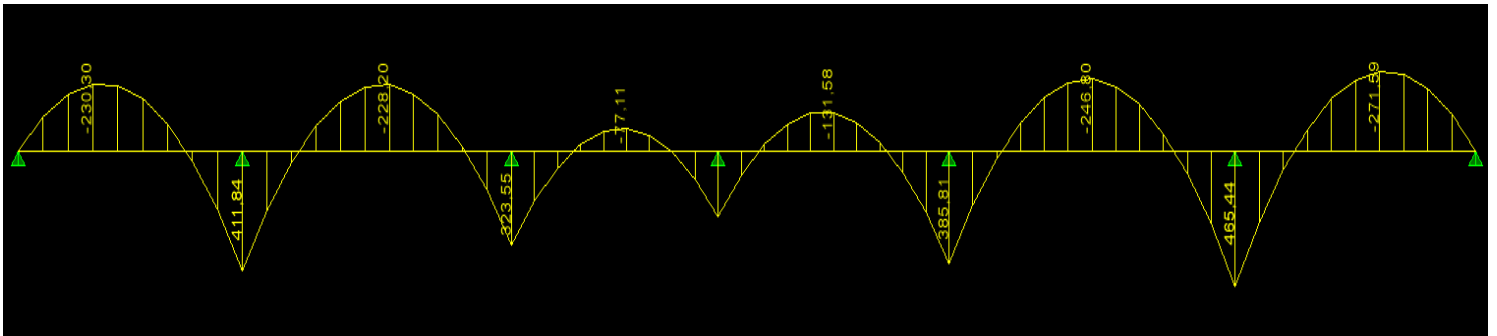


Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

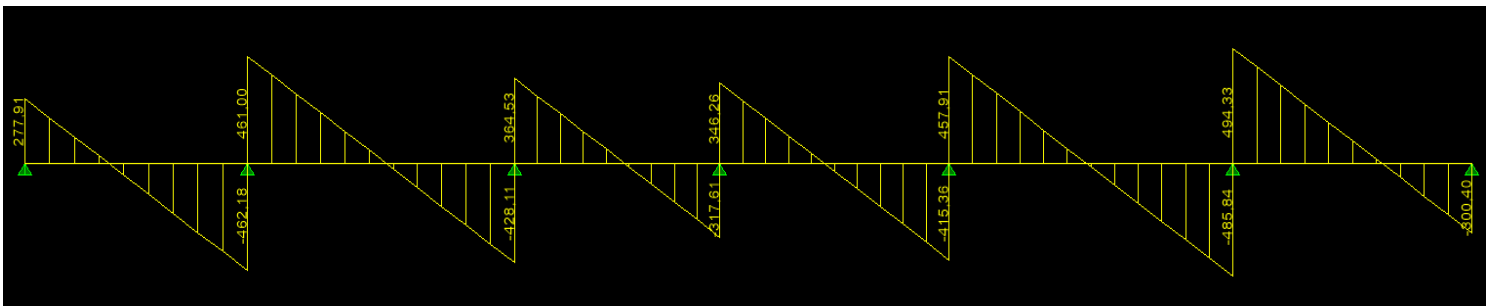


Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

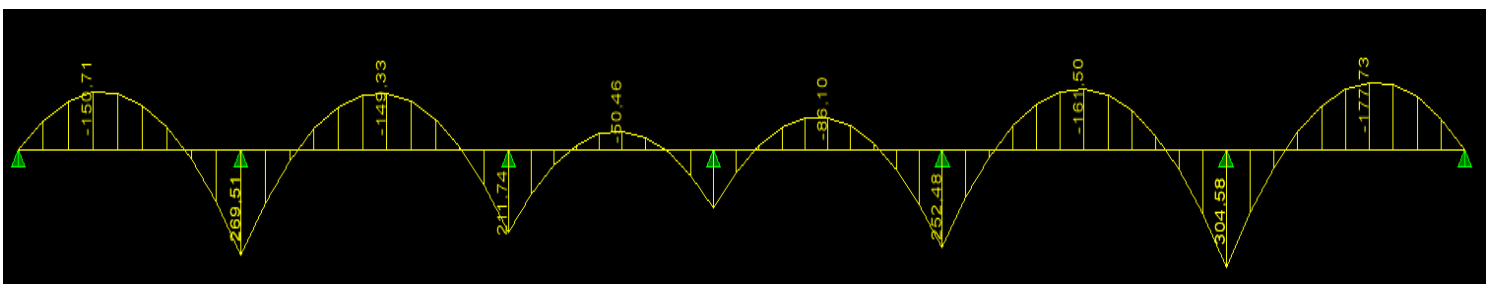


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

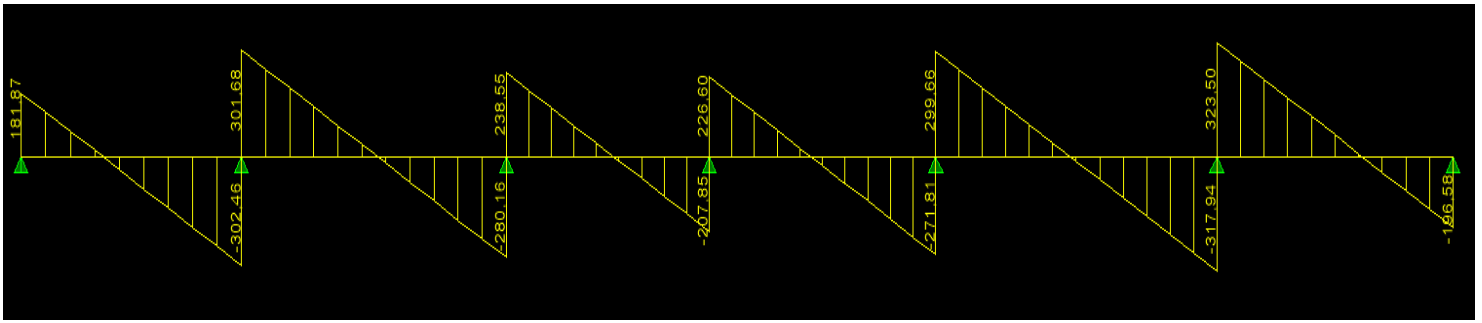


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :

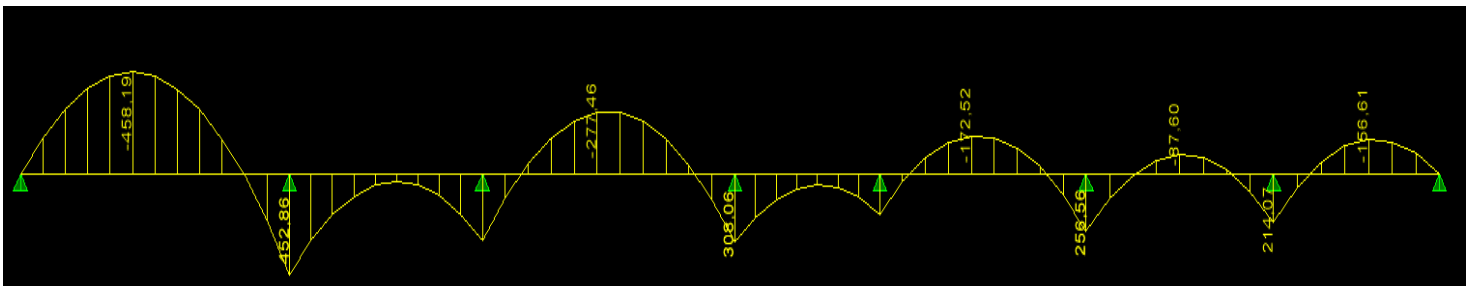


Figure VII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

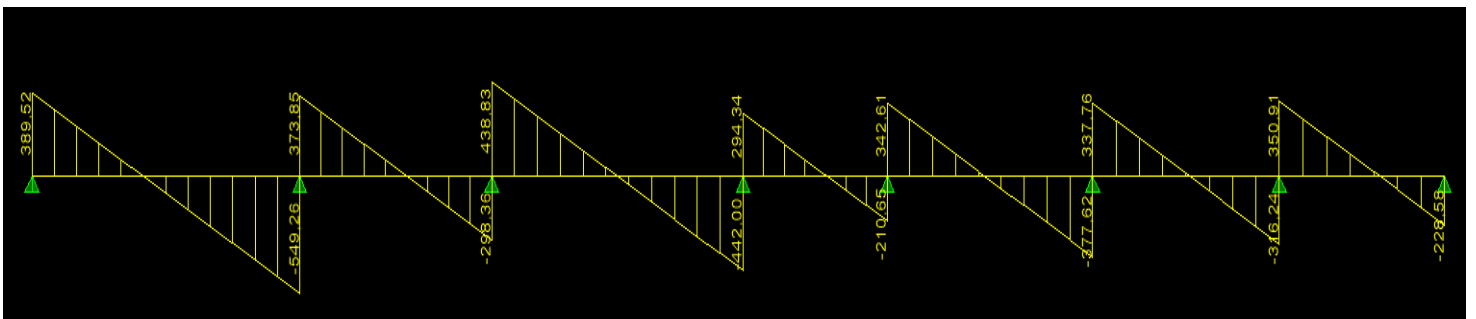


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

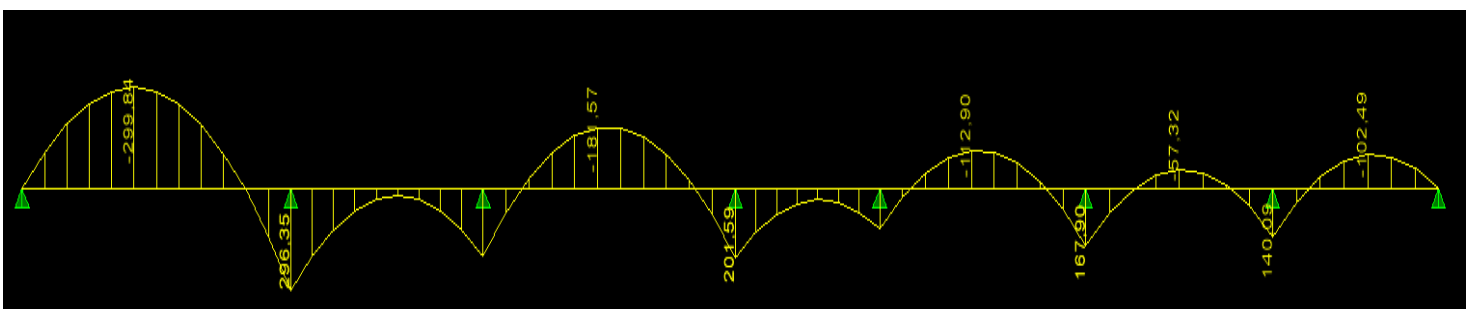


Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

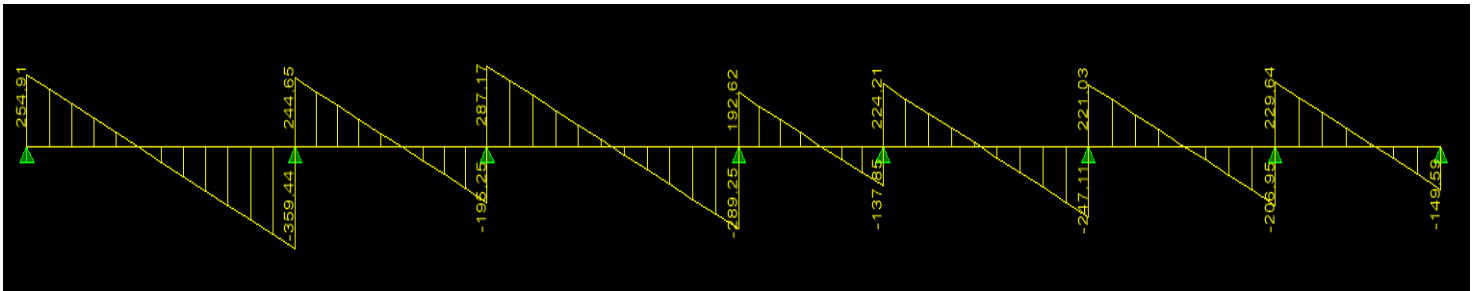


Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

|                   | Sens longitudinal |        | Sens transversal |        |
|-------------------|-------------------|--------|------------------|--------|
|                   | ELU               | ELS    | ELU              | ELS    |
| $M_{amax}$ (KN.m) | 465,44            | 304,68 | 452,86           | 296,35 |
| $M_{tmax}$ (KN.m) | 271,59            | 177,73 | 458,19           | 299,84 |
| $T_{max}$ (KN)    | 494,33            | 323,50 | 549,26           | 359,44 |

Tableau VII.3. Les efforts internes dans les nervures.

5. Ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

$h_n = 130$  cm ,  $b_n = 70$  cm ,  $d = 125$  cm

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

|     |        | M(KN.cm) | $\mu$ | Obs   | $\beta$ | $A_s$ | Choix         | $A_{ad}$ |
|-----|--------|----------|-------|-------|---------|-------|---------------|----------|
| X-X | Appuis | 465,44   | 0.030 | S.S.A | 0.985   | 10,86 | 6HA20 + 6HA16 | 30.91    |
|     | Travée | 271,59   | 0.018 | S.S.A | 0.991   | 6,30  | 6HA20 + 6HA16 | 30.91    |
| Y-Y | Appuis | 452,86   | 0.030 | S.S.A | 0.985   | 10,57 | 6HA20 + 6HA16 | 30.91    |
|     | Travée | 458,19   | 0.030 | S.S.A | 0.985   | 10,69 | 6HA20 + 6HA16 | 30.91    |

Tableau VII.4. Le ferrailage adopté pour la nervure

**b. Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

**Espacement des armatures :****▪ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{130}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = \min \{32; 5; 19,2\} = 10 \text{ cm}$$

**▪ En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{130}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**c. Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**d. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 130 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 4\text{HA}14 = 4,52 \text{ cm}^2$$

**e. Vérification à l'ELU :****✓ Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 70 \times 125 \times \frac{2,1}{400} = 10,56 \text{ cm}^2$$

**Sens longitudinal :**▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 30.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 30.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal :**▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 30.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 30.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens longitudinal : } T_u^{\max} = 494,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{494,33 \times 10^3}{700 \times 1250} = 0,565 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**f. Vérification à l'ELS :****Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

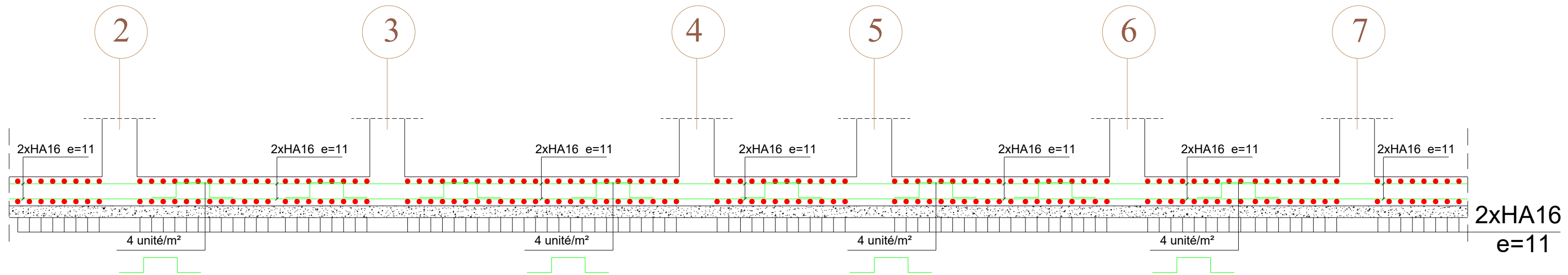
**Dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$** 

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

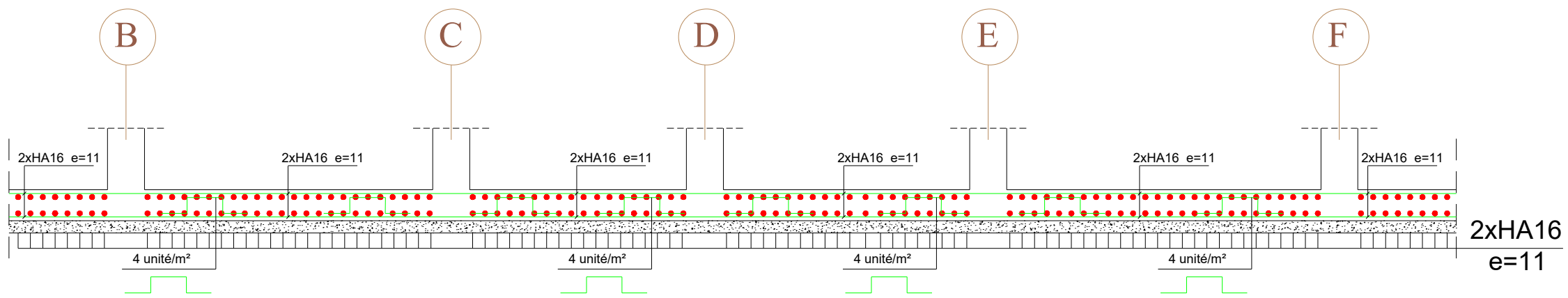
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

| Sens | Zone   | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ms     | $\rho_1$ | $\beta$ | K <sub>1</sub> | $\sigma_{st}$ | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\sigma_b$ | $\bar{\sigma}_b$ | Obs |
|------|--------|--------------------------|--------|----------|---------|----------------|---------------|---------------------|------------|------------------|-----|
| x-x  | Appuis | 12,56                    | 304,68 | 0,144    | 0,937   | 65,13          | 207,11        | 348                 | 3,18       | 15               | Cv  |
|      | Travée | 12,56                    | 177,73 | 0,144    | 0,937   | 65,13          | 120,82        | 348                 | 1,86       | 15               | Cv  |
| y-y  | Appuis | 12,56                    | 296,35 | 0,144    | 0,937   | 65,13          | 201.45        | 348                 | 3,09       | 15               | Cv  |
|      | Travée | 12,56                    | 299,84 | 0,144    | 0,937   | 65,13          | 203.82        | 348                 | 3,13       | 15               | Cv  |

**Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS.**



FERRAILLAGE DU RADIER (sens Y-Y)



FERRAILLAGE DU RADIER (sens X-X)

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

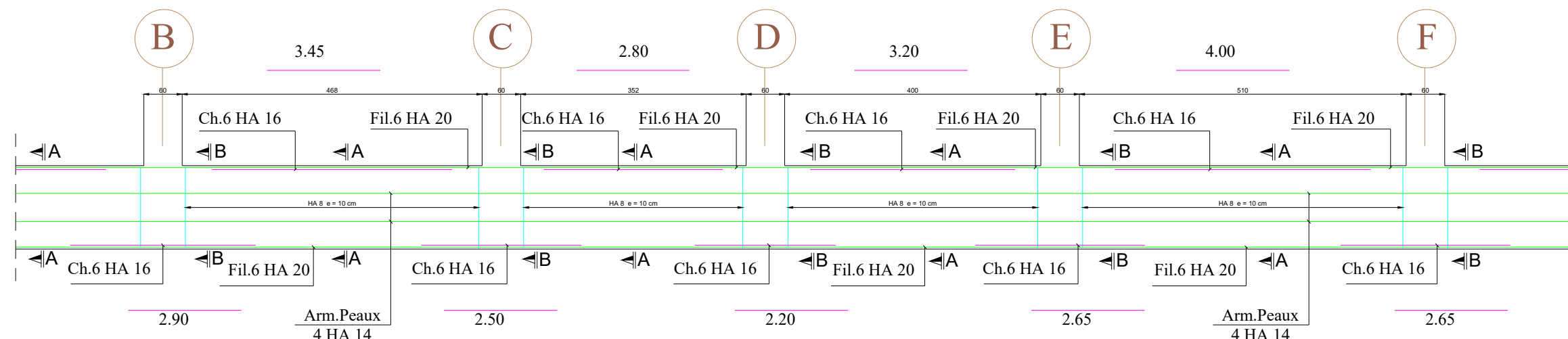
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DU  
 RADIER

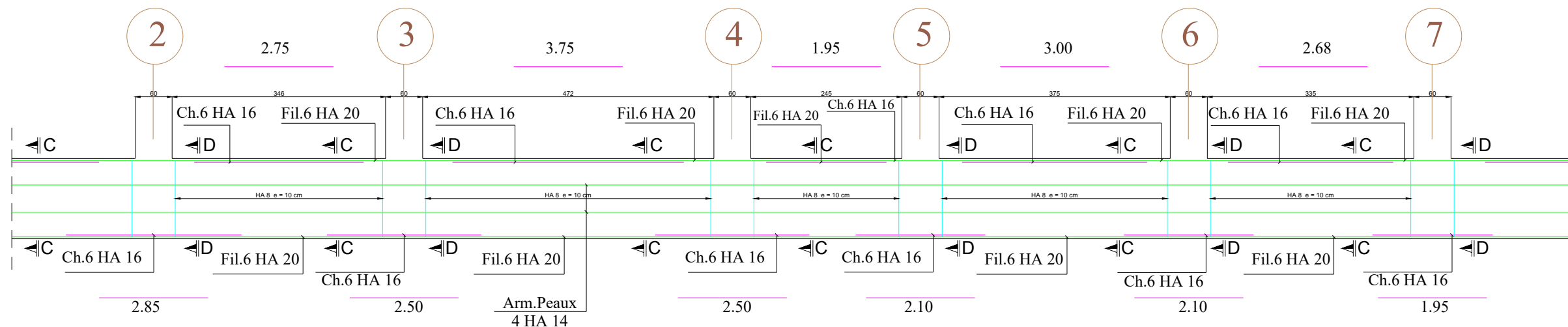
Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

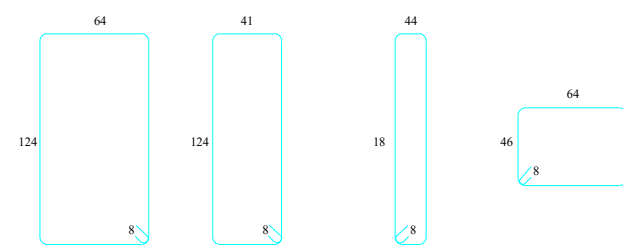
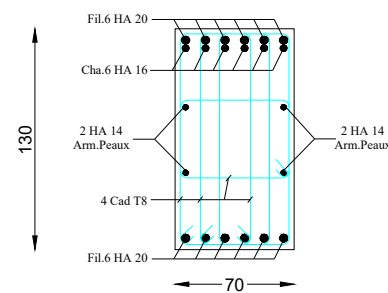


FERRAILLAGE DES NERVURES ( sens X-X)

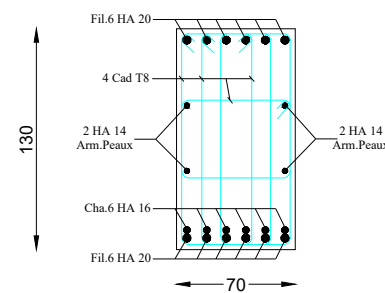


FERRAILLAGE DES NERVURES ( sens Y-Y)

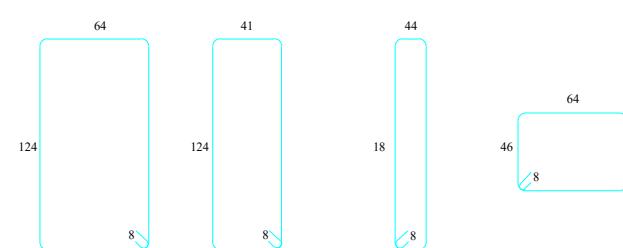
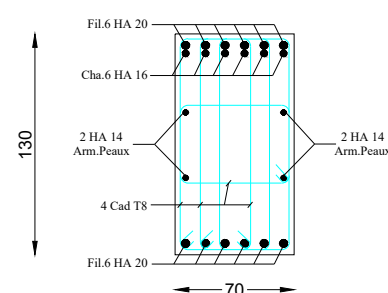
Coupe A-A



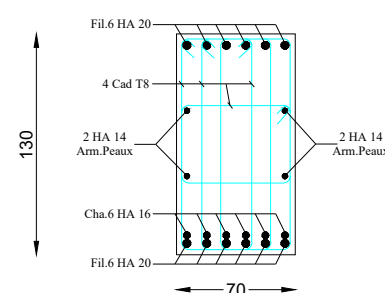
Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D



UNIVERSITE MOULOD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DES NERVURES

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérigé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

# Chapitre VIII

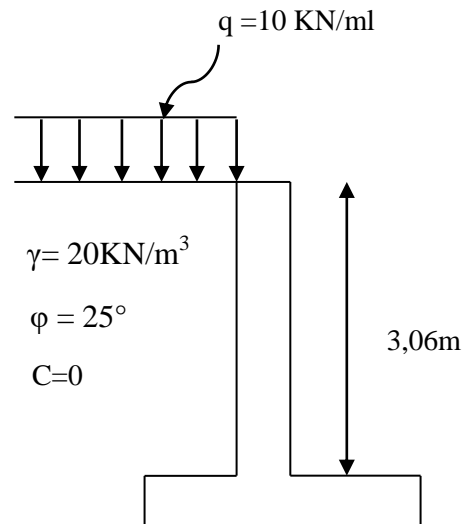
## ETUDE DU MUR PÉRIPHÉRIQUE



**INTRODUCTION :**

Le mur périphérique sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de 3.06 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) doit être  $\geq 15$  cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Le mur périphérique sera réalisé en béton armé, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.



**Figure VIII.1. Schéma statique du mur périphérique**

**VIII.1. Détermination des sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**VIII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres:  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement:  $\varphi = 25^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

Contrainte du sol :  $\sigma = 2 \text{ bars}$

**VIII.3. Calcul des sollicitations :**

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a(q + \gamma \times h)$$

Nous avons  $C = 0 \rightarrow$  sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0,314$$

**ELU :**

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = K_a(1,35\gamma \cdot h + 1,5q) \\ &= 0,314(1,35 \times 20 \times h + 1,5 \times 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 8,48h + 4,71$$

$$h = 0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 8,48 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 30,57 \text{ KN/m}^2$$

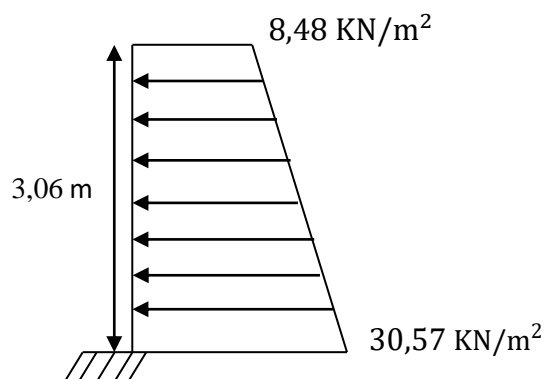


Figure VIII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU

**ELS :**

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = K_a(\gamma \cdot h + q) \\ &= 0,314(20 \times h + 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 6,28h + 3,14$$

$$h = 0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 3,14 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 22,36 \text{ KN/m}^2$$

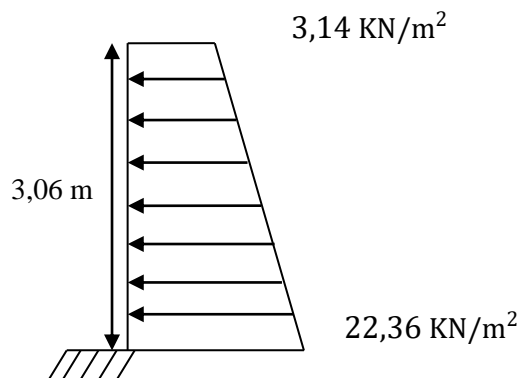


Figure VIII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS

**VIII.4. Charges moyennes:**

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m sont :

**ELU :**

$$P_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 30,57 + 8,48}{4} = 25,05 \text{ KN/ml.}$$

**ELS :**

$$P_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 22,36 + 3,14}{4} = 17,56 \text{ KN/ml.}$$

**VIII.5. Ferrailage du mur périphérique :**

**A. Méthode de calcul :**

Le mur périphérique sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyée au plancher du sous-sol.

**B. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

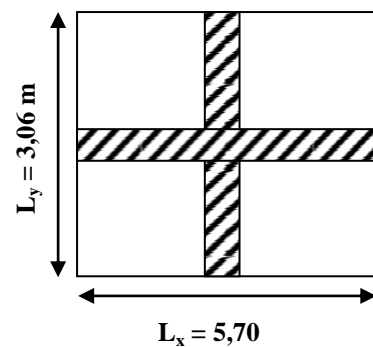
Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- 2Moment en appui : 0,5

**Identification des panneaux :**

$L_x = 5,70m$

$L_y = 3,06 m$



**Figure VIII.4. Le panneau le plus sollicité**

$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3,06}{5,70} = 0,54 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

**C. Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0892 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 0,0892 \times 25,05 \times 3,06^2 = 20,92 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,250 \times 20,92 = 5,23 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 20,92 = 10,46 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 20,92 = 15,69 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 5,23 = 2,62 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 5,23 = 3,92 \text{ KN.m}$

**D. Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0933 \\ \mu_y = 0,410 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 0,0933 \times 17,56 \times 3,06^2 = 15,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,410 \times 15,34 = 6,29 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 15,34 = 7,67 \text{ N.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 15,34 = 11,51 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 6,29 = 3,14 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 6,29 = 4,72 \text{ KN.m}$

**E. Ferrailage à l'ELU :**

**A. Les armatures longitudinales:**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et en travée.

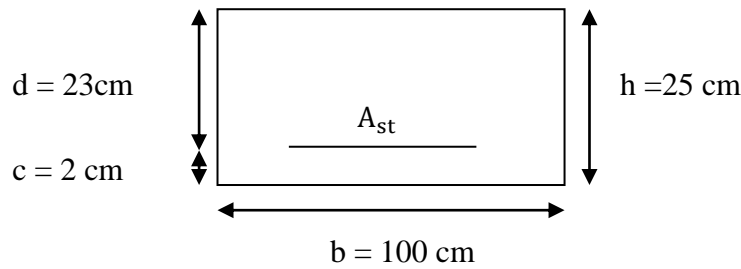


Figure VIII.5.Schéma statique de ferraillage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$A_{st1} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78\text{cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

| Sens | Zone   | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_u$ | Section | $\beta$ | $A(\text{cm}^2)$ | $A_{min}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{adoptée}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Ferraillage | st (cm) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|------------------|--------------------------------|------------------------------------|-------------|---------|
| x-x  | Appuis | 10,46           | 0,014   | SSA     | 0,993   | 1,32             | 2,78                           | 4,52                               | 4HA12       | 25      |
|      | Travée | 15,69           | 0,020   | SSA     | 0,990   | 1,98             | 2,78                           | 4,52                               | 4HA12       | 25      |
| y-y  | Appuis | 2,62            | 0,004   | SSA     | 0,998   | 0,33             | 2,78                           | 4,52                               | 4HA12       | 25      |
|      | travée | 3,92            | 0,005   | SSA     | 0,997   | 0,49             | 2,78                           | 4,52                               | 4HA12       | 25      |

Tableau VIII.1.Ferraillage du mur périphérique

**B. Les armatures transversales:**

➤ **Travée :**  $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>**

➤ **Appuis :**  $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>**

**C. Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $(0,10\%B)$  dans les deux sens (horizontal et vertical)  
 $A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**VIII.6. Vérifications à l'ELU:****a) Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$

**Dans le sens x-x :**  $25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Dans le sens y-y :**  $25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 2,78\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.23) :**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec: } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_{cr} = 16,93 \text{ cm} \Rightarrow l_{cr} = 18 \text{ cm}$$

VIII.7. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 33 /BAEL 91) :

Notre mur périphérique peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\sigma_{st}$ (MPa) donnée par l'expression :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$$

Avec :

$f_e$ : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

$f_{tj}$ : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

$\eta$ : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisse y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils diamètre inférieur 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266,67; \max(200; 201,63)\} = 201,63 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$

Avec :  $\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 23} = 0,197$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Sens |         | $M_s$<br>[KN.m] | $A_u$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$<br>[MPa] | $\bar{\sigma}_{st}$<br>[MPa] | $\sigma_{bc}$<br>[MPa] | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>[MPa] | OBS |
|------|---------|-----------------|-----------------------------|----------|-----------|-------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|-----|
| x-x  | Appuis  | 7,67            | 4,52                        | 0,197    | 0,928     | 54,60 | 79,50                  | 201,63                       | 1,46                   | 15                           | CV  |
|      | Travées | 11,51           | 4,52                        | 0,197    | 0,928     | 54,60 | 119,31                 | 201,63                       | 2,19                   | 15                           | CV  |
| y-y  | Appuis  | 6,15            | 4,52                        | 0,197    | 0,928     | 54,60 | 63,75                  | 201,63                       | 1,17                   | 15                           | CV  |
|      | travées | 4,72            | 4,52                        | 0,197    | 0,928     | 54,60 | 48,92                  | 201,63                       | 1,00                   | 15                           | CV  |

Tableau VIII.2.Vérification des contraintes à l'ELS

c) Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur total **25 cm**.

$l_x$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : Moment max a l'ELS.

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique.

$A_{st}$  : Section des armatures **4,52 cm<sup>2</sup>**.

$b$ : largeur de la section **100 cm**.

$d$  : hauteur utile de la section droite **23 cm**.

**Sens x-x :**

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 11,51 = 8,63 \text{ KN.m}$$

$$P_s = 17,56 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = P_s \times \frac{l^2}{8} = 17,56 \times \left(\frac{5,70^2}{8}\right) = 71,32 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0,25 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{8,63}{10 \times 71,32} = 0,012 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 23} = 0,0020 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Sens y-y :

$$M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 4,72 = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$P_s = 17,56 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 17,56 \times \left(\frac{3,06^2}{8}\right) = 20,55 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0,25 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{3,54}{10 \times 20,55} = 0,0017 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 23} = 0,0020 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

### VIII.8. Conclusion :

Le ferrailage du mur périphérique est comme suit :

#### Armatures verticales :

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

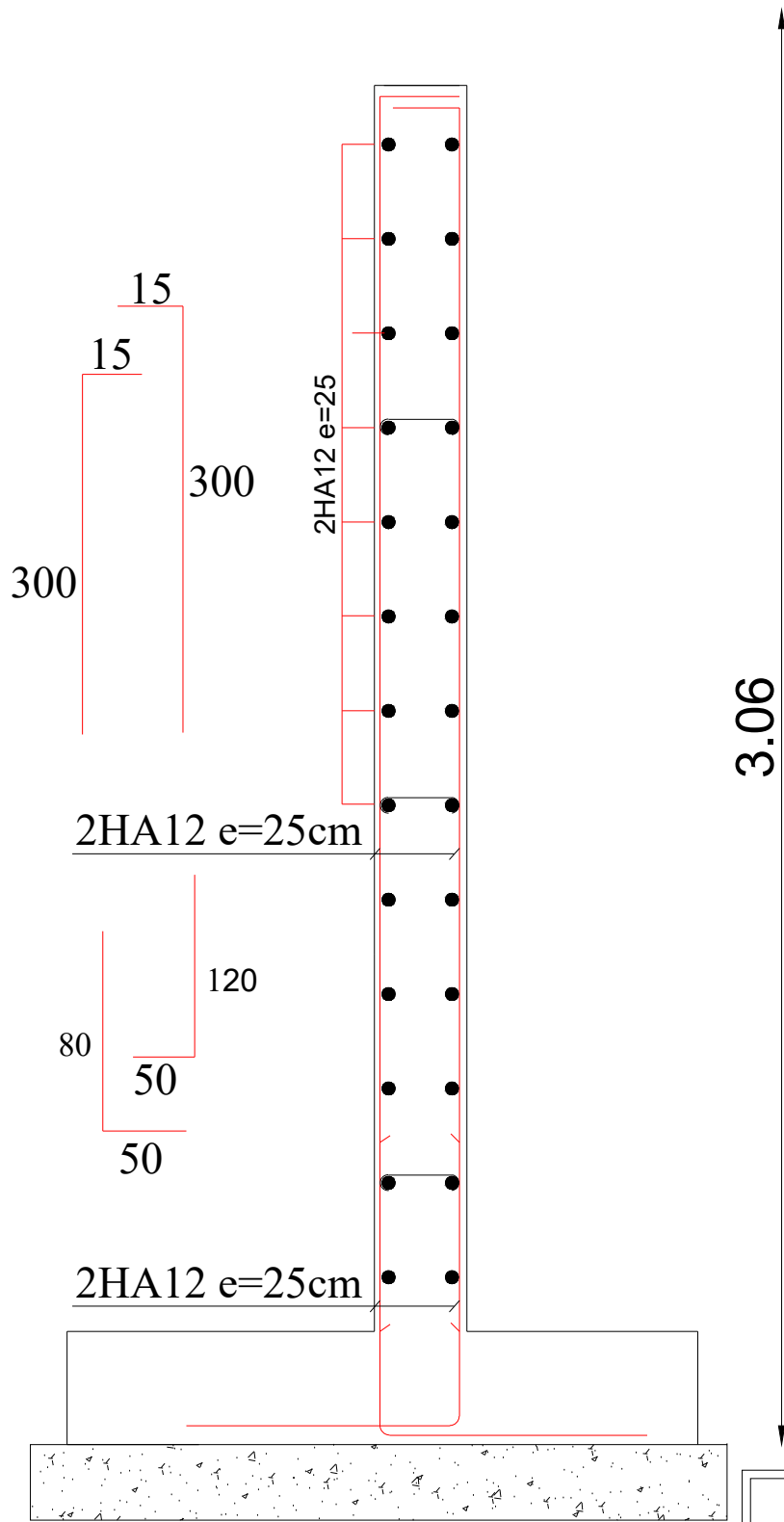
Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

#### Armatures horizontales :

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

**Armatures transversales :** 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

PLAN DE FERRAILLAGE DU MUR PERIPHERIQUE

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

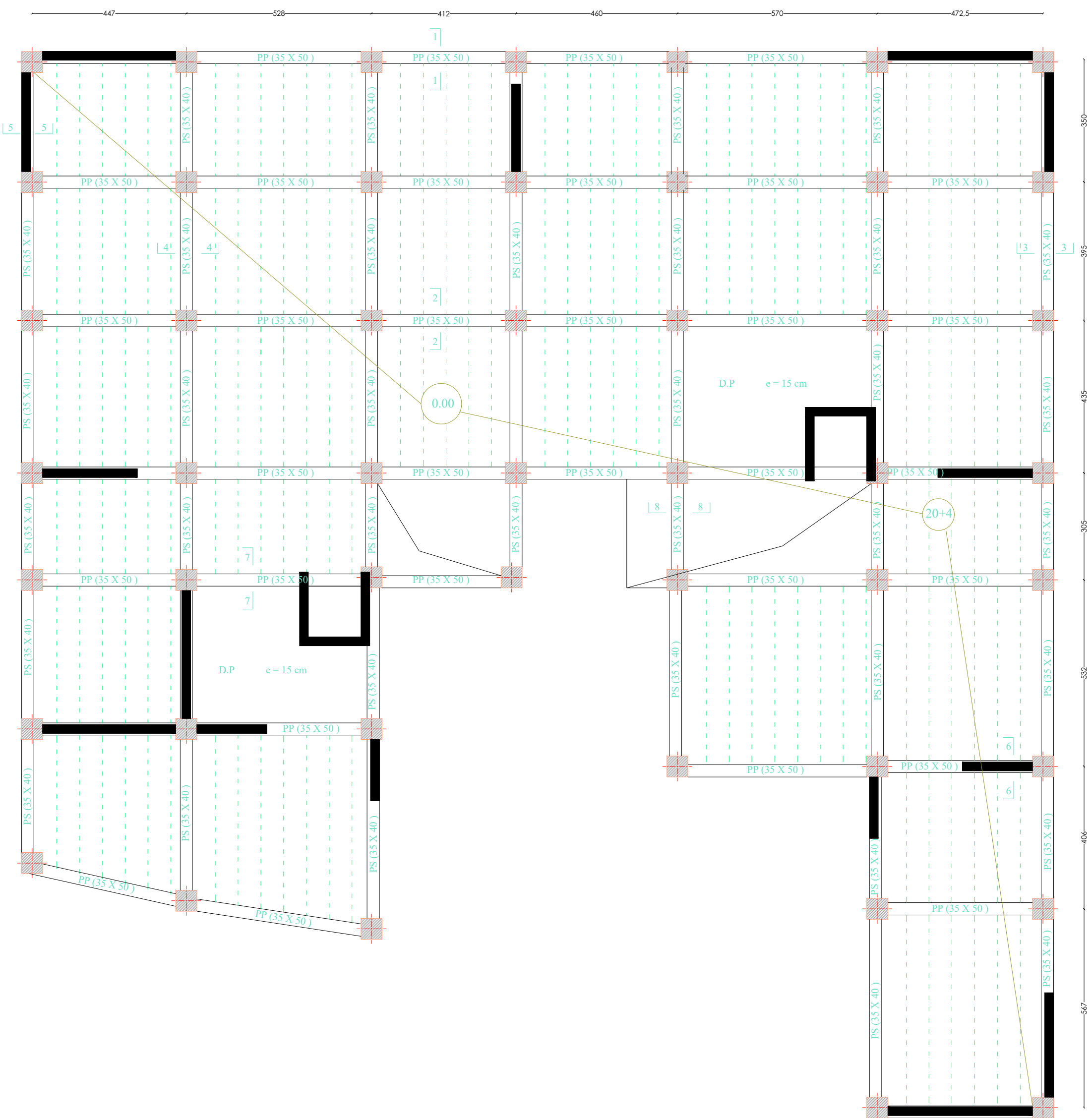
## *Conclusion Générale*

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de la formation.

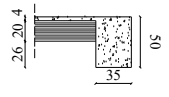
Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique, comme exemple le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

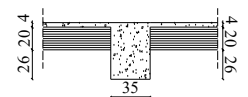
Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



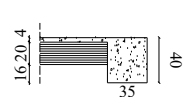
Coupe 1 - 1



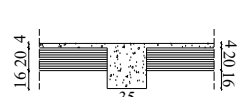
Coupe 2 - 2



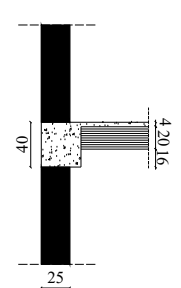
Coupe 3 - 3



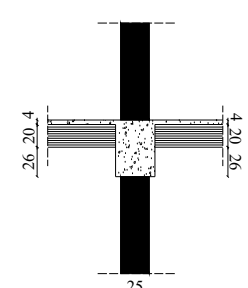
Coupe 4 - 4



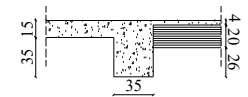
Coupe 5 - 5



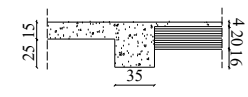
Coupe 6 - 6



Coupe 7 - 7



Coupe 8 - 8



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

---

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER SOUS.SOL

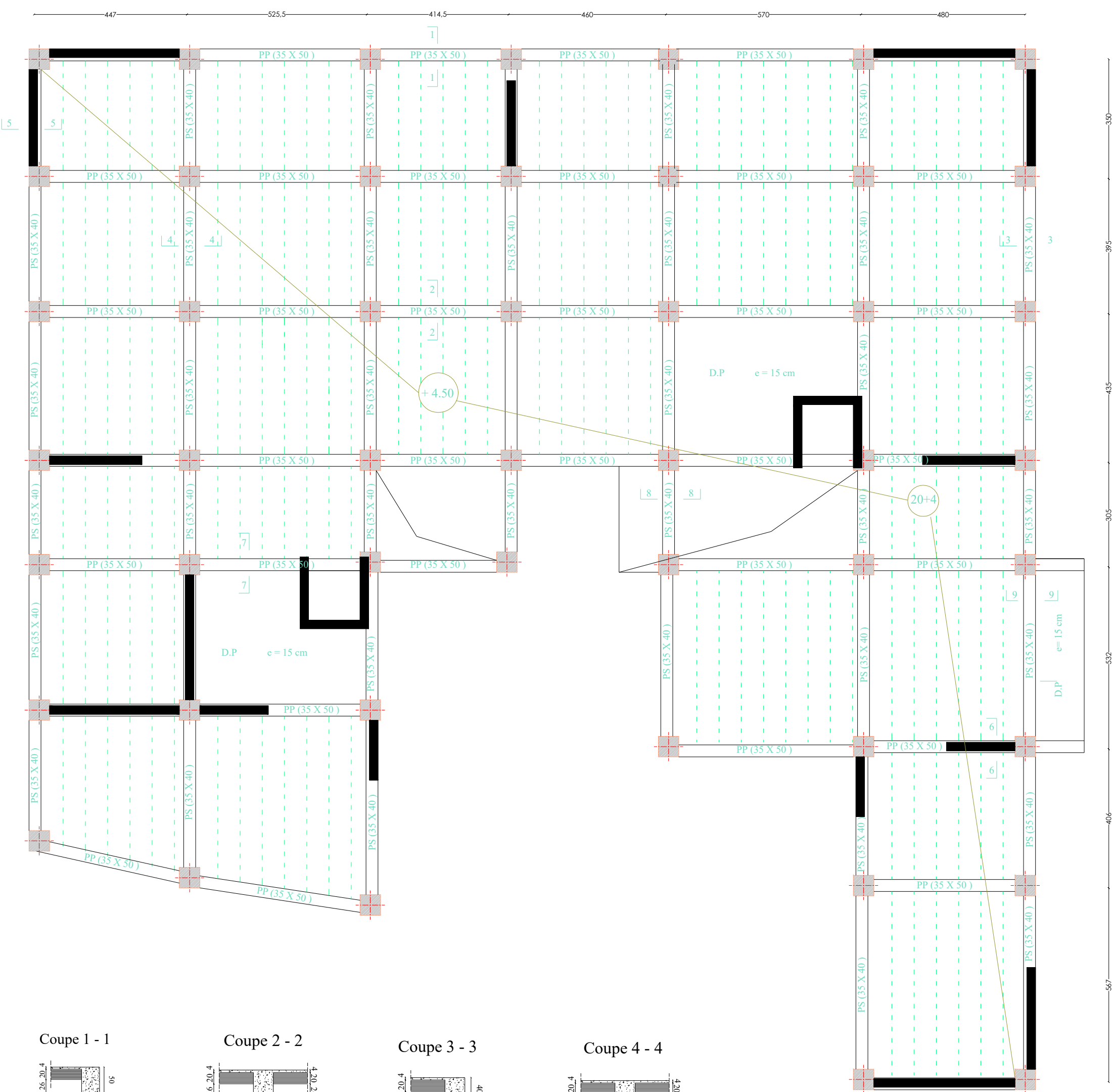
---

Réalisé par: CHERGUI Salah

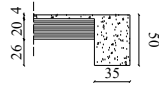
Dérogé par: Mme SAIB.N

---

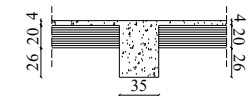
PROMOTION: 2022 / 2023



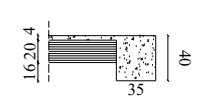
Coupe 1 - 1



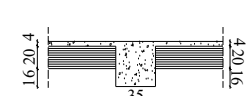
Coupe 2 - 2



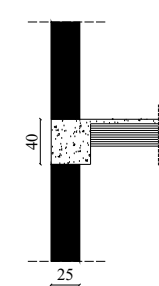
Coupe 3 - 3



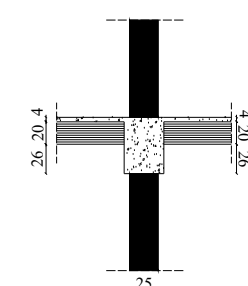
Coupe 4 - 4



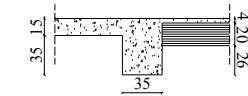
Coupe 5 - 5



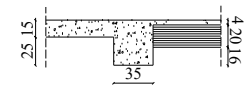
Coupe 6 - 6



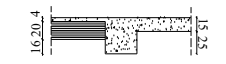
Coupe 7 - 7



Coupe 8 - 8



Coupe 9 - 9



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
 Faculté Génie de la Construction  
 Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
 d'habitation et commercial

---

PLAN DECOFFRAGE DU PLANCHER  
 REZ-DE-CHAUSSEE

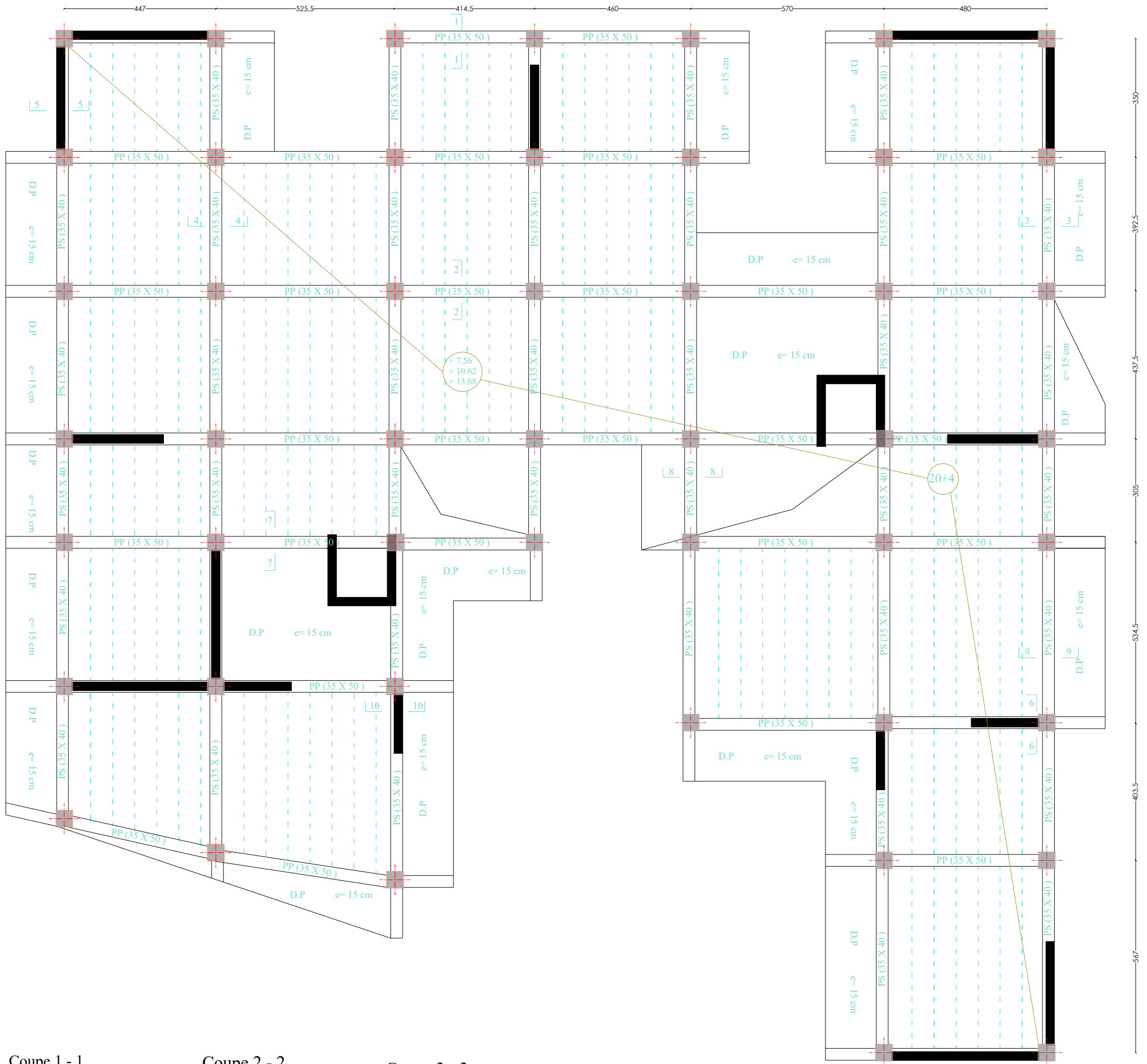
---

Réalisé par: CHERGUI Salah

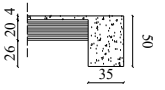
Dérogé par: Mme SAIB.N

---

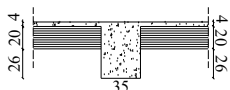
PROMOTION: 2022 / 2023



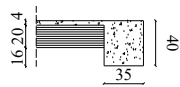
Coupe 1 - 1



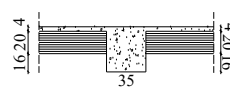
Coupe 2 - 2



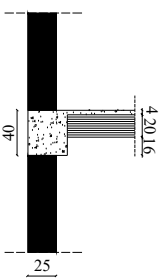
Coupe 3 - 3



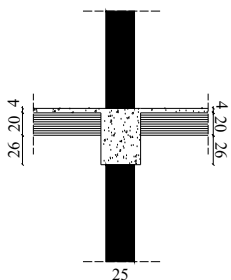
Coupe 4 - 4



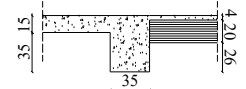
Coupe 5 - 5



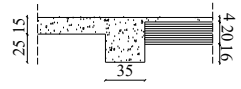
Coupe 6 - 6



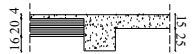
Coupe 7 - 7



Coupe 8 - 8



Coupe 9 - 9



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

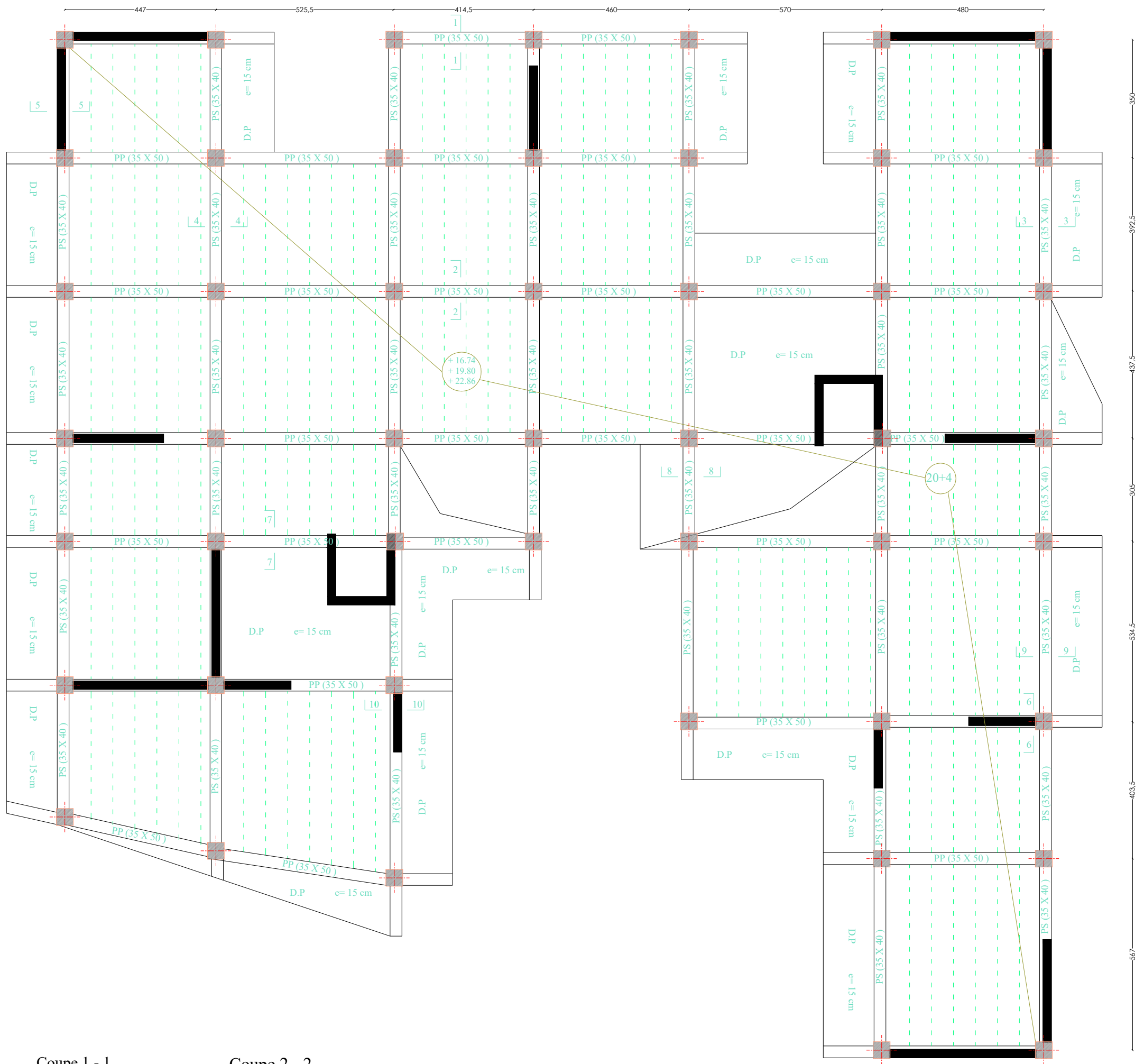
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES  
COURANTS

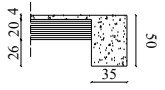
Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

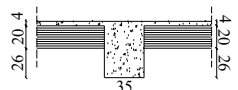
PROMOTION: 2022 / 2023



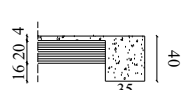
Coupe 1 - 1



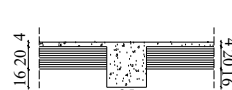
Coupe 2 - 2



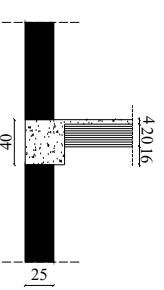
Coupe 3 - 3



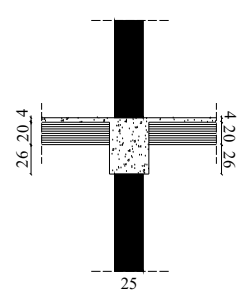
Coupe 4 - 4



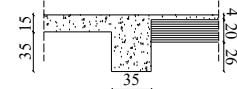
Coupe 5 - 5



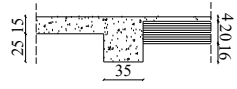
Coupe 6 - 6



Coupe 7 - 7



Coupe 8 - 8



Coupe 9 - 9



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

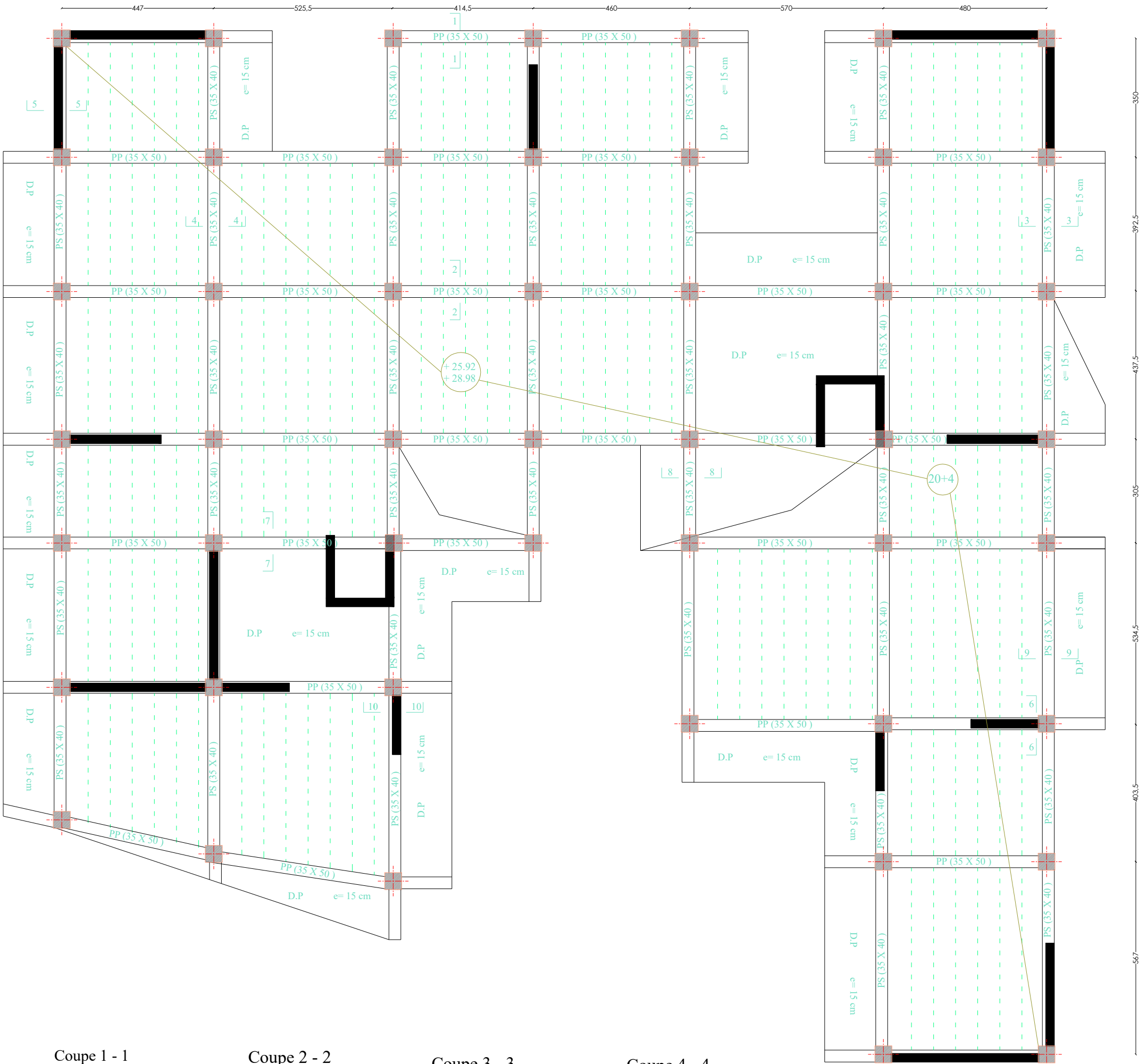
Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES  
COURANTS

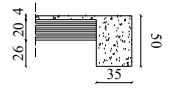
Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

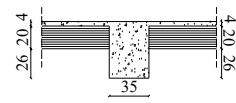
PROMOTION: 2022 / 2023



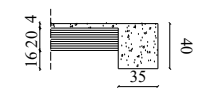
Coupe 1 - 1



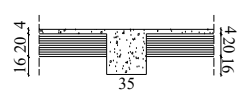
Coupe 2 - 2



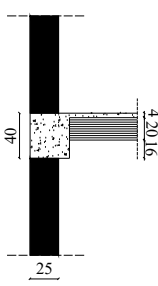
Coupe 3 - 3



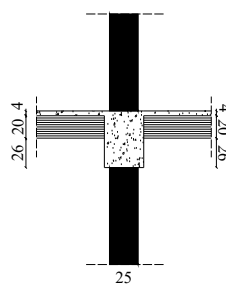
Coupe 4 - 4



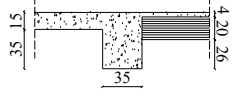
Coupe 5 - 5



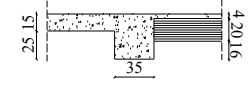
Coupe 6 - 6



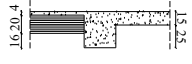
Coupe 7 - 7



Coupe 8 - 8



Coupe 9 - 9



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU  
Faculté Génie de la Construction  
Département Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL

Projet de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+8+S.SOL à usage  
d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES  
COURANTS

Réalisé par: CHERGUI Salah

Dérogé par: Mme SAIB.N

PROMOTION: 2022 / 2023

# BIBLIOGRAPHIE

- ✚ Règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée suivant la méthode des états limites.
- ✚ Document Technique Réglementaire (DTR BC 22)