



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Étude et conception d'un bâtiment

R+9 à usage d'habitation

Réalisé par : - Kheddouma Farouk

- Rebiai Farouk

Dirigé par : M. Ali Rachedi Mohamed MAA

Membres de jury :

M^r. MENASRIA Abderrahmane MAA Président

M^r. BENADDI Hachemi MAA Examineur

M^{elle}. Sekkiou Soumia MAA Examineur

Présenté le 01/07/2017



Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M' **Ali Rachedi Mohamed** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Résumé

Ce projet de fin de cycle présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation, constitué par un rez de chaussée +09 étages, implanté à la wilaya de ANNABA. Cette étude se compose de quatre parties principales.

La Première partie est consacrée à la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural du bâtiment, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que le pré dimensionnement des éléments de la structure et enfin l'évaluation et la descente de charge.

La deuxième partie a été consacrée au dimensionnement et vérification des éléments secondaires de la structure.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie, on utilise le logiciel **Auto desk Robot structural Analysis Professional 2014** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments principaux de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Cela, en, tenant compte des recommandations du BAEL91 révisées 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : Séisme, béton armé, structure en béton armé, calcul sismique, parasismique, RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Sommaire

| | |
|---|---|
| Remerciement | |
| Dédicace | |
| Liste des tableaux | |
| Liste des figures | |
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre 1 - Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux | |
| I.1.Introduction :..... | 3 |
| I.2 Présentation de l'ouvrage | 3 |
| I.2.1.Introduction :..... | 3 |
| I.2.2.Caractéristiques géométriques | 3 |
| I.2.3.Règles de calculs | 4 |
| I.3.Conception de la structure : | 4 |
| I.4.Eléments constituant l'ouvrage : | 4 |
| I.4.2. Plancher : | 5 |
| I.4.2.a. Plancher à corps creux : | 5 |
| I.4.2.b. Plancher à dalle pleine :..... | 5 |
| I.4.3. Escalier : | 6 |
| I.4.4. Maçonnerie | 6 |
| I.4.5. Revêtement | 6 |
| I.4.6. acrotère : | 7 |
| I.4.7. Gaine d'ascenseur :..... | 7 |
| I.4.8. Fondations : | 7 |
| I.5 Caractéristiques des matériaux : | 7 |
| I.5.1 Introduction : | 7 |
| I.5.2 Béton : | 7 |
| I.5.2.1 Composition moyenne du béton..... | 7 |
| I.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton..... | 8 |
| I.5.2.3 Résistance caractéristique du béton : | 8 |
| I.5.2.4 Coefficient de poisson : | 9 |
| I.5.2.5 Déformations longitudinale du béton : | 9 |
| I.5.2.5.1 Déformations instantanées E_{ij} : | 9 |
| I.5.2.5.2 Déformations différées E_{vj} : | 9 |

| | |
|---|----|
| I.5.2.6 Contraintes limites du Béton : | 10 |
| I.5.2.6 .1 État limite Ultime : | 10 |
| I.5.2.6.2 État limite de service : | 10 |
| I.5.2.6.3 Contrainte Limite de cisaillement | 11 |
| I.5.3 L'acier : BAEL91 Article (A.2.2). | 11 |
| I.5.3.1 Diagramme contrainte-déformation : | 12 |
| I.5.3.2 Contraintes limites : | 12 |
| I.5.4 Règles des trois pivots | 13 |
| I.6 Hypothèses de calcul : | 13 |
| I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU) | 13 |
| I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) | 14 |
| I.7 Actions et sollicitations | 14 |
| I.7.1 Les Actions | 14 |
| I.7.2 Sollicitations : | 15 |
| I.7.2.1 Combinaisons d'actions : | 15 |

Chapitre 2 -Pré-dimensionnement-et-Descente-de-Charge-C-

| | |
|---|----|
| II.1 Introduction : | 16 |
| II.2 Pré dimensionnement : | 16 |
| II-2.1.1 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux : | 16 |
| II-2.1.2 Vérification vis-à-vis de l' RPA 99 / version 2003 | 17 |
| II.2.2 Les poutres : | 18 |
| II.2.2.1 Poutres principales : | 18 |
| II.2.2.2 Poutre secondaire : | 19 |
| II.2.3 Les planchers : | 19 |
| II.2.3.1 Dalles corps creux | 20 |
| II.2.3.2 Les poutrelles : | 20 |
| II.2.3.3 Dalle pleine : | 21 |
| II-2.4 Les escaliers : | 23 |
| II.2.5 Les voiles : | 25 |
| II.2.6 Balcon : | 26 |
| II.3- Descente des charges : | 26 |
| II.3.1- Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] : | 26 |
| II.3.2- Surcharges d'exploitations Q[D.T.R B.C.22] | 26 |

| | |
|--|----|
| II.3.3-Évaluation des charges et surcharges : | 27 |
| II.3.3.1- Les planchers : | 27 |
| II.3.3.2-Mur extérieur : | 29 |
| II.3.3.3-Acrotère : | 30 |
| II.3.3.4-Balcon : | 31 |
| II.3.4- Loi de dégression des surcharges | 32 |
| II.2.7.5 Vérification des sections adoptées pour les poteaux : | 40 |
| II.2.7.5.1 Vérification selon BAEL91 : | 40 |
| II.2.6.5.2 Vérification selon le RPA 99 version 2003 : | 43 |

Chapitre 3 - Etude des Eléments Secondaires -C-

| | |
|--|----|
| Introduction : | 44 |
| III.1 Étude de L'acrotère : | 44 |
| III.1.1 Schéma statique : | 44 |
| III.1.2 Calcul de l'excentricité : | 45 |
| III.1.3 Ferrailage : | 46 |
| III.1.3.1 Ferrailage à l'ELU : | 46 |
| III.2 Étude des balcons | 48 |
| III.2.1-Charges et surcharge : | 48 |
| III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU : | 49 |
| III.2. 3- Schéma de ferrailage : | 52 |
| III.4. Étude des escaliers : | 53 |
| III.4.a le Paillasse : | 53 |
| III.4.b Le palier de repos : | 53 |
| III.4. 1-Charges et surcharge : | 53 |
| III.4. 2-Calcul de ferrailage : | 54 |
| III.4. 2.1- Armateur de répartition : | 56 |
| III.4. 3.1- Vérification des contraintes a L'ELS : | 56 |
| III.4. 3-2-Vérification de l'effort tranchant : | 57 |
| III.4. 3.3-Vérification de la flèche : | 57 |
| III.4. 4 Schéma de ferrailage : | 58 |
| III.5 – Étude des planchers : | 58 |
| III.5. 1- Plancher à corps creux : | 58 |

Chapitre 4 - Etude Dynamique

| | |
|--|----|
| IV.5.2. Étude du plancher terrasse : | 59 |
| IV.5.3.1.Effort tranchant et le moment en travée : | 61 |
| IV 5.3.3. Détermination des armatures | 66 |
| IV.5.3.4.Vérification à l'E.L.U : | 68 |
| IV.5.3.5.Calcul des Armatures transversale : | 69 |
| IV.5.3.6 Vérification des contraintes a L'ELS | 69 |
| III.5.3.7 Vérification de la flèche | 71 |
| III.5.4-Schéma de ferrailage : | 71 |
| IV.5.5-plancher étage courant : | 71 |
| IV.5.5.1-Effort tranchant et le moment en travée | 72 |
| IV.5.5.2-Effort tranchant et le moment en travée : | 76 |
| IV .5.5.3- Détermination des armatures : | 78 |
| IV.5.5.4-Vérification à l'E.L.U : | 79 |
| IV.5.5.5-Calcul des Armatures transversale | 79 |
| IV.5.5.6- Vérification à l'ELS : | 80 |
| III.5.5.7-Vérification de la flèche | 82 |
| III.5.6-Schéma de ferrailage : | 84 |
| III.5.7- La dalle mince (Table de compression) | 84 |
| III.5.b – Étude de la Dalle Pleine (Plancher) : | 85 |
| III.5.b.1- Sollicitations : | 85 |
| III.5.b. 2- Calcul du ferrailage à l'ÉLU | 86 |
| III.5.b.3- Condition de non fragilité | 86 |
| III.5.b.4- Armature de répartition : | 86 |
| III.5.b.6- Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : | 88 |
| III.5.b.7- Vérification de l'adhérence | 89 |
| III.5.b.8- Vérification de la flèche : | 89 |
| III.2. 5 Schéma de ferrailage : | 90 |
| III.5. 2-1-Charges appliquées | 90 |
| III.5.2-2-Combinaisons d'action : | 90 |
| III.5. 2.3.1 Terrasse : | 91 |
| III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU : | 91 |
| III.2. 3 Condition de non fragilité | 92 |

| | |
|--|-----|
| III.2. 3 Armature de répartition : | 92 |
| III.2. 4 Vérification des contraintes à l'ELS : | 92 |
| III.2. 4.1 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente | 95 |
| III.2. 4.2 Vérification de l'adhérence : | 95 |
| III.2. 4.3 Vérification de la flèche : | 96 |
| III.5. 2.9 Schéma d'exécution : | 96 |
| III.6 Étude de l'ascenseur | 96 |
| III.6.1 Charge de l'ascenseur | 97 |
| III.6.1.1 Calcul des masses | 97 |
| III.6.1.2 Descente de charges : | 98 |
| III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement | 98 |
| III.6.3. Évaluation des moments | 99 |
| III.6.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée | 99 |
| III.6.3.2.Les moments dus aux charges réparties | 101 |
| III.6.4 Ferrailage | 102 |
| III.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant : | 102 |
| III.6.4.2 Vérification à L'ELS : | 102 |
| III.6.4.2.1- Vérification de la flèche | 102 |
| III.6.4.2.2- Moments dus aux charges concentrées | 103 |
| III.6.4.2.3-. Moments dus aux charges réparties : | 103 |
| III.6.4.2.4-Justification à l'ELS : | 103 |
| III.6.4.3-Schéma de Ferrailage | 104 |
| IV-1 Introduction : | 105 |
| IV-2 Objectif de l'étude dynamique : | 105 |
| IV.3. Méthodes de calcul : | 105 |
| IV.3.1 Méthode statique équivalente : | 105 |
| IV.3.1.1 Principe : | 105 |
| IV.3.1.2 Condition d'application : | 106 |
| IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale : | 106 |
| IV.3.2.1 Principe : | 106 |
| IV.3.2.2 Hypothèses de calcul : | 107 |
| IV.3.2.3 Présentation du logiciel : | 107 |
| IV.3.2.4 Étapes de modélisation : | 108 |
| IV.4 Modélisation : | 109 |

| | |
|--|-----|
| IV.5 Combinaisons de charges : | 111 |
| IV.6 Calcul de la force sismique totale : | 111 |
| IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse : | 111 |
| IV.7.1 Coefficient d'accélération A : | 111 |
| IV.7.2 Coefficient de comportement global de la structure R : | 111 |
| IV.7.3 Facteur de qualité Q : | 112 |
| IV.7.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement : | 112 |
| IV.7.3.2 Redondance en plan : | 112 |
| IV.7.3.3 Régularité en plan : | 113 |
| IV.7.3.4 Régularité en élévation : | 113 |
| IV.7.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux : | 114 |
| IV.7.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution : | 114 |
| IV.7.4 Facteur de correction d'amortissement « η » : | 114 |
| IV.7.5 Période T1 et T2 du site considérée : | 115 |
| IV.7.6 Spectre de réponse : | 115 |
| IV.7.7 Caractéristiques de l'ouvrage : | 115 |
| IV.7.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure : | 116 |
| IV.7.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) : | 117 |
| IV.7.3 La disposition des voiles : | 117 |
| IV.8 Calcul du poids de la structure W : | 119 |
| IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure : | 120 |
| IV.9.1 Calcul de centre de torsion : | 120 |
| IV.9.2 Calcul de l'excentricité : | 121 |
| IV.9.3 Excentricité théorique : | 121 |
| IV.9.4 Excentricité accidentelle : | 121 |
| IV.9.5 Centre de masse : | 121 |
| IV.9.6 Caractéristiques de la structure : | 121 |
| IV.10 Interprétation des résultats : | 122 |
| IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques : | 122 |
| IV.10.1.1 La méthode statique équivalente : | 123 |
| IV.10.1.2 La résultante des forces sismiques : | 123 |
| IV.10.2 Nombre de modes à considérer : | 123 |
| IV.10.3 Pourcentage des masses modales effectives : | 124 |
| IV.11 Vérification de la période : | 125 |

| | |
|---|-----|
| IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages : | 128 |
| IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : | 131 |
| IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques..... | 132 |
| IV.15. Justification de la stabilité au renversement : | 133 |
| IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : | 135 |
| Conclusion : | 137 |

Chapitre 5 - Etude-du- vent -C-

| | |
|--|-----|
| V.1- Introduction | 138 |
| V.2- Détermination du coefficient dynamique Cd | 139 |
| V.3- Détermination de la pression dynamique :..... | 139 |
| V.4- Détermination des coefficients de pression extérieure | 141 |
| V.5- Détermination des coefficients de pression intérieure | 145 |
| V.6-Calcul de pressions dues au vent..... | 145 |
| V.7- Détermination de la force résultante (R) : | 148 |
| V.8 Conclusion..... | 153 |

Chapitre 6 - Etude des éléments Principaux

| | |
|---|-----|
| VI.1 Introduction :..... | 154 |
| VI.2 Étude des Poutres : | 154 |
| VI.2-1 Ferrailage des poutres | 154 |
| VI.2.2 Combinaisons | 154 |
| VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales..... | 155 |
| VI.2.4 Calcul des armatures transversales | 155 |
| VI.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques | 156 |
| VI.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale: | 156 |
| VI. 2.6.1 Ferrailage des poutres: (flexion simple..... | 156 |
| VI. 2.6.1.1 Ferrailage de la Poutre Principale (30x40) cm..... | 156 |
| VI. 2.6.1.2 Ferrailage de la Poutre secondaire (30x35) cm..... | 166 |
| VI.2.6.3 Schéma de ferrailage | 167 |
| VI-3 Etude des poteaux : | 168 |
| VI-3.1 Combinaison des charges | 168 |
| VI-3.2 Ferrailage des poteaux :..... | 168 |

| | |
|---|-----|
| VI-3.3 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques | 169 |
| VI-3.4 Calculer les armatures longitudinales : | 169 |
| VI.3.5 Calcul de ferrailage des poteaux : | 170 |
| VI.3.5.1 Ferrailage longitudinal : | 171 |
| VI.3.5.2 Vérification vis -à vis de l'état limite de service | 183 |
| VI.3.5.3 Calcul des armatures transversales : | 184 |
| VI.3.5.5 Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composée | 186 |
| V.3. 5.6 Vérification vis -à vis de l'état limite de service | 188 |
| VI.3.5.7 Schéma de ferrailage : | 188 |
| VI.4 Étude des voiles : | 189 |
| VI.4.1. Introduction : | 189 |
| VI.4.2 Combinaison..... | 189 |
| VI.4.3 Prescriptions imposées par RPA99 | 190 |
| VI.4.4 Pré dimensionnement des voiles: | 191 |
| VI.4.5 Méthode de calcul : | 192 |
| VI.4.5 Calcul du ferrailage vertical | 194 |
| VI.4.5.1 Exemple d'application : | 194 |
| VI.4.5.1.1 Calcul de la longueur de flambement | 195 |
| VI.4.5.1.2. Armatures verticales | 195 |
| VI.4.5.1.3 Armatures minimales exigées par le RPA 99/ version 2003..... | 197 |
| VI.4.5.1.4 Le pourcentage minimal | 197 |
| VI.4.5.1.5 Espacement | 198 |
| VI.4.5.1.6 - Ferrailage longitudinal des autres voiles | 198 |
| VI.4.5.2 Vérification des voiles à l'Effort tranchant : | 200 |
| VI.4.5.3 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant : | 200 |
| VI.4.5.3.1 Exemple d'application | 201 |
| VI.4.5.3.2 Ferrailage horizontal des autres voiles | 202 |
| VI.4.5.4 Schéma de ferrailage | 202 |

Chapitre 7 - Etude-de-l'infrastructure-C-

| | |
|---|-----|
| VII.1- Introduction : | 203 |
| VII.2-Étude des longrines : | 203 |
| VII.2.1 Introduction : | 203 |
| VII.2.2 Pré dimensionnement : | 203 |
| VII.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines: | 203 |
| VII.2.3.1 État limite ultime: | 203 |
| VII.2.3.2 État limite service: | 204 |
| VII.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité : | 204 |
| VII.2.3.4 Recommandation de l' RPA 99 Version2003 : | 204 |
| VII.2.4 Armatures transversales : | 205 |
| VII.2.4.1 Diamètre des armatures transversales : | 205 |
| VII.2.4.2 Espacement des armatures transversales (les cadres) : | 205 |
| VII.2.5 Disposition des armatures : | 205 |
| VI.3--Étude des fondations | 206 |
| VI.3.1 Introduction : | 206 |
| VII.3.1.2 Choix du type de fondations : | 206 |
| VII .3.1.3 Combinaisons des charges : | 206 |
| VII.3.1.4 Réactions à la base de la structure..... | 207 |
| VI .3.1.5 Données de l'étude : | 207 |
| VI .3.1.6 Profondeur d'ancrage des fondations : | 207 |
| VII.3.2 Semelles Filantes : | 207 |
| VII .3.3 Radier nervuré : | 208 |
| VII .3.3.1 Étude du radier : | 209 |
| VII .3.3.2 Calcul de la surface du radier : | 209 |
| VII .3.3.3 Calcul du D (débordement) : | 209 |
| VII .3.3.4 Vérification des dimensions du radier: | 210 |
| VII .3.3.5 Pré dimensionnement du radier : | 210 |
| VII .3.3.6 Choix final de dimensions du radier : | 212 |
| VII .3.3.7 Vérification du radier : | 212 |
| VII .3.3.7.1 Vérification à l'effet de sous pression | 212 |
| VII .3.3.7.2 Vérification du poinçonnement : | 213 |
| VII .3.3.8 Vérification de la stabilité du radier : | 214 |

| | |
|---|-----|
| VII .3.3.8.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales : | 214 |
| VII .3.3.8.2 Vérification de la stabilité du radier : | 214 |
| VII .3.3.8.3 Vérification des contraintes sous le radier: | 215 |
| VII .3.3.9 Ferrailage du radier : | 216 |
| VII .3.3.9 Résultats de la modélisation du radier : | 216 |
| VII .3.3.9.1 Calcul du ferrailage de la dalle : | 219 |
| VII .3.3.9.1.1 Ferrailage longitudinal : | 219 |
| VII .3.3.9.1.2 Ferrailage transversal : | 223 |
| VII .3.3.9.2 Ferrailage de la nervure : | 225 |
| VII .3.3.9.2.1 Ferrailage longitudinal : | 226 |
| VII .3.3.9.2.2 Vérification de l'effort tranchant : | 229 |
| VII .3.3.9.2.3 Armatures transversales : | 229 |
| VII .3.3.9.2.3 Armatures de peau : | 231 |
| CONCLUSION | 232 |

Liste des tableaux :

| | |
|--|----|
| Introduction générale..... | 1 |
| Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure..... | 4 |
| Tableau I- 2 : Les compositions moyennes du béton. | 7 |
| Tableau I- 3: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e | 11 |
| Tableau I- 4: Combinaisons d'actions à ELS..... | 15 |
| Tableau I- 5: Combinaisons d'actions à ELU..... | 15 |
| Tableau II- 1: les résultats du pré dimensionnement des poteaux..... | 18 |
| Tableau II- 2: Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux. | 18 |
| Tableau II- 3: dimensionnements du plancher en corps creux..... | 22 |
| Tableau II- 4: Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine. | 23 |
| Tableau II- 5: Les résultats du pré dimensionnement d'escalier..... | 25 |
| Tableau II- 6: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse. | 28 |
| Tableau II- 7: La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible. | 28 |
| Tableau II- 8: Évaluation des charges permanentes du plancher courant..... | 29 |
| Tableau II- 9: Évaluation des charges permanentes plancher étage courant (dalle pleine)..... | 30 |
| Tableau II- 10: Évaluation des charges permanente mur extérieur..... | 30 |
| Tableau II- 11:Évaluation des charges permanente de balcon (dalle pleine). | 32 |
| Tableau II- 12: Évaluation des charges permanente de balcon (garde corps). | 32 |
| Tableau II- 13: Évaluation des charges permanente et des charges d'exploitation. | 32 |
| Tableau II- 14: Évaluation des charges d'exploitation par la règle de dégression..... | 34 |
| Tableau II- 15: Calcul de G du poteau C3..... | 35 |
| Tableau II- 16: Calcul de Q du poteau C3..... | 35 |
| Tableau II- 17: Calcul des efforts normaux ultimes de C3..... | 36 |
| Tableau II- 18: calcul de G du poteau A3..... | 37 |
| Tableau II- 19: Calcul de Q du poteau A3..... | 38 |
| Tableau II- 20: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau A3. | 38 |
| Tableau II- 21: Calcul de G du poteau A4..... | 40 |
| Tableau II- 22: Calcul de Q du poteau A4..... | 40 |
| Tableau II- 23: Calcul des efforts normaux ultime du poteau A4..... | 41 |
| Tableau II- 24: Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux..... | 41 |
| Tableau II- 25: les valeurs de (,) selon les sections des poteaux..... | 42 |
| Tableau II- 26: Vérification des sections adoptées pour le poteau centre. | 42 |

| | |
|--|----|
| Tableau II- 27: Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive..... | 43 |
| Tableau II- 28: Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle..... | 43 |
| Tableau II- 29: 2ème Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux..... | 44 |
| Tableau III- 1: Moment et effort normal agissant sur l'acrotère..... | 46 |
| Tableau III- 2: Donnés de vérification a l'ELS..... | 48 |
| Tableau III- 3: vérification de l'état limite de compression de béton..... | 49 |
| Tableau III- 4: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures..... | 49 |
| Tableau III- 5: Donnés de vérification a l'ELS..... | 52 |
| Tableau III- 6: vérification de l'état limite de compression de béton..... | 52 |
| Tableau III- 7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 53 |
| Tableau III- 8: Évaluation des charges du Paillasse..... | 55 |
| Tableau III- 9: Évaluation des charges du palier de repos..... | 55 |
| Tableau III- 10 : données d'évaluation des charges..... | 55 |
| Tableau III- 11 : Combinaison de charges..... | 55 |
| Tableau III- 12: les valeurs des moments..... | 56 |
| Tableau III- 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis..... | 57 |
| Tableau III- 14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis..... | 57 |
| Tableau III- 15: Donnés de vérification a l'ELS..... | 58 |
| Tableau III- 16: Vérification d'état limite de compression de béton..... | 59 |
| Tableau III- 17: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 59 |
| Tableau III- 18: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU..... | 62 |
| Tableau III- 19: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU..... | 62 |
| Tableau III- 20: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU..... | 62 |
| Tableau III- 21: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 63 |
| Tableau III- 22: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'Élu..... | 63 |
| Tableau III- 23: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 63 |
| Tableau III- 24: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS..... | 65 |
| Tableau III- 25: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS..... | 65 |
| Tableau III- 26: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS..... | 66 |
| Tableau III- 27: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS..... | 66 |
| Tableau III- 28: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS..... | 66 |
| Tableau III- 29: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS..... | 66 |
| Tableau III- 30: Ferrailage de plancher terrasse..... | 70 |
| Tableau III- 31: Donnés de vérification a l'ELS..... | 71 |

| | |
|---|----|
| Tableau III- 32: vérification de l'état limite de compression de béton. | 72 |
| Tableau III- 33: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures. | 72 |
| Tableau III- 34: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures. | 72 |
| Tableau III- 35: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU. | 74 |
| Tableau III- 36: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU. | 74 |
| Tableau III- 37: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU. | 74 |
| Tableau III- 38: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU. | 75 |
| Tableau III- 39: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU. | 75 |
| Tableau III- 40: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU. | 75 |
| Tableau III- 41: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS. | 77 |
| Tableau III- 42: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS. | 77 |
| Tableau III- 43: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS. | 77 |
| Tableau III- 44: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 78 |
| Tableau III- 45: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 78 |
| Tableau III- 46: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 78 |
| Tableau III- 47: Ferrailage du plancher Étage courant. | 81 |
| Tableau III- 48: Données de vérification a l'ELS. | 82 |
| Tableau III- 49: Vérification d'état limite de compression de béton. | 83 |
| Tableau III- 50: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures. | 83 |
| Tableau III- 51: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures. | 83 |
| Tableau III- 52: Récapitulatif du Calcul de la flèche. | 85 |
| Tableau III- 53: Récapitulatif de la vérification des flèches. | 85 |
| Tableau III- 54 : Valeurs de la charge permanente et surcharge d'exploitation. | 87 |
| Tableau III- 55 : Valeurs des moments ultime et service. | 87 |
| Tableau III- 56 : Vérification des contraintes à l'ELS. | 89 |
| Tableau III- 57: Données de vérification a l'ELS. | 89 |
| Tableau III- 58: Vérification d'état limite de compression de béton. | 90 |
| Tableau III- 59: Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures. | 90 |
| Tableau III- 60: Justification vis-à-vis de sollicitation tangente. | 91 |
| Tableau III- 61: Vérification de l'adhérence. | 91 |
| Tableau III- 62: Charges et surcharge de la dalle pleine. | 92 |
| Tableau III- 63: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS -terrasse-. | 93 |
| Tableau III- 64: Ferrailage à l'ÉLU en travée. | 94 |
| Tableau III- 65: Ferrailage à l'ÉLU sur appuis. | 94 |

| | |
|--|-----|
| Tableau III- 66: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée..... | 95 |
| Tableau III- 67: Vérification des contraintes à l'ELS en appuis..... | 95 |
| Tableau III- 68: Données de vérification a l'ELS..... | 95 |
| Tableau III- 69: Vérification de l'état limite de compression de béton..... | 96 |
| Tableau III- 70: État limite d'ouverture de fissures..... | 96 |
| Tableau III- 71: Justification vis-à-vis de sollicitation tangente..... | 97 |
| Tableau III- 72: Vérification de l'adhérence..... | 97 |
| Tableau III- 73: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELU..... | 103 |
| Tableau III- 74: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELS..... | 105 |
| Tableau IV- 1 : Vérification de la régularité en plan..... | 114 |
| Tableau IV-- Erreur ! Argument de commutateur inconnu.: Pénalité en fonction de critère de qualité..... | 114 |
| Tableau IV- 3: Résultats de l'analyse des variantes..... | 119 |
| Tableau IV- 4 : la vérification du poids de la structure..... | 119 |
| Tableau IV- 5: Poids des différents niveaux de la structure..... | 120 |
| Tableau IV- 6: Caractéristiques géométriques de la structure..... | 122 |
| Tableau IV- 7: Période et facteur de participation massique..... | 125 |
| Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) »..... | 130 |
| Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) »..... | 131 |
| Tableau IV- 10: Efforts tranchants résultants..... | 133 |
| Tableau IV- 11: les efforts tranchants résultants..... | 134 |
| Tableau IV- 12: Moments de renversement M_{renvx} et M_{renvy} | 135 |
| Tableau IV- 13: Justification vis-à-vis de l'effet P- sens X (Combinaison Ex)..... | 137 |
| Tableau IV- 14: Justification vis-à-vis de l'effet P- sens Y (Combinaison Ey)..... | 138 |
| Tableau V - 1: Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau..... | 141 |
| Tableau V - 2: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments..... | 142 |
| Tableau V - 3: Coefficient de pression extérieure des toitures plates..... | 143 |
| Tableau V - 4: C_{pe} pour les parois verticales de structure (sens V1)..... | 143 |
| Tableau V - 5: Coefficient de pression extérieure des toitures plates (sens V1)..... | 144 |
| Tableau V - 6: C_{pe} pour les parois verticales de structure (sens V2)..... | 145 |
| Tableau V - 7: Coefficient de pression extérieure des toitures plates (sens V2)..... | 145 |
| Tableau V - 8: les valeurs de pressions dues au vent q_j Parois verticales Sens V1..... | 147 |
| Tableau V - 9: les valeurs de pressions dues au vent q_j la toiture Sens V1..... | 148 |
| Tableau V - 10: les valeurs de pressions dues au vent q_j Parois verticales Sens V2..... | 149 |

| | |
|---|-----|
| Tableau V - 11: les valeurs de pressions dues au vent q_j la toiture Sens V2..... | 149 |
| Tableau V - 12 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (1 ;2 ;3 ;4 ;5) sens V1..... | 150 |
| Tableau V - 13 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (6) sens V1..... | 150 |
| Tableau V - 14 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (7) sens V1..... | 150 |
| Tableau V - 15 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (8) sens V1..... | 151 |
| Tableau V - 16 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (9) sens V1..... | 151 |
| Tableau V - 17 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (10) sens V1..... | 151 |
| Tableau V - 18 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (11) sens V1..... | 151 |
| Tableau V - 19 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (1 ;2 ;3 ;4 ;5) sens V2..... | 152 |
| Tableau V - 20 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (6) sens V2..... | 152 |
| Tableau V - 21 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (7) sens V2..... | 152 |
| Tableau V - 22 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (8) sens V2..... | 152 |
| Tableau V - 23 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (9) sens V2..... | 153 |
| Tableau V - 24 : les valeurs de la force résultante R_j pour les niveaux (10) sens V2..... | 153 |
| Tableau V - 25 : les valeurs de la force résultante R_j sens V1. | 153 |
| Tableau V - 26 : les valeurs de la force résultante R_j sens V2. | 153 |
| Tableau V - 27 : Comparaison de la résultante de vent avec l'effort de séisme sens V1..... | 154 |
| Tableau V - 28 : Comparaison de la résultante de vent avec l'effort de séisme sens V2..... | 154 |
| Tableau VI- 1: Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons. | 157 |
| Tableau VI- 2: Données de vérification à l'ELS. | 160 |
| Tableau VI- 3: Vérification d'état limite de compression de béton. | 161 |
| Tableau VI- 4: vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 162 |
| Tableau VI- 5: Sollicitations dans les poutres sous différents combinaisons. | 166 |
| Tableau VI- 6: Ferrailage longitudinale des poutres secondaires. | 167 |
| Tableau VI- 7: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires..... | 167 |
| Tableau VI- 8: Vérification des Poutres secondaires. | 167 |
| Tableau VI- 9: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons..... | 172 |
| Tableau VI- 10: Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons. | 187 |
| Tableau VI- 11: Ferrailage longitudinal des poteaux..... | 188 |
| Tableau VI- 12: Ferrailage transversal des poteaux..... | 188 |
| Tableau VI- 13 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive. | 189 |
| Tableau VI-- Erreur ! Argument de commutateur inconnu.: les sollicitations N_X , M_Z et T_Y sous différents combinaisons. | 195 |
| Tableau VI- 15: Le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre. | 195 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI- 16: Ferrailages des voiles..... | 199 |
| Tableau VI- 17: choix des barres du ferrailage horizontal des voiles..... | 202 |
| Tableau VII- 1: Réaction à la base de la structure..... | 207 |
| Tableau VII- 2: Efforts exercés à la base de bâtiment à l'E.L.A..... | 216 |
| Tableau VII- 3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée..... | 221 |
| Tableau VII- 4: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui..... | 222 |
| Tableau VII- 5: Données de vérification a l'ELS..... | 222 |
| Tableau VII- 6: Vérification d'état limite de compression de béton..... | 222 |
| Tableau VII- 7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 223 |
| Tableau VII- 8: vérification de l'état limite de compression du béton..... | 223 |
| Tableau VII- 9: Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures..... | 224 |
| Tableau VII- 10: les données de vérification a l'ELS..... | 228 |
| Tableau VII- 11: vérification d'état limite de compression de béton..... | 228 |
| Tableau VII- 12: vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 228 |
| Tableau VII- 13: vérification d'état limite de compression de béton..... | 229 |
| Tableau VII- 14: vérification d'état limite d'ouverture de fissures..... | 229 |

Liste des figures :

| | |
|---|----|
| Figure I- 1: Plancher à corps creux. | 5 |
| Figure I- 2: Brique creuse..... | 6 |
| Figure I- 3: déformations longitudinaux et transversaux. | 9 |
| Figure I- 4: Diagrammes contraintes –déformations du béton..... | 10 |
| Figure I- 5: Diagramme contrainte déformation. | 12 |
| Figure I- 6: Diagrammes des déformations limitent de la section. | 13 |
| Figure II- 1: Section de la poutre : Dimensions à respecter. | 18 |
| Figure II- 2: Coupe verticale du plancher en corps creux. | 21 |
| Figure II- 3: Section de la nervure. | 21 |
| Figure II- 4: Dimensions adoptées des poutrelles. | 22 |
| Figure II- 5: Schéma d'escalier..... | 23 |
| Figure II- 6: Schéma d'explication des dimensions de l'escalier..... | 24 |
| Figure II- 7: Section réduite du voile. | 26 |
| Figure II- 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux..... | 28 |
| Figure II- 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine..... | 29 |
| Figure II- 10: Composants d'un plancher étage courant corps creux. | 29 |
| Figure II- 11: Composants d'un plancher étage courant dalle pleine. | 30 |
| Figure II- 12: Remplissage en double cloisons. | 31 |
| Figure II- 13: Dimension de l'acrotère..... | 31 |
| Figure II- 14: Référence des niveaux. | 33 |
| Figure II- 15: Poteau central C3..... | 34 |
| Figure II- 16:Poteau de rive A3..... | 36 |
| Figure II- 17:Poteau d'angle A4..... | 39 |
| Figure III- 1: Schéma l'acrotère..... | 45 |
| Figure III- 2: Schéma de ferrailage. | 49 |
| Figure III- 3: Schéma statique de balcon. | 50 |
| Figure III- 4: Schéma de ferrailage. | 53 |
| Figure III- 5 : schéma statique d'escalier. | 55 |
| Figure III- 6 : schéma de la section. | 55 |
| Figure III- 7: Schéma de ferrailage d'escalier..... | 59 |
| Figure III- 8: schéma statique des poutrelles. | 61 |
| Figure III- 9: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 63 |

| | |
|---|-----|
| Figure III- 10: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 63 |
| Figure III- 11: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 64 |
| Figure III- 12 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 66 |
| Figure III- 13 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 66 |
| Figure III- 14 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 67 |
| Figure III- 15 : schéma de la section. | 67 |
| Figure III- 16 : Schéma de la section sur appui..... | 68 |
| Figure III- 17 : Schéma de la section en travée..... | 68 |
| Figure III- 18: Schéma de ferrailage de la poutrelle. | 72 |
| Figure III- 19 : Schéma statique des poutrelles..... | 72 |
| Figure III- 20 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 75 |
| Figure III- 21 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 75 |
| Figure III- 22 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU..... | 76 |
| Figure III- 23: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 78 |
| Figure III- 24: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 78 |
| Figure III- 25: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS. | 79 |
| Figure III- 26 : Schéma de la section. | 79 |
| Figure III- 27: Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant..... | 85 |
| Figure III- 28: Ferrailage de la dalle de compression. | 85 |
| Figure III- 29: Schéma statique de dalle. | 86 |
| Figure III- 30 : Schéma de ferrailage. | 91 |
| Figure III- 31: Schéma de ferrailage de la dalle Pleine..... | 97 |
| Figure III- 32: Schéma d'un ascenseur Mécanique..... | 98 |
| Figure III- 33: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine..... | 100 |
| Figure III- 34: Schéma de représentation des charges. | 101 |
| Figure III- 35: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur..... | 105 |
| Figure IV- 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel Robot Structural Analyse Professional. | 109 |
| Figure IV- 2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional. | 110 |
| Figure IV- 3: Vue en plan du modèle de la structure..... | 111 |
| Figure IV- 4: Diagramme de spectre de réponse..... | 116 |
| Figure IV- 5: 1ère Variante (disposition des voiles)..... | 118 |
| Figure IV- 6: 2ème variante vue en 3d..... | 118 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV- 7: 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques..... | 126 |
| Figure IV- 8: 2éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. | 126 |
| Figure IV- 9: 3émemode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y..... | 127 |
| Figure IV- 10: 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D..... | 127 |
| Figure IV- 11: 2émemode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z. | 128 |
| Figure IV- 12: 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D. | 128 |
| Figure IV- 13: Effet P- Δ | 136 |
| Figure V - 1: présentation des directions du vent..... | 138 |
| Figure V - 2: Légende pour les parois verticales. | 141 |
| Figure V - 3: Légende pour les toitures plates. | 142 |
| Figure V - 4: Répartition de Cpe sur les parois verticales (Direction du vent V1). | 143 |
| Figure V - 5: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones..... | 143 |
| Figure V - 6: Répartition de Cpe sur les parois verticales (Direction du vent V2). | 144 |
| Figure V - 7: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones..... | 145 |
| Figure VI- 1: section de poutre. | 157 |
| Figure VI- 2: zone nodales. | 165 |
| Figure VI- 3: Schéma de ferrailage des poutres principales (30×40) cm. | 168 |
| Figure VI- 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires. | 168 |
| Figure VI- 5: Sollicitations sur les poteaux..... | 170 |
| Figure VI- 6: zone nodales. | 171 |
| Figure VI- 7: Schéma de ferrailage des Poteaux carrés. | 190 |
| Figure VI- 8: Disposition des armatures verticales dans les voiles..... | 192 |
| Figure VI- 9: Section des voiles. | 192 |
| Figure VI- 10: diagramme d'une section entièrement comprimée. | 193 |
| Figure VI- 11: diagramme d'une section entièrement tendue. | 194 |
| Figure VI- 12: diagramme d'une section partiellement comprimée. | 194 |
| Figure VI- 13: Schéma de distribution des contraintes sur "L". | 196 |
| Figure VI- 14: Schéma de distribution des contraintes. | 197 |
| Figure VI- 15: Schéma de ferrailage de voile V1. | 203 |

| | |
|--|-----|
| Figure VI- 16: Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble du Poteau (RDC) et de voile V3. | 203 |
| Figure VII- 1: Schéma de ferrailage de longrine. | 206 |
| Figure VII- 2 : Vue en 3D un radier. | 209 |
| Figure VII- 3: Vue en plan du radier. | 211 |
| Figure VII- 4: Schéma de transmission des charges sur le radier. | 215 |
| Figure VII- 5: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment M_{xx} «ELU». | 217 |
| Figure VII- 6: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment M_{yy} «ELU». | 218 |
| Figure VII- 7: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment M_{xx} «ELS». | 218 |
| Figure VII- 8: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment M_{yy} «ELS». | 218 |
| Figure VII- 9: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment M_{xx} «ELA». | 219 |
| Figure VII- 10: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA». | 219 |
| Figure VII- 11: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA». | 219 |
| Figure VII- 12: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA». | 220 |
| Figure VII- 13: Effort tranchant agissant sur le radier : T_{xx} «ELU». | 224 |
| Figure VII- 14: Effort tranchant agissant sur le radier : T_{yy} «ELU». | 224 |
| Figure VII- 15: Ferrailage de la dalle du radier (sens xx). | 225 |
| Figure VII- 16: Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA). | 225 |
| Figure VII- 17: Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA). | 226 |
| Figure VII- 18: Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui. | 226 |
| Figure VII- 19: Les diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELS). | 227 |
| Figure VII- 20: Diagrammes des efforts tranchant agissants aux niveaux des nervures. | 229 |
| Figure VII- 21: Ferrailage de la nervure en travée. | 232 |
| Figure VII- 22: Ferrailage de la nervure sur appuis. | 232 |

Liste des symboles „

- f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.
 f_{tj} : résistance à la traction à j jour du béton.
 E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.
 E_{vj} : module de déformation différé du béton.
 G : Module de déformation transversale.
 ν : coefficient de poisson.
 f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.
 ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.
 σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton,
 γ : est un coefficient de sécurité.
 θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.
 $\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.
 f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.
 $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.
 f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés
 η : coefficient de fissuration
 N_u : est l'effort normal ultime
 B_r : est la section de béton réduite du béton
 λ : l'élanement de l'élément poteau.
 \bar{f} : la flèche admissible.
 F_p : l'action sismique horizontale.
 L_f : longueur de flambement.
 e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
 e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.
 e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
 ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2
 μ_{bu} : moment réduit.
 A_s : section d'armature comprimée
 A'_s : section d'armature tendue.
 S_t : escapement des armatures.
 A_r : section d'armature de répartition.
 M_0 : moment fléchissant dans la travée.
 M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
 M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
 M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
 M_{ut} : moment capable de la table de compression.
 A_{min} : section minimale d'armature.
 ϕ_t : diamètre d'armature transversale.

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

y : position de l'axe neutre.

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$I_{fi p}$, $I_{fi j}$, $I_{fi g}$, et $I_{fv g}$: sont les inerties fissurées.

T_u : Le moment de torsion ultime.

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

T_k : le période du mode K.

N : le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : centre de gravité.

R : centre e rigidité.

V : effort tranchant.

M_K : moment de renversement.

δk : Les déplacements horizontaux absolus.

Δk : les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : section d'armature minimale.

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

M_{u_f} : moment fictif.

A'_{sf} : section d'armature fictive

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

Introduction Générale

Introduction générale :

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

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

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

- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 09 étages à ANNABA.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ◆ Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ◆ Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- ◆ Le 5ème chapitre portera sur l'étude de vent, la détermination de son action de vent et la comparer avec celle du séisme.
- ◆ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014** est présenté dans le 5ème chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

I.1.Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le but de ce modeste travail est de calcul une structure (Bâtiment) est d'assurer la compatibilité de son comportement pendant sa durée de vie. En effet, l'étude de cette structure vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cycle de formation en Master génie civil , et d'appliquer les règles de conception et de calcul d'un ouvrage en béton armé en l'occurrence, un bâtiment en (R+9) qui présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation et dont le système de contreventement est assuré par des murs voiles.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

I.2.1.Introduction :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+9**) à usage d'habitation constitué d'un RDC et 09 étage à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible, Comportant **40** logements, L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Annaba, ville située en **zone II a**, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I.2.2.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

| | |
|---------------------------------|--------|
| Longueur en plan (m) | 25,50 |
| Largeur en plan (m) | 21,10 |
| Hauteur totale (m) | 33,00 |
| Hauteur d'étage courant (m) | 3,06 |
| Hauteur de R.D.C. (m) | 3,06 |
| Surface total (m ²) | 538,05 |

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.

I.2.3.Règles de calcul :

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 : DTR-BC.2.48**).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**Règles CBA93**).

I.3.Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

I.4.Eléments constituant l'ouvrage :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure est assuré uniquement par les voiles.

I.4.2. Plancher :

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

I.4.2.a. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

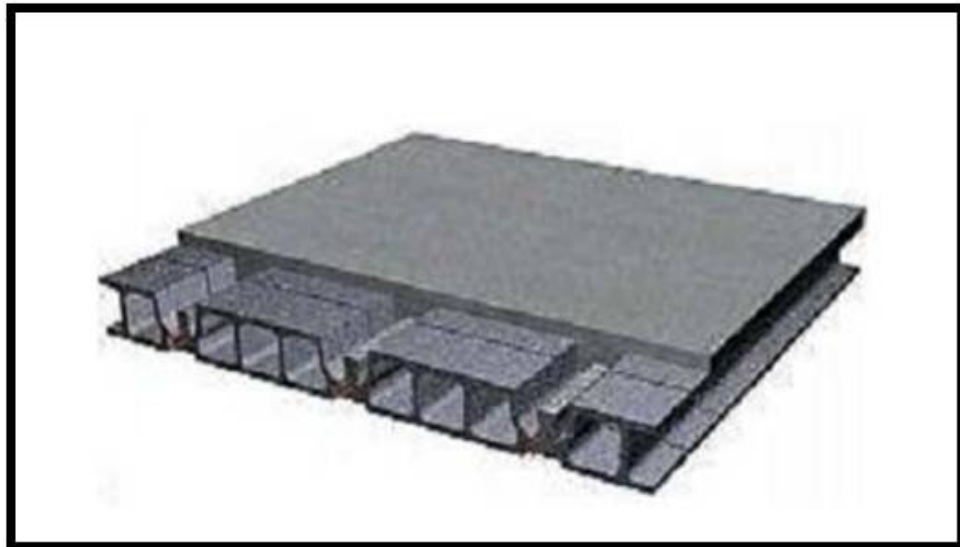


Figure I- 1: Plancher à corps creux.

I.4.2.b. Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3. Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

I.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

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

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

A. **Murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B. **Murs intérieurs :** Cloisons de séparation de 10 cm.

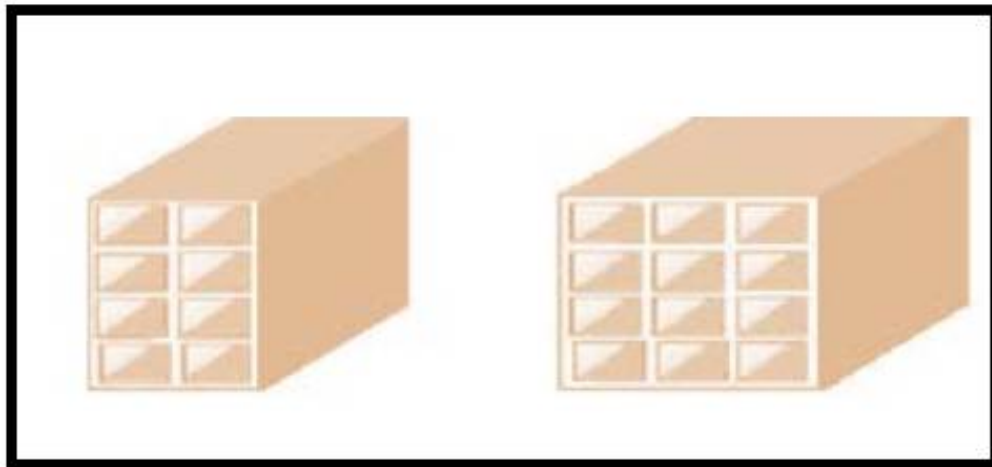


Figure I- 2: Brique creuse.

I.4.5. Revêtement :

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. acrotère :

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

I.4.7. Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est dispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondations :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de **2,50** bars et la profondeur d'ancrage de **3m** dans le sol. .

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Béton :

I.5.1.1 Composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

| Composantes | Graviers (5 /25) | Sable (0/5) | Ciment | Eau |
|--------------------|-------------------------|--------------------|---------------|--------------|
| Volume | 800 L | 400 L | 7 sacs | 180 L |
| Poids (kg) | 1200 | 600 | 350 | 180 |

Tableau I- 2 : Les compositions moyennes du béton.

I.5.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³).
- **Retrait** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- **Le fluage** : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :
 - Composition du béton.
 - Géométrie de la pièce.
 - Conditions atmosphériques.
 - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

I.5.1.3 Résistance caractéristique du béton :

- **En compression** « f_{cj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c_j} = 25$ [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{c_j} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j \geq 28 \text{ jours : } f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

- **En traction** « f_{tj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,060 f_{c_j} \rightarrow \text{pour notre cas : } f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MP a.}$$

I.5.1.4 Coefficient de poisson : BAEL 91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0,20$ → pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0$ → pour la justification aux E.L.U

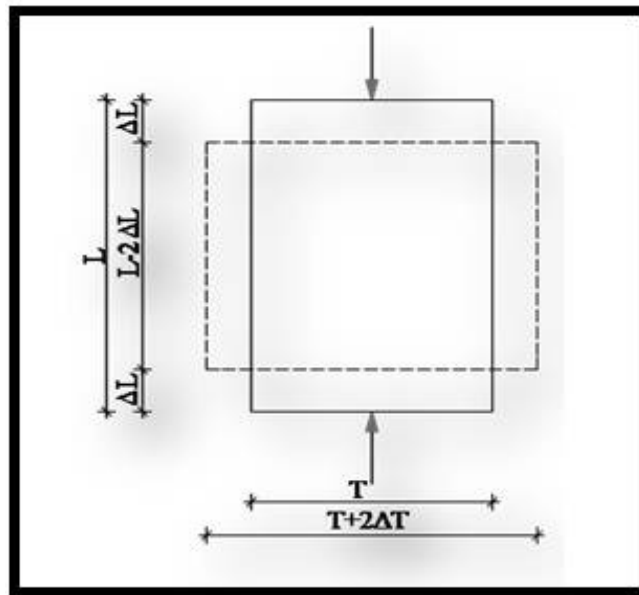


Figure I- 3: déformations longitudinales et transversales.

I.5.1.5 Déformations longitudinales du béton :

I.5.1.5.1 Déformations instantanées E_{ij} : BAEL91 Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{MPa}$$

I.5.1.5.2 Déformations différées E_{vj} : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différées (E_{vj}) du béton est donné par la formule : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{MPa}$

I.5.1.6 Contraintes limites du Béton :

D'après, BAEL91 Article (A.4.3 ,4). On distingue deux états limites :

I.5.1.6.1 État limite Ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

- La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Notation :

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24 h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1,5$ Combinaisons courantes

$\gamma_b = 1,15$ Combinaisons accidentelles.

Dans notre cas $\rightarrow f_{bu} = 14,2$ MPa.

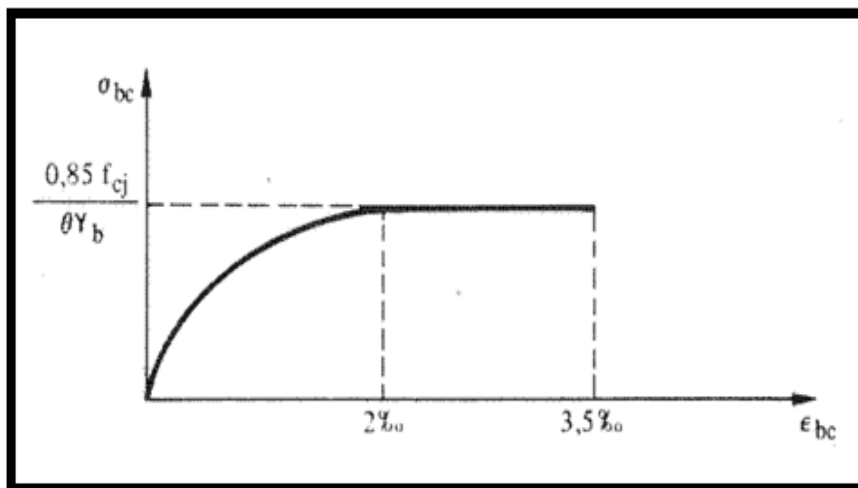


Figure I- 4: Diagrammes contraintes –déformations du béton.

I.5.1.6.2 État limite de service :

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- Un état limite de compression du béton.
- Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contrainte de compression du béton est limite à $0,6f_{cj}$, dans notre cas $\rightarrow \sigma_{bc} = 15$ MPa.

I.5.1.6.3 Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

La contrainte admissible de cisaillement est limitée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \quad : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad : \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.5.2 L'acier : BAEL91 Article (A.2.2).

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est noté E_s et a pour valeur.

$$E_s = 2,10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A.2.2.1).}$$

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

| Type | Nuance | f_e (MPa) | Emploi |
|---------------------------------------|--|-------------|--|
| Ronds lisses | F_e E 22 | 215 | Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées |
| | F_e E 24 | 235 | |
| Barre HA Type 3 | F_e TE 40 | 400 | Emploi courant |
| | F_e TE 50 | 500 | |
| Fils tréfiles HA type 3 | F_e TE40 | 400 | Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis |
| | F_e TE | 500 | |
| Fil tréfiles lisses type 4 | TL 50 $\phi > 6$ mm | 500 | Treillis soudés uniquement emploi courant |
| | TL 52 $\phi \leq 6$ mm | 520 | |

Tableau I- 3: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.5.2.1 Diagramme contrainte-déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

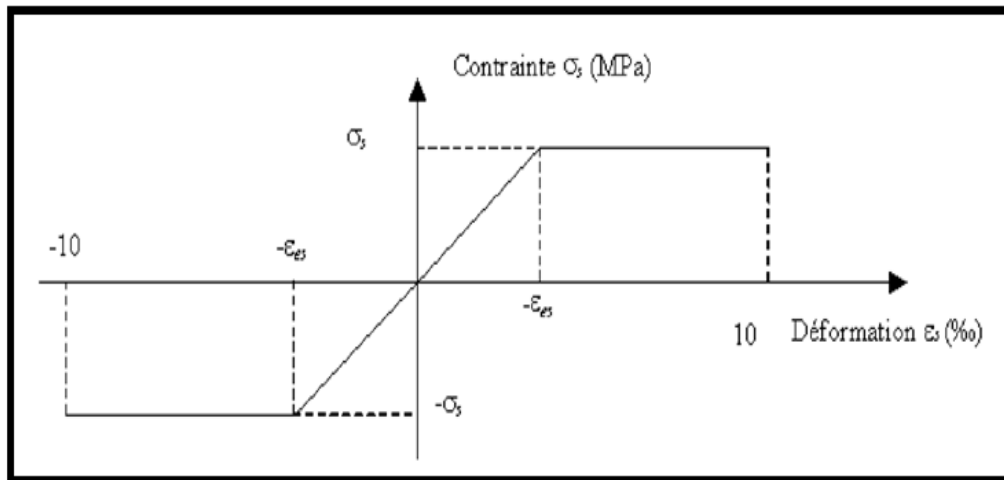


Figure I- 5: Diagramme contrainte déformation.

I.5.2.2 Contraintes limites :

La contrainte limite de l'acier est calculée avec la formule :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.
- $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Selon le type de fissuration la contrainte limite de traction est calculée avec une des formules suivantes :

- Cas de fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{ij}}, 240 \text{Mpa}) \right\}$
- Cas de fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{\eta f_{ij}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$

Avec : η coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ Pour rondes lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour acier HA.

I.5.3 Règles des trois pivots :

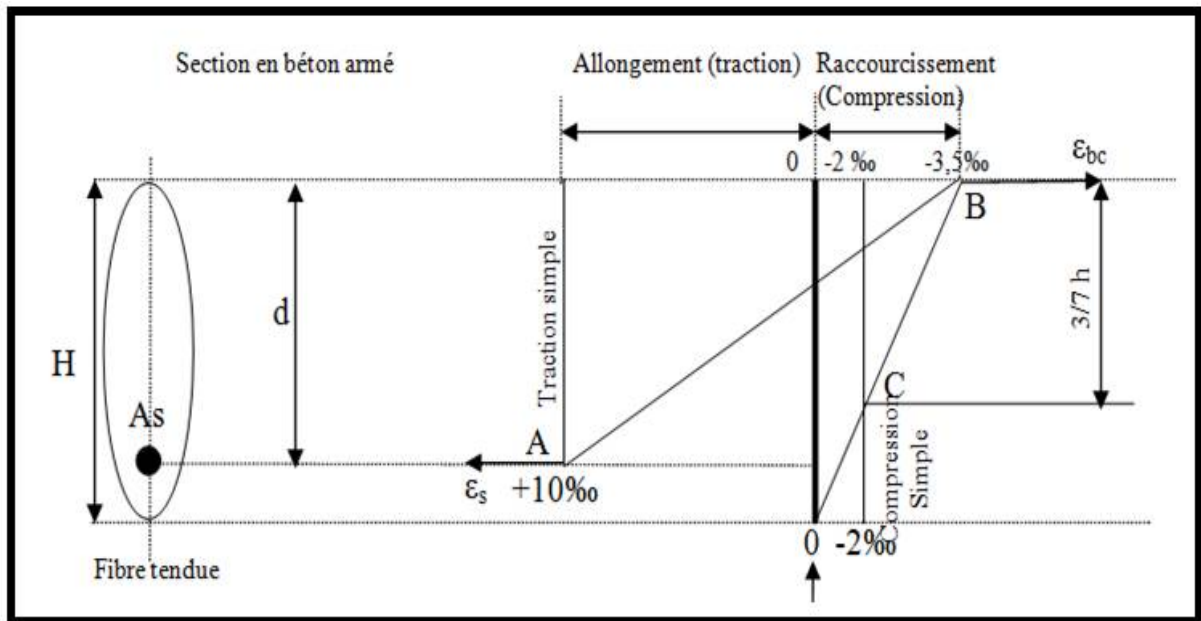


Figure I- 6: Diagrammes des déformations limitées de la section.

- **Pivot A :** Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion avec état ultime **atteint** dans le béton.
- **Pivot C :** Compression simple ou composée.

I.6 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).

- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion et $\epsilon_{bu} = 2\%$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A**, **B** ou **C**.

I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses** : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $\eta = 15$).

I.7 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I.7.1 Les Actions :

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A. 3.1, 1) :

- **Les actions permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :
- **Les actions variables**, notées **Q_i**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.
- **les actions accidentelles**, notées **E**, provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

I.7.2 Sollicitations :

I.7.2.1 Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A. Vérification des états limites de service :

| Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$ | de base Q_1 | Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$ |
|--|------------------|--|
| G | Q_B | 0 ou 0,77 W ou 0,77 S_n |
| | W | 0 ou $\psi_0 Q_B$ |
| | S_n | 0 ou $\psi_0 Q_B$ |

Tableau I- 4: Combinaisons d'actions à ELS.

B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

| Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$ | de base $\gamma_{Q1} Q_1$ | Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$ |
|---|------------------------------|--|
| $1,35 G$ ou G | $1,5 Q_B$ | 0 ou W ou S_n ou $W + S_n$ |
| | $1,5 W$ | 0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou S_n ou $1,3 \psi_0 Q_B + S_n$ |
| | $1,5 S_n$ | 0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou W ou $1,3 \psi_0 Q_B + W$ |

Tableau I- 5: Combinaisons d'actions à ELU.

C. Combinaisons accidentelles :

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement : $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_i + \Sigma \psi_{2i} Q_i$

Avec : F_A valeur représentative de l'action accidentelle.

CHAPITRE II

Pre dimensionnement Et Descente De Charge

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, dont le but est de déterminer les dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2 Pré dimensionnement :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les dalles et planchers.
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II-2.1 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement d'après le BAEL91.
- La condition de résistance : d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

II-2.1.1 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91) :

D'après la formule de l'élançement.

$$\lambda < 50$$

1- Pour les poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, I = \frac{bh^3}{12} \text{ Et } B = b \times h$$

λ : Élançement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$ (poteaux encastré à des poutres du plancher sur les deux cotés.)

$h_e = 306 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7 h = 0,7 \times 306 = 214,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{h/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

Et pour adopter (b) on utilise la même condition précédente sauf que l'inertie change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{hb^3}{12}EtB = b \times h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{b/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

On adopte pour les sections des poteaux les dimensions suivantes :

| Niveau | Poteau Carré bxh (cm) |
|----------------|-----------------------|
| 9, 8 et 7 | 40 x 40 |
| 6, 5 et 4 | 45 x 45 |
| 3, 2, 1 et RDC | 50 x 50 |

Tableau II- 1: les résultats du pré dimensionnement des poteaux.

II-2.1.2 Vérification vis-à-vis de le RPA 99 / version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Article (7.4.1))**, Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{b_1; h_1\} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II a)
- $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

| Condition à vérifier | Application de condition | Vérification |
|--|---|--------------|
| $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ | $\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ | Oui |
| $\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20$ | $\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} \geq (h_e/20) = (3,06 - 0,25)/20 = 14,05 \text{ cm}$ | Oui |
| $0,25 \leq (b/h) \leq 4$ | $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$ | Oui |

Tableau II- 2: Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux.

II.2.2 Les poutres :

Selon le RPA 99"version 2003"les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Où

b : largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre.

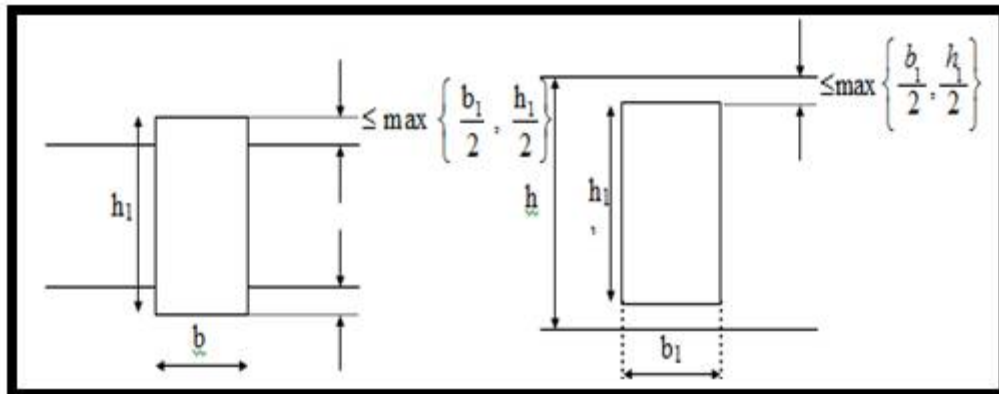


Figure II- 1: Section de la poutre : Dimensions à respecter.

II.2.2.1 Poutres principales :

Selon le BAEL 91 :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poteau})\right)$$

$$L = 500 - 2 \times 0,2 = 500 - 0,4 = 460 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h < b \leq 0,4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{460}{15} = 30,67 \text{ cm} < h \leq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 40 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 16 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Vérification suivant le RPA 99 "version 2003" :

Selon le RPA 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on a : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

II.2.2.2 Poutre secondaire :(Selon le BAEL 91) :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poteau})\right)$$

$$L = 500 - 2 \times 0,2 = 500 - 0,4 = 460 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{460}{15} = 30.67 \text{ cm} < h \leq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 35 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 16 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Vérification suivant le RPA 99"version 2003" :

Selon le R.P.A 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on a : } \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.17 < 4 \end{array} \right.$$

II.2.3 Les planchers :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

On a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher en dalles pleines ;

Dans ce projet les planchers sont en corps creux, et dalles pleines.

II.2.3.1 Dalles corps creux :

Condition du règlement BAEL 91 :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume au dimensionnement d'une Poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : Porté maximal entre nus d'appuis dans le sens des nervures.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Pour notre cas :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poutre})\right)$$

$$L = 500 - 2 \times 15 = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.88 \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur $h_t = 25 \text{ cm}$

{ 20cm pour l'épaisseur de cors creux.
5cm pour l'épaisseur de la dalle de compression

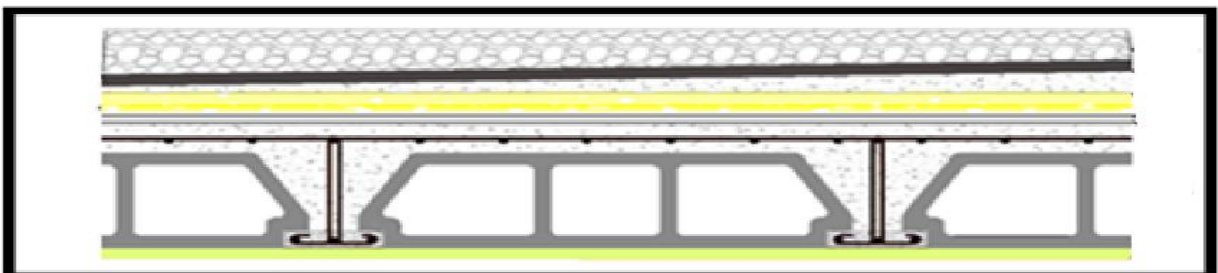


Figure II- 2: Coupe verticale du plancher en corps creux.

II.2.3.2 Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

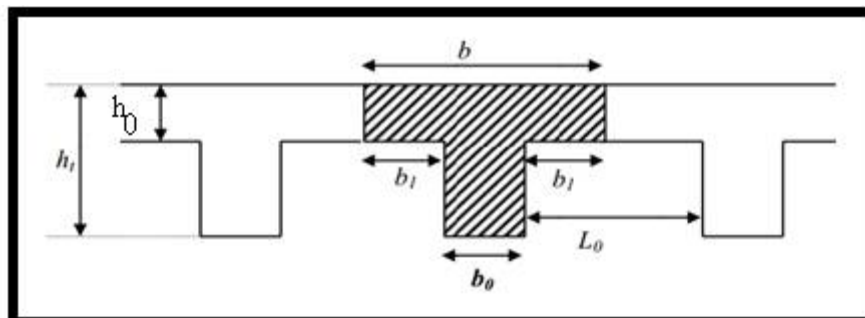


Figure II- 3: Section de la nervure.

Le hourdis choisi est normalisé de hauteur $h = 20$ cm.

Selon B.A.E.L :

$$b_0 = \left(\frac{h}{3}, \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{25}{3}, \frac{25}{2}\right) = (8,12) \rightarrow \text{On adopte } b_0 = 10 \text{ cm et de largeur } 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{max}}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow \min \left[\frac{470}{10}, \frac{55}{2} \right] = \min[47,0,27,5] = 27,5 \text{ cm}$$

L_{max} = La plus grande portée de la poutrelle

L = La distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$$B = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

| | |
|--------------------------------------|------|
| Épaisseur de la dalle de compression | 5cm |
| Épaisseur de l'entrevous | 20cm |
| Entraxe des nervures | 65cm |
| Largeur b_0 des nervures | 10cm |
| Distance L_0 entre deux nervures | 55cm |

Tableau II- 3: dimensionnements du plancher en corps creux.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 3).

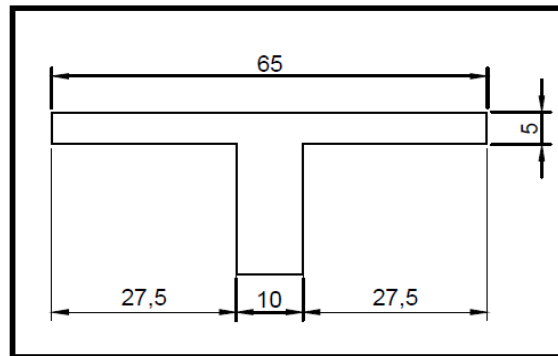


Figure II- 4: Dimensions adoptées des poutrelles.

II.2.3.3 Dalle pleine :

Pour la dalle pleine (la dalle noyau) de la construction, on a :

Les dimensions de la dalle L_x et L_y avec : $L_x < L_y$: le rapport des portées : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Si : $\alpha \leq 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens.

$0,4 < \alpha \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Type1 : $L_x = 120$ cm; $L_y = 300$ cm $\rightarrow \alpha = \frac{120}{300} = 0,40 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Type2 : $L_x = 160 \text{ cm}$; $L_y = 450 \text{ cm} \rightarrow \alpha = \frac{160}{450} = 0.36 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Le pré dimensionnement se fait en fonction de la longueur de la dalle **type 2**. L'épaisseur est choisie d'après les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance.
- ✓ Condition de flèche.
- ✓ Condition de sécurité.
- ✓ Condition de résistance au feu.

A) Condition de résistance : Pour les dalles portant dans un seul sens ($\alpha < 0,4$):

- $h \geq \frac{L_x}{20}$ pour un panneau isolé.
- $h \geq \frac{L_x}{25}$ pour une dalle continue (plusieurs panneaux).

Nous avons un panneau isolé avec un coefficient $\alpha < 0,4$ alors $h \geq \frac{L_x}{20} = \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$

B) Condition de flèche :

$$\frac{L_y}{20} \geq h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 22.5 \text{ cm} \geq h_0 \geq 5.33 \text{ cm}$$

C) Condition de sécurité :

$$h_0 \geq h_{\text{omin}} \rightarrow \text{D'après le RPA 99 "version 2003": } h_{\text{omin}} = 5 \Rightarrow h_0 = 5 \text{ cm}$$

D) Condition de résistance au feu:

Une résistance au feu d'une durée de deux heures et pour permettre l'évacuation des personnes :

$$h_0 \geq 11 \text{ cm.}$$

E) Condition d'isolation phonique :

Pour avoir une bonne isolation phonique $\rightarrow h_0 \geq 16 \text{ cm}$

D'après ces conditions :

| | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| Condition de résistance | $h \geq 15.67 \text{ cm}$ |
| Condition de flèche | $22.5 \geq h_0 \geq 5.33 \text{ cm}$ |
| Condition de sécurité | $h_0 \geq 5 \text{ cm}$ |
| Condition de résistance au feu | $h_0 \geq 11 \text{ cm}$ |
| Condition d'isolation phonique | $h_0 \geq 16 \text{ cm}$ |

Tableau II- 4: Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine.

On adopte pour l'épaisseur des dalles $\rightarrow h_0 = 16 \text{ cm}$.

II-2.4 Les escaliers :

Les escaliers se composent de 3 volées et 2 paliers et sont identiques pour tous les étages.

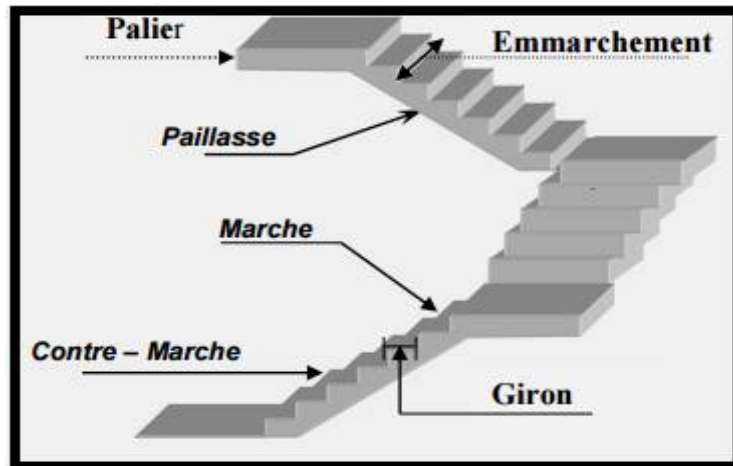


Figure II- 5: Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$60 \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

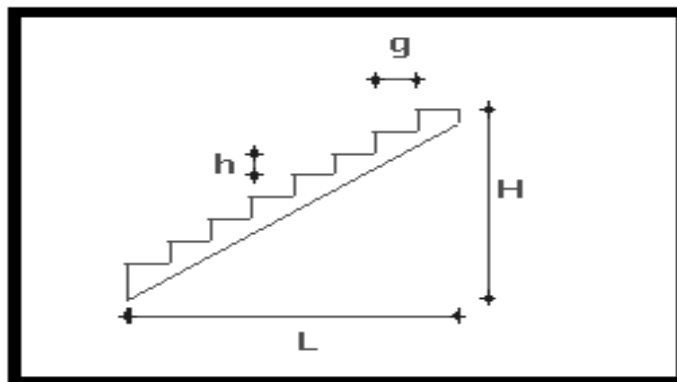


Figure II- 6: Schéma d'explication des dimensions de l'escalier.

g : Giron de marche (varié de 14 cm à 20 cm).

h : Hauteur de la contre marche (variée de 14 cm à 20 cm).

H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

n : nombre de contre marches.

(n-1) : nombre de marches.

$n \times h = H$: hauteur à monter

$(n-1) \times g = L$: longueur de la volée

La formule donne :

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 350$$

Après la résolution de l'équation, on obtient n=6

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \\ h = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

Vérification : $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64$ C.V

Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p):

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée de deux côtés.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{H}{L}\right) = \arctan\left(\frac{102}{150}\right) = \arctan(0.68) = 34.22 \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$L' = \frac{H}{\cos(\alpha)} = \frac{150}{\cos(34.22)} = 181.4 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 6.04 \text{ cm} \leq e_p \leq 9.07 \text{ cm}$$

On adopte pour le palier et la paillasse une épaisseur $\rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

| H (cm) | L (cm) | h (cm) | (G) | (α) | e_ paillasse (cm) | L'(cm) |
|---------------|---------------|---------------|------------|------------|--------------------------|---------------|
| 102 | 150 | 17 | 30 | 34.22° | 15 | 181.40 |

Tableau II- 5: Les résultats du pré dimensionnement d'escalier.

II.2.5 Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue, très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

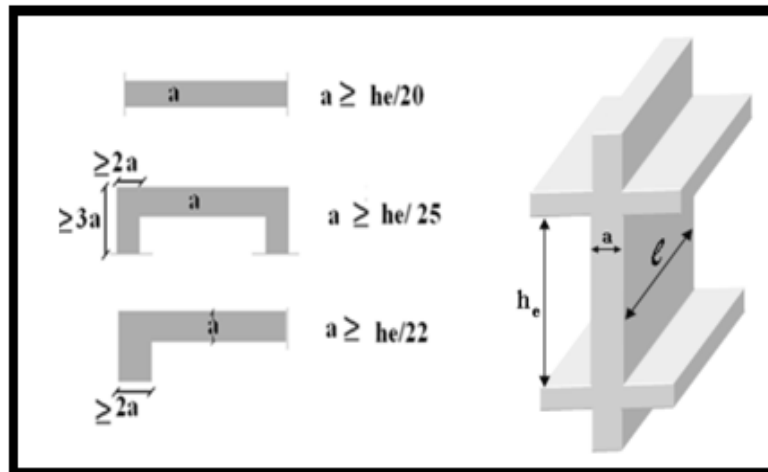


Figure II- 7: Section réduite du voile.

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

$$a \geq \frac{h_e}{30} = \frac{306 - 35}{30} = 9.37 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20 \text{ cm}$.

Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré par des voiles dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.2.6 Balcon :

La portée du balcon est de 120 cm.

Pré dimensionnement de la dalle (**pratique de BAEL page 352**) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{300} = 0.4$$

Condition de flèche :

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{120}{10} \geq 12 \text{ cm}$$

On adopte $\rightarrow h_0 = 15 \text{ cm.}$

II.3-Descente des charges :

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont:

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

II.3.1- Charges permanentes G[D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

• Poids volumiques des matériaux :

| | | | |
|-----------------------|------------------------|------------------|--------------------------|
| * Béton armé | : 25 KN/m ³ | * Gravier | : 15 KN/m ³ |
| * Enduit ciment | : 14 KN/m ³ | * Sable | : 18 KN/m ³ |
| * Isolation thermique | : 4 KN/m ³ | * plâtre | : 15 KN/m ³ |
| * Carrelage | : 22 KN/m ³ | * Forme de pente | : 22KN/m ³ |
| * Briques creuses | : 15 KN/m ³ | * Étanchéité | : 0,12 KN/m ³ |

II.3.2- Surcharges d'exploitations Q[D.T.R B.C.22]

- Plancher terrasse (non accessible) 1 kN /m²
- Plancher Étage courant 1,5 kN /m²
- Escalier courant (accessible au public) 2,5 kN /m²
- Balcon accessible 3,5 kN /m²

II.3.3-Évaluation des charges et surcharges :

II.3.3.1- Les planchers :

a. Plancher terrasse :

a.1. Plancher terrasse non accessible (corps creux):

| Les Compositions | Épaisseur(m) | Poids Volumique (KN/m ³) | Poids Surfaccique (KN/m ²) |
|-----------------------------------|--------------|--------------------------------------|--|
| 1-Gravillons de Protection | 0,05 | 15 | 0,75 |
| 2-Etanchéité multicouches | 0,02 | 6 | 0,12 |
| 3-forme Pente de béton | 0,08 | 22 | 1,76 |
| 4-Isolation phonique | 0,04 | 04 | 0,16 |
| 5-Dalle en corps creux | 0,25 | 14 | 3.50 |
| 6-Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| | | G | 6,49 KN/m² |
| | | Q | 1,00 KN/m² |

Tableau II- 6: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

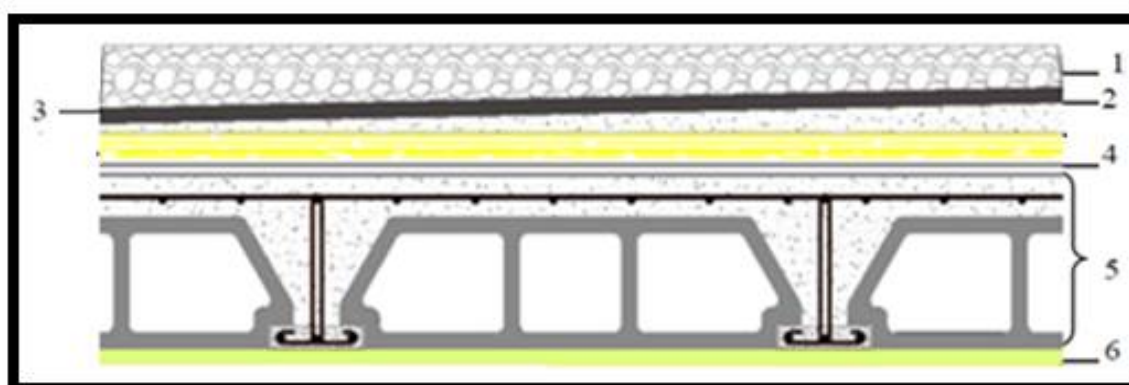


Figure II- 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

a.2 Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :

| Les Compositions | Épaisseur(m) | Poids Volumique (KN/m ³) | Poids Surfaccique (KN/m ²) |
|-----------------------------------|--------------|--------------------------------------|--|
| 1-Gravillons de Protection | 0,05 | 15 | 0,75 |
| 2-Etanchéité multicouches | 0,02 | 6 | 0,12 |
| 3-forme Pente de béton | 0,08 | 22 | 1,76 |
| 4-Isolation phonique | 0,04 | 04 | 0,16 |
| 5-Dalle pleine | 0,16 | 25 | 4 |
| 6-Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| | | G | 6,99KN/m² |
| | | Q | 1,00 KN/m² |

Tableau II- 7: La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible.

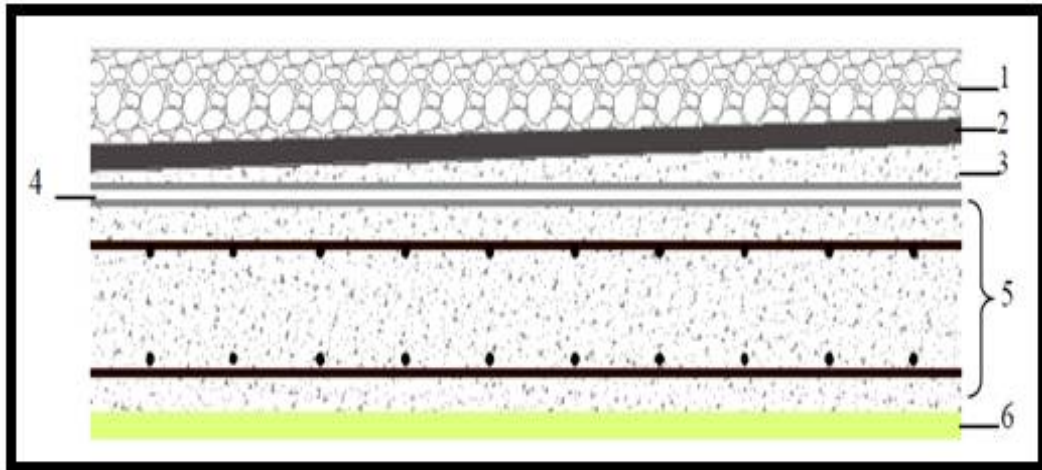


Figure II- 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

b. Plancher étage courant :

b.1 Plancher étage courant (corps creux) :

| Les Compositions | Épaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m ³) | Poids Surfaccique (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------|--------------------------------------|--|
| 1- Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2- Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3- Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 4- Lit sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 5- Dalle de compression | 0,25 | 14 | 3.50 |
| 6- Cloisons légère | - | - | 1,00 |
| | | G | 5.90 KN/m² |
| | | Q | 1,50 KN/m² |

Tableau II- 8: Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

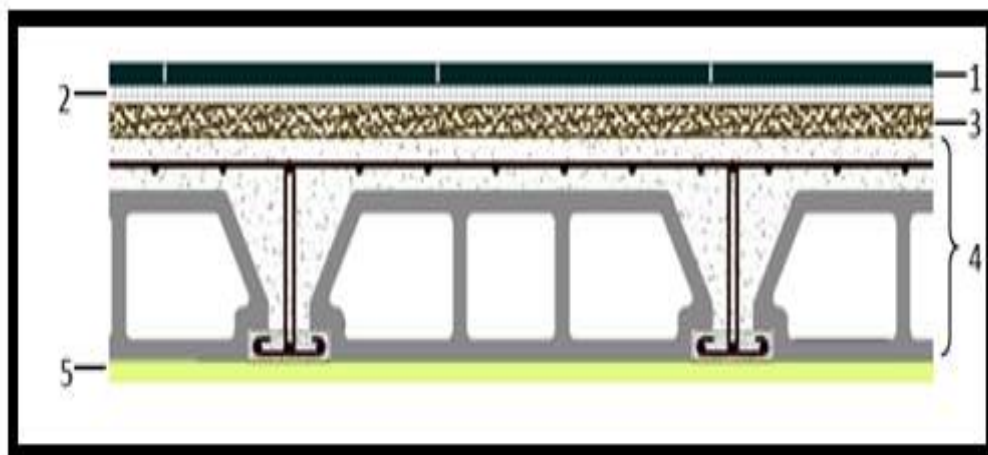


Figure II- 10: Composants d'un plancher étage courant corps creux.

b.2-Plancher étage courant (dalle pleine) :

| Les Compositions | Épaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m ³) | Poids Surfaccique (KN/m ²) |
|--------------------|---------------|--------------------------------------|--|
| 1- Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2- Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3- Lit sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4- Dalle pleine | 0,16 | 25 | 4 |
| 5-Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 6- Cloisons légère | - | - | 1,00 |
| | | G | 6,40 KN/m² |
| | | Q | 1,50 KN/m² |

Tableau II- 9: Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine).

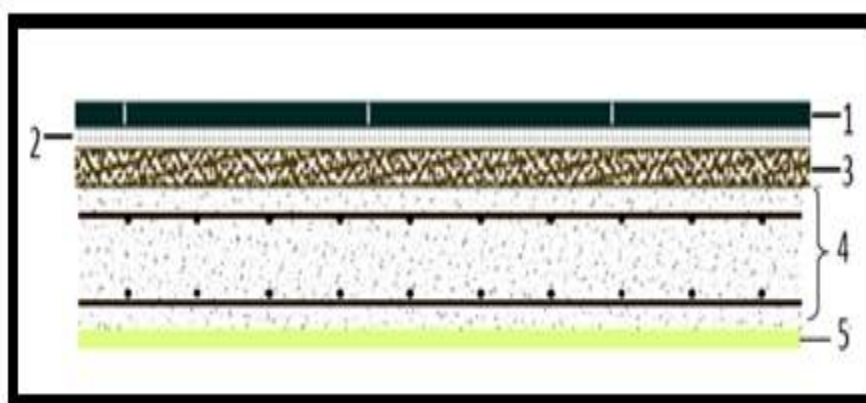


Figure II- 11: Composants d'un plancher étage courant (dalle pleine).

II.3.3.2-Mur extérieur :

| Les Compositions | Épaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m ³) | Poids Surfaccique (KN/m ²) |
|-------------------------------|---------------|--------------------------------------|--|
| Brique creuses 15cm (12trous) | 0.15 | - | 1,3 |
| Brique creuses 10cm (8trous) | 0.10 | - | 0,9 |
| Mortier du ciment | 0.02 | 18 | 0,36 |
| Mortier du plâtre | 0.02 | 10 | 0,2 |
| | | G | 2,76 KN/m² |

Tableau II- 10: Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.

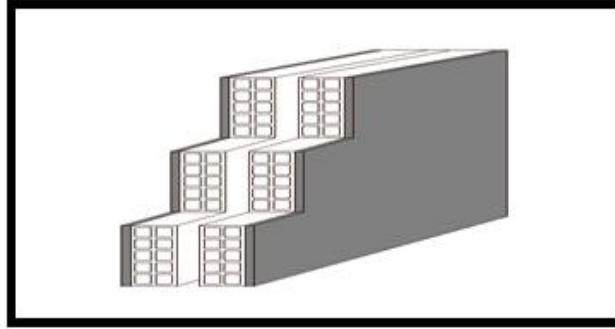


Figure II- 12: Remplissage en double cloisons.

Avec 30% d'ouverture $\rightarrow 2,76 \times 0,7 = 1,932 \text{KN/m}^2 \rightarrow G = 1,932 \text{KN/m}^2$

II.3.3.3-Acrotère :

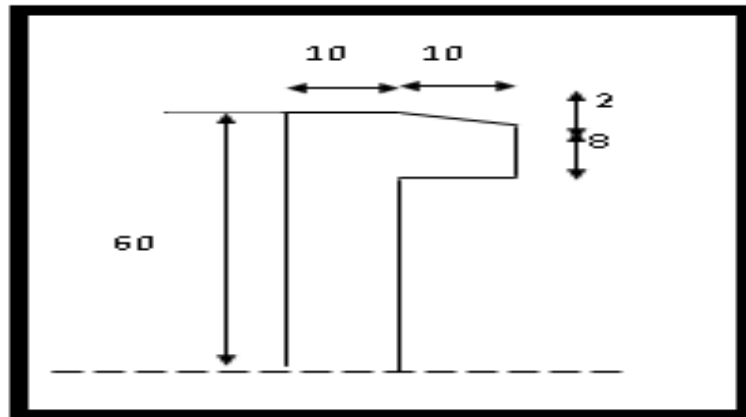


Figure II- 13: Dimension de l'acrotère.

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} \Rightarrow S = 0,069 \text{m}^2$$

$$G_1 = S \times 25 = 1,725 \text{KN/ml}$$

Poids de l'enduit en ciment :

Pour revêtement de 2 cm, on a:

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0,02 \times (0,6 + 0,5 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,1) \times 20 = 0,593 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,593 = 2,318 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,318 \text{KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{KN/ ml}$$

II.3.3.4-Balcon :

A- Dalle pleine :

| Les composantes | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge surfacique (KN/m ²) |
|------------------|---------------|--------------------------------------|--|
| Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle pleine | 0,16 | 25 | 4 |
| Enduit en ciment | 0,02 | 14 | 0,28 |
| | | G | 5,48 |
| | | Q | 3,50 |

Tableau II- 11:Évaluation des charges permanentes de balcon (dalle pleine).

B- Garde corps des balcons :

| Les composantes | Épaisseur (m) | Poids volumique(KN/m ³) | Charge Surfacique(KN/m ²) |
|---------------------|---------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| Brique creuses 10cm | 0,10 | - | 0,9 |
| enduit du ciment | 0,02 | 14 | 0,28 |
| | | G | 1,18 |
| | | Q | / |

Tableau II- 12: Évaluation des charges permanentes de balcon (garde corps).

Récapitulation

| Élément | Charge permanente G | Charge d'exploitation Q |
|--|------------------------|-------------------------|
| Plancher de terrasse (corps creux) | 6,49 kN/m ² | 1 kN/m ² |
| Plancher d'étage courant (corps creux) | 5,90 kN/m ² | 1,5 kN/m ² |
| Plancher de terrasse (dalle pleine) | 6,99 kN/m ² | 1kN/m ² |
| Plancher d'étage courant (dalle plein) | 6,40 kN/m ² | 1,5kN/m ² |
| Mur extérieure | 1,93 kN/m ² | - |
| Balcon accessible | 5,23 kN/m ² | 3,5 kN/m ² |
| Mur sur le balcon | 1,18 kN/m ² | - |
| Acrotère | 2,32kN/ml | - |

Tableau II- 13: Évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitations.

II.3.4- Loi de dégression des surcharges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3 page 17)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

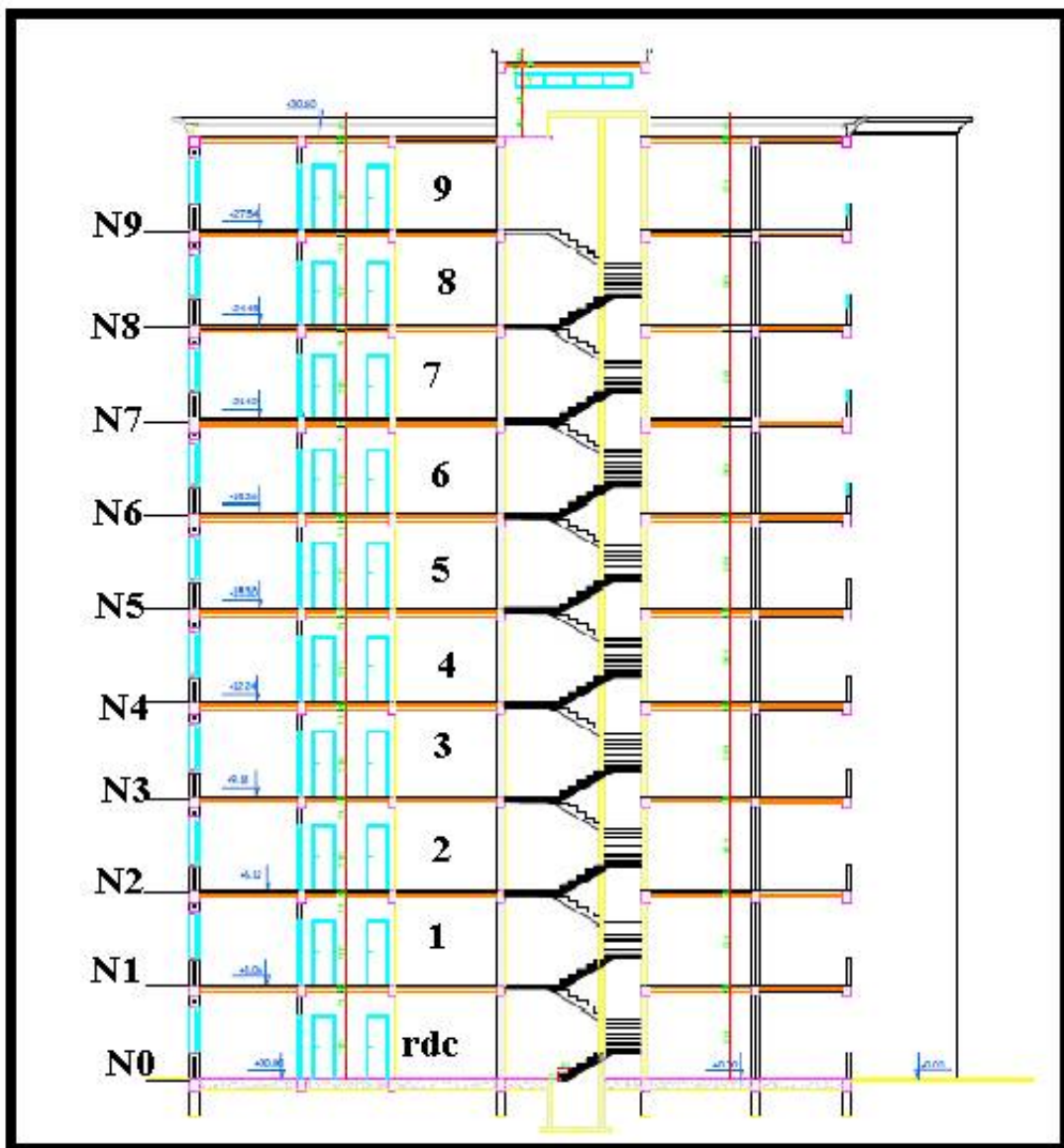


Figure II- 14: Référence des niveaux.

Calcul de Q :

| N | Dégression | Q (KN) |
|----|---|--------|
| N9 | Q_9 | 1.00 |
| N8 | $Q_9 + Q_8$ | 2.50 |
| N7 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7$ | 3.70 |
| N6 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6$ | 4.75 |
| N5 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5$ | 5.65 |
| N4 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5 + 0.5 Q_4$ | 6.40 |
| N3 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_4 + Q_3)$ | 7.15 |
| N2 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_4 + Q_3 + Q_2)$ | 7.90 |
| N1 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1)$ | 8.65 |
| N0 | $Q_9 + 0.9 Q_8 + 0.8 Q_7 + 0.7 Q_6 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_0)$ | 9.40 |

Tableau II- 14: Évaluation des charges d’exploitations par la règle de dégression.

Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela On choisit 03 types des poteaux :

1-Poteau centre : C3

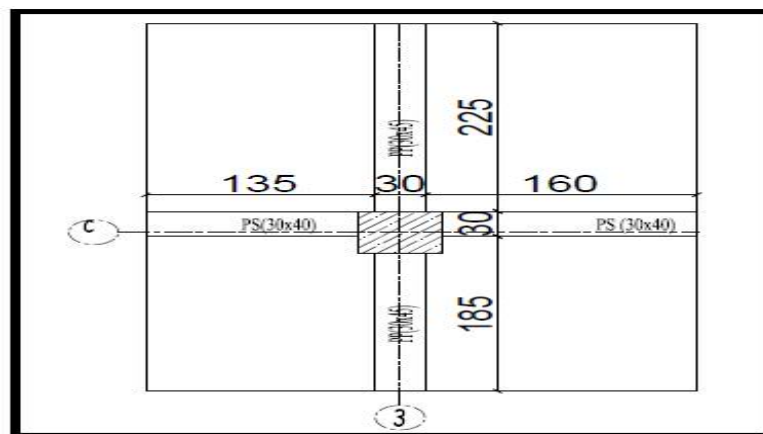


Figure II- 15: Poteau central C3.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux..... $(1.60+1.35) \times (1.85+2.25) = 12.10 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale $(0.40 \times 0.30) \times 4.10 = 0.49 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire $(0.35 \times 0.30) \times 2.95 = 0.31 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau $(0.50 \times 0.50) \times 3.06 = 0.77 \text{ m}^3$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charge

| N | Élément | G (KN) |
|----|-------------------------------------|---------------|
| N9 | P. corps creux : (12.10*6.49) | 78.50 |
| | p. principale : (0.40*0.30*25*4.10) | 12.30 |
| | p. secondaire :(0.35*0.30*25*2.95) | 7.74 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | Total | 110,78 |
| N8 | P. corps creux : (12.10*5.90) | 71.36 |
| | p. principale : (0.40*0.30*25*4.10) | 12.30 |
| | p. secondaire :(0.35*0.30*25*2.95) | 7.74 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | Total | 103.64 |
| N7 | Pec+pp+ps+pc+poteau 40x40 (3,06m) | 103.64 |
| N6 | Pec+pp+ps+pc+poteau 45x45 (3,06m) | 106.89 |
| N5 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 45x45 (3,06m) | 106.89 |
| N4 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 45x45 (3,06m) | 106.89 |
| N3 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,06m) | 110.53 |
| N2 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,06m) | 110.53 |
| N1 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,06m) | 110.53 |
| N0 | Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,06m) | 110.53 |

Tableau II- 15: Calcul de G du poteau C3.

| N | Q (KN/ m ²) | SURFACE AFFERENTE (m ²) | Q (KN) |
|----|-------------------------|-------------------------------------|--------|
| N9 | 1.00 | 12.10 | 12.10 |
| N8 | 2.50 | 12.10 | 30.24 |
| N7 | 3.70 | 12.10 | 44.75 |
| N6 | 4.75 | 12.10 | 57.45 |
| N5 | 5.65 | 12.10 | 68.34 |
| N4 | 6.40 | 12.10 | 77.41 |
| N3 | 7.15 | 12.10 | 86.48 |
| N2 | 7.90 | 12.10 | 95.55 |
| N1 | 8.65 | 12.10 | 104.62 |
| N0 | 9.40 | 12.10 | 113.69 |

Tableau II- 16: Calcul de Q du poteau C3.

| Z | Charges Permanentes [KN] | | Charges d'exploitation | | Efforts Normaux ultime |
|-----------|--------------------------|---------|------------------------|---------|------------------------|
| | G | G Cumul | [KN] | | [KN] |
| | | | Q | Q Cumul | $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$ |
| N9 | 110,78 | 110,78 | 12,1 | 12,10 | 167,70 |
| N8 | 103,64 | 214,42 | 30,24 | 42,34 | 352,98 |
| N7 | 103,64 | 318,06 | 44,75 | 87,09 | 560,02 |
| N6 | 106,89 | 424,95 | 57,45 | 144,54 | 790,49 |
| N5 | 106,89 | 531,84 | 68,34 | 212,88 | 1037,30 |
| N4 | 106,89 | 638,73 | 77,41 | 290,29 | 1297,72 |
| N3 | 110,53 | 749,26 | 86,48 | 376,77 | 1576,66 |
| N2 | 110,53 | 859,79 | 95,55 | 472,32 | 1869,20 |
| N1 | 110,53 | 970,32 | 104,62 | 576,94 | 2175,34 |
| N0 | 110,53 | 1080,85 | 113,69 | 690,63 | 2495,09 |

Tableau II- 17: Calcul des efforts normaux ultimes de C3.

1-Poteau de rive :A3

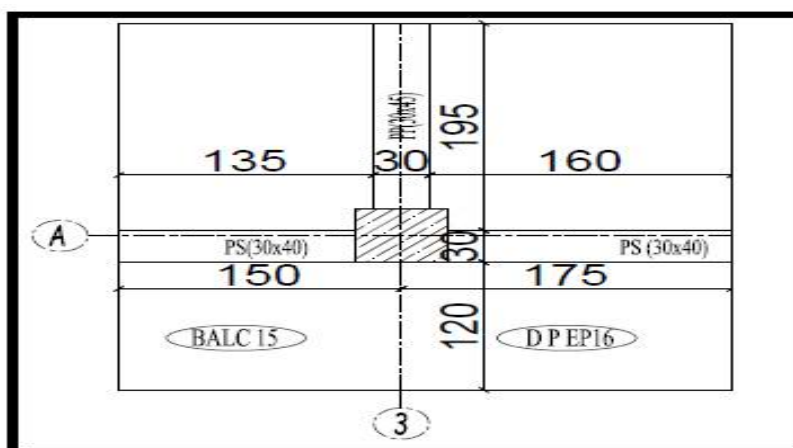


Figure II- 16:Poteau de rive A3.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux..... $(1.60+1.35) \times 1.85 = 5.46\text{m}^2$
- ❖ Surface de la Dalle pleine $1.75 \times 1.30 = 2.28 \text{ m}^2$
- ❖ Surface du balcon $1.50 \times 1.30 = 1.95 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale $(0.40 \times 0.30) \times 1.85 = 0.22 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire $(0.35 \times 0.30) \times 2.95 = 0.31\text{m}^3$
- ❖ Volume du poteau $(0.50 \times 0.50) \times 3.06 = 0.77\text{m}^3$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charge

| N | Élément | G (KN) |
|-----------|---|---------------|
| N9 | P. corps creux : (5.75*6.49) | 37.33 |
| | p. dalle pleine : (5.46*6.99) | 14.68 |
| | p. principale : (0.40*0.30*25*1.85) | 5.85 |
| | p. secondaire :(0.35*0.30*25*2.95) | 7.74 |
| | p. de l'acrotère : [(1.20 +1.65+1.40)*1.93] | 6.33 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | Total | 84.17 |
| N8 | P. corps creux : (5.46*5.90) | 33.94 |
| | p. Balcon : (1.80*5.90) | 9.86 |
| | p. dalle pleine : (2.10*6.40) | 13.42 |
| | p. principale : (0.40*0.30*25*1.85) | 5.85 |
| | p. secondaire :(0.35*0.30*25*2.95) | 7.74 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | p. murs extérieurs (3.06-0.35)*[(1.18*1.35)+(1.6*1.93)] | 12.69 |
| | Total | 95.74 |
| N7 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 40x40 (3,06m) +p me | 95.74 |
| N6 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 98.99 |
| N5 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 98.99 |
| N4 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 98.99 |
| N3 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 105.39 |
| N2 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 105.39 |
| N1 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 105.39 |
| N0 | Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 105.39 |

Tableau II- 18: calcul de G du poteau A3.

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charge

| N | Q (KN/ m ²) | SURFACE AFFERENTE (m ²) | Q (KN) |
|-----|-------------------------|--|--------|
| 9 | 1.00 | 5.03 | 7.85 |
| 8 | 2.50 | 9.68 | 24.13 |
| 7 | 3.70 | 9.68 | 35.71 |
| 6 | 4.75 | 9.68 | 45.85 |
| 5 | 5.65 | 9.68 | 54.54 |
| 4 | 6.40 | 9.68 | 61.78 |
| 3 | 7.15 | 9.68 | 69.02 |
| 2 | 7.90 | 9.68 | 76.25 |
| 1 | 8.65 | 9.68 | 83.49 |
| RDC | 9.40 | 9.68 | 90.73 |

Tableau II- 19: Calcul de Q du poteau A3.

| Z | Charges Permanentes [KN] | | Charges d'exploitation | | Efforts Normaux ultime |
|----|-----------------------------|---------|---------------------------|---------|---------------------------|
| | G | G Cumul | [KN] | | [KN] |
| | | | Q | Q Cumul | $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$ |
| N9 | 84,17 | 84,17 | 7,85 | 7,85 | 125,40 |
| N8 | 95,74 | 179,91 | 24,13 | 31,98 | 290,85 |
| N7 | 95,74 | 275,65 | 35,71 | 67,69 | 473,66 |
| N6 | 98,99 | 374,64 | 45,85 | 113,54 | 676,07 |
| N5 | 98,99 | 473,63 | 54,54 | 168,08 | 891,52 |
| N4 | 98,99 | 572,62 | 61,78 | 229,86 | 1117,83 |
| N3 | 105,39 | 678,01 | 69,02 | 298,88 | 1363,63 |
| N2 | 105,39 | 783,40 | 76,25 | 375,13 | 1620,29 |
| N1 | 105,39 | 888,79 | 83,49 | 458,62 | 1887,80 |
| N0 | 105,39 | 994,18 | 90,73 | 549,35 | 2166,17 |

Tableau II- 20: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau A3.

2-Poteau d'angle A4 :

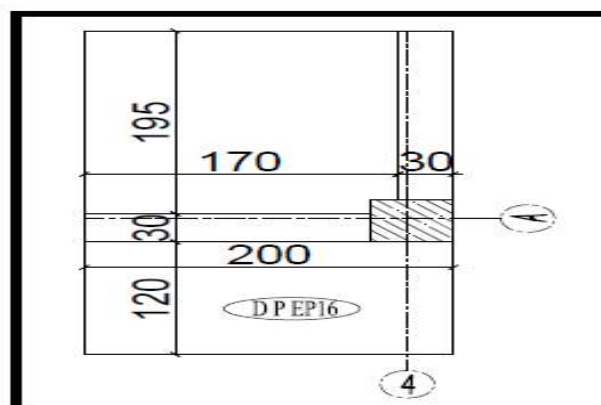


Figure II- 17:Poteau d'angle A4.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux..... $1.70 \times 1.95 = 3.32 \text{m}^2$
- ❖ Surface de la Dalle pleine $1.20 \times 2.00 = 2.40 \text{m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale $(0.40 \times 0.30) \times 1.75 = 0.21 \text{m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire..... $(0.35 \times 0.30) \times 1.50 = 0.16 \text{m}^3$
- ❖ Volume du poteau $(0.50 \times 0.50) \times 3.06 = 0.77 \text{m}^3$

| N | Élément | G (KN) |
|-----------|---|--------------|
| N9 | P. corps creux : (5.46*6.49) | 21.15 |
| | p. dalle pleine : (5.46*6.99) | 16.78 |
| | p.p. principale : (0.40*0.30*25*1.75) | 5.25 |
| | p.p. secondaire :(0.35*0.30*25*1.50) | 3.94 |
| | p. d'acrotère : (3.06-0.35) *[(1.35+1.6)*1.93] | 15.43 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | Total | 74.79 |
| N8 | P. corps creux : (5.46*5.90) | 19.56 |
| | p. dalle pleine : (5.46*6.99) | 15.36 |
| | p.p. principale : (0.40*0.30*25*1.75) | 5.25 |
| | p.p. secondaire :(0.35*0.30*25*1.50) | 3.94 |
| | p. poteau :(0.40*0.40*3.06*25) | 12,24 |
| | p.Murs extérieurs [(1.70*2.71) + (2.95*2.66)] *1.93 | 24.04 |
| | Total | 80.39 |

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charge

| | | |
|-----------|--|--------------|
| N7 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 40x40 (3,06m) +p me | 80.39 |
| N6 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 83.64 |
| N5 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 83.64 |
| N4 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) +p me | 83.64 |
| N3 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 87.27 |
| N2 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 87.27 |
| N1 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 87.27 |
| N0 | Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) +p me | 87.27 |

Tableau II- 21: Calcul de G du poteau A4.

| N | Q (KN/ m²) | SURFACE AFFERENTE (m²) | Q (KN) |
|------------|------------------------------|--|---------------|
| 9 | 1.00 | 5,71 | 5,72 |
| 8 | 2.50 | 5,71 | 14,29 |
| 7 | 3.70 | 5,71 | 21,15 |
| 6 | 4.75 | 5,71 | 27,15 |
| 5 | 5.65 | 5,71 | 32,29 |
| 4 | 6.40 | 5,71 | 36,58 |
| 3 | 7.15 | 5,71 | 40,86 |
| 2 | 7.90 | 5,71 | 45,15 |
| 1 | 8.65 | 5,71 | 49,43 |
| RDC | 9.40 | 5,71 | 53,72 |

Tableau II- 22: Calcul de Q du poteau A4.

| Z | Charges Permanentes [KN] | | Charges d'exploitation | | Efforts Normaux ultime |
|-----------|--------------------------|---------|------------------------|---------|------------------------|
| | | | [KN] | | [KN] |
| | G | G Cumul | Q | Q Cumul | $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$ |
| N9 | 74,79 | 74,79 | 5,72 | 5,72 | 109,55 |
| N8 | 80,39 | 155,18 | 14,29 | 20,01 | 239,51 |
| N7 | 80,39 | 235,57 | 21,15 | 41,16 | 379,76 |
| N6 | 83,64 | 319,21 | 27,15 | 68,31 | 533,40 |
| N5 | 83,64 | 402,85 | 32,29 | 100,60 | 694,75 |
| N4 | 83,64 | 486,49 | 36,58 | 137,18 | 862,53 |
| N3 | 87,27 | 573,76 | 40,86 | 178,04 | 1041,64 |
| N2 | 87,27 | 661,03 | 45,15 | 223,19 | 1227,18 |
| N1 | 87,27 | 748,30 | 49,43 | 272,62 | 1419,14 |
| N0 | 87,27 | 835,57 | 53,72 | 326,34 | 1617,53 |

Tableau II- 23: Calcul des efforts normaux ultime du poteau A4.

Les résultats obtenus d'efforts Normaux ultimes maximaux des trois types de poteaux :

| poteau | Poteau central | Poteau de rive | Poteau d'angle |
|------------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| Efforts Normaux ultimes(KN) | 2495,09 | 2166,17 | 1617,53 |

Tableau II- 24: Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.

II.2.7.5 Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

II.2.7.5.1 Vérification selon BAEL91 :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

Nu: l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

B_r : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

F_e : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$\gamma_s = 1,15 \quad , \gamma_b = 1,5$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charge

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50. \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)} \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

N_u connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

$$\text{On a : } N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % en zone II a, donc:

$$\frac{A}{B_r} = 0,8\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,008 \times \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,71 \times \sqrt{12}}{b}$$

| Section de poteau cm ² | λ | α |
|-----------------------------------|-----------|----------|
| 40 × 40 | 6.15 | 0.099 |
| 45 × 45 | 5.47 | 0.122 |
| 50 × 50 | 4.92 | 0.146 |

Tableau II- 25: les valeurs de (λ, α) selon les sections des poteaux.

• Poteau de centre :

| Niveau | N_u (kN) 1.35G+1.5Q | B_r (cm ²) | B_c (choisie) cm ² | a (cm) | a_c (cm) |
|--------|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|--------|------------|
| N9 | 167,70 | 90,11 | 1584,04 | 9,69 | 40,00 |
| N8 | 352,98 | 189,13 | 1584,04 | 13,95 | 40,00 |
| N7 | 560,02 | 300,06 | 1584,04 | 17,52 | 40,00 |
| N6 | 790,49 | 345,99 | 2007,04 | 18,80 | 45,00 |
| N5 | 1037,30 | 454,02 | 2007,04 | 21,51 | 45,00 |
| N4 | 1297,72 | 568,00 | 2007,04 | 24,03 | 45,00 |
| N3 | 1576,66 | 578,92 | 2480,04 | 24,26 | 50,00 |
| N2 | 1869,20 | 686,33 | 2480,04 | 26,40 | 50,00 |
| N1 | 2175,34 | 798,74 | 2480,04 | 28,46 | 50,00 |
| N0 | 2495,09 | 916,15 | 2480,04 | 30,47 | 50,00 |

Tableau II- 26: Vérification des sections adoptées pour le poteau centre.

• **Poteau de rive :**

| Niveau | Nu (kN) | Br (cm ²) | Bc (choisie) (cm ²) | a (cm) | a _c (cm) |
|--------|---------|-----------------------|---------------------------------|--------|---------------------|
| N9 | 125,40 | 67,38 | 1584,04 | 8,41 | 40,00 |
| N8 | 290,85 | 155,84 | 1584,04 | 12,68 | 40,00 |
| N7 | 473,66 | 253,79 | 1584,04 | 16,13 | 40,00 |
| N6 | 676,07 | 295,91 | 2007,04 | 17,40 | 45,00 |
| N5 | 891,52 | 390,21 | 2007,04 | 19,95 | 45,00 |
| N4 | 1117,83 | 489,26 | 2007,04 | 22,32 | 45,00 |
| N3 | 1363,63 | 500,70 | 2480,04 | 22,58 | 50,00 |
| N2 | 1620,29 | 594,94 | 2480,04 | 24,59 | 50,00 |
| N1 | 1887,80 | 693,16 | 2480,04 | 26,53 | 50,00 |
| N0 | 2166,17 | 795,38 | 2480,04 | 28,40 | 50,00 |

Tableau II- 27: Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive.

• **Poteau d'angle :**

| Niveau | Nu (kN) | Br (cm ²) | Bc (choisie) (cm ²) | a (cm) | a _c (cm) |
|--------|---------|-----------------------|---------------------------------|--------|---------------------|
| N9 | 109,55 | 58,86 | 1584,04 | 7,87 | 40,00 |
| N8 | 239,51 | 128,33 | 1584,04 | 11,53 | 40,00 |
| N7 | 379,76 | 203,47 | 1584,04 | 14,46 | 40,00 |
| N6 | 533,40 | 233,46 | 2007,04 | 15,48 | 45,00 |
| N5 | 694,75 | 304,09 | 2007,04 | 17,64 | 45,00 |
| N4 | 862,53 | 377,52 | 2007,04 | 19,63 | 45,00 |
| N3 | 1041,64 | 382,47 | 2480,04 | 19,76 | 50,00 |
| N2 | 1227,18 | 450,60 | 2480,04 | 21,43 | 50,00 |
| N1 | 1419,14 | 521,08 | 2480,04 | 23,03 | 50,00 |
| N0 | 1617,53 | 593,93 | 2480,04 | 24,57 | 50,00 |

Tableau II- 28: Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle.

II.2.6.5.2 Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.1) :

Une Vérification spécifiques de la sollicitation normale doit être effectuée, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la conduction suivante :

$$V = N_d/B_c.F_{c28} \leq 0,3$$

Alors la section de poteau le plus sollicité :

$$B_c \geq N_d/0,3.F_{c28}$$

Poteaux les plus sollicités :

| Poteaux (cm ²) | N _d (kN) G + Q | F _{c28} (kN/cm ²) | B _c (choisie) cm ² | N _d /B _c .F _{c28} | N _d /B _c .F _{c28} ≤ 0,3 |
|----------------------------|------------------------------|--|--|--|--|
| (40×40) | 405,15 | 2.5 | 1600 | 0,101 | Condition vérifiée |
| (45×45) | 929,02 | 2.5 | 2025 | 0,184 | Condition vérifiée |
| (50×50) | 1771,48 | 2.5 | 2500 | 0,283 | Condition vérifiée |

Tableau II- 29: 2^{ème} Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.

CHAPITRE III

Étude Des Éléments Secondaires

Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III.1 Étude de L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre G, et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p, F_q)$.

$$\text{Avec : } F_p = 4 A C_p W_p$$

- $A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A 99 V 2003 page 37).
- $C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 R.P.A 99 V 2003 page 59).
- W_p : poids propre de l'acrotère. $W_p = 2,318 \text{ kN/ml}$.
- F_q : La poussée horizontale $F_q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.1.1 Schéma statique :

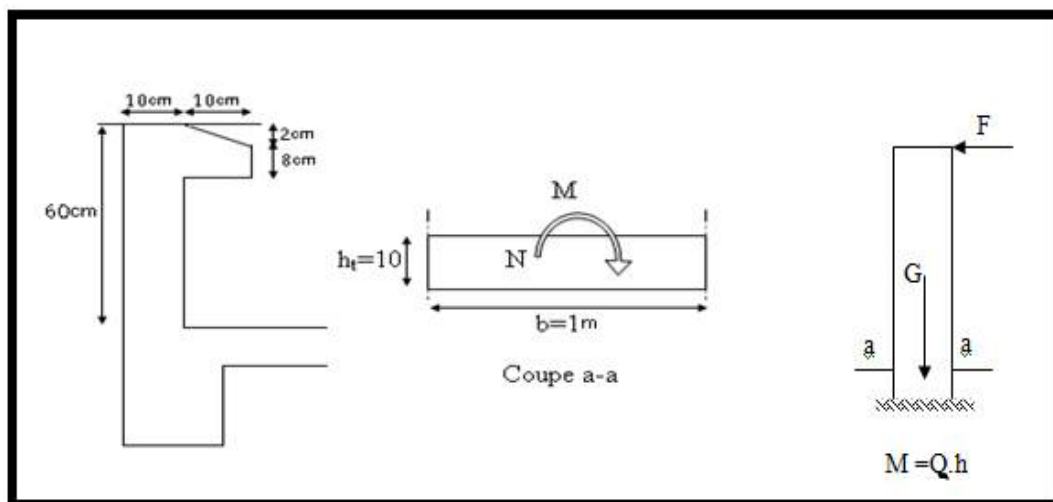


Figure III- 1: Schéma l'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée. Avec :

- $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,318 = 1,113 \text{ kN/ml}$

- $Q = \text{Max} (F_p, F_q) = 1,113 \text{ kN/ml}$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

- Moment à ELU : $M_u = 1,5Q.h$.

- Moment à ELS : $M_s = Q.h$.

| | N (KN) | M (KN.m) |
|--------------|---------------|-----------------|
| E.L.U | 1,670 | 1,002 |
| E.L.S | 1,113 | 0,668 |

Tableau III- 1: Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.

III.1.2 Calcul de l'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,002}{1,670} = 0,60 \text{ m} \quad e = 60 \text{ cm} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Assimilation à la flexion simple :

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimé, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif M_{au} avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}}$$

avec : $e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right)$ et $d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m}$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues A_s .

$$e_a = 0,60 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,62$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 1,67 \times 0,62 = 1,04 \text{ kN.m}$$

III.1.3 Ferrailage :

III.1.3.1 Ferrailage à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{1(0,07)^2 \times 14,20} = 0,015 \dots \dots \dots f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,015$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha_u) d = 6,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{0,0696 \times 348} 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100\sigma} = 0,43 - \frac{1,67 \times 10^{-3}}{100 \times 348} 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_{s \text{ réelle}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{soit} \dots \dots \dots 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

♦ **Données :**

| M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm²) | As' (cm²) |
|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1,113 | 100 | 10 | 7 | 3 | 15 | 2,01 | 0 |

Tableau III- 2: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')$$

♦ **État limite de compression de béton:**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : σ_{bc} Contrainte maximale dans le béton comprimé $\rightarrow \sigma_{bc} = k \cdot y$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte limite dans le béton comprimé. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

| y (cm) | I (cm ⁴) | K (KN/cm ³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|--------|----------------------|-------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 1,78 | 1009,52582 | 0,1102 | 1,96 | 15 | C-V |

Tableau III- 3: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Avec :

- σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15k(d-y)$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

- $\bar{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \xi_s \text{ et } \xi_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max(90 \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

| y (cm) | I (cm ⁴) | K (KN/cm ³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-----------|-------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 86,41 | 200 | C-V |

Tableau III- 4: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

▪ **Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Et} \quad V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 1,670 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,670}{10 \times 7} = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

▪ **Schéma de ferrailage :**

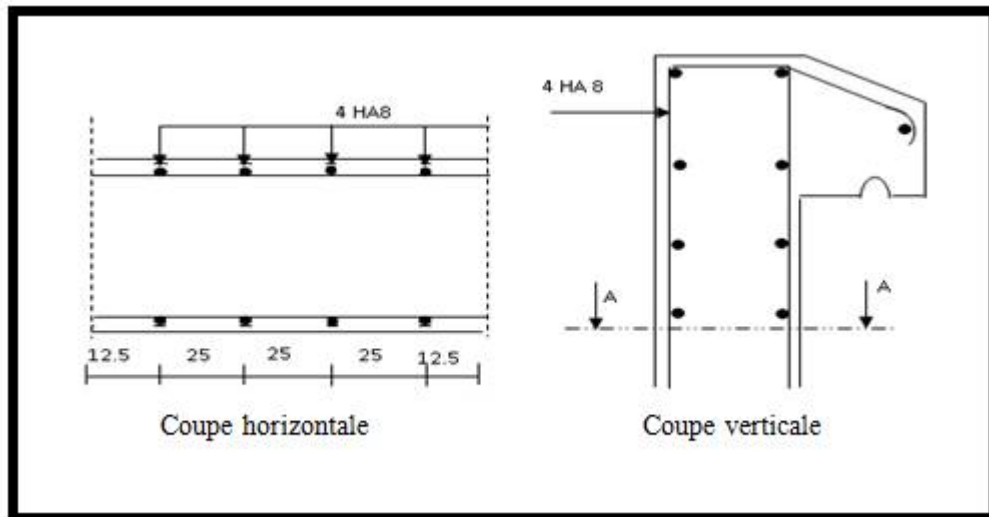


Figure III- 2: Schéma de ferrailage.

III.2 Étude des balcons :

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumise à une charge permanente, une charge d'exploitation et une charge concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de garde corps. Cette console est ferrillée en flexion simple.

III.2.1-Charges et surcharge :

- Charge permanente : $G = 5,48 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Charge concentrée du au mur : $P = 1,18 \times 1 = 1,18 \text{ kN/ml}$.

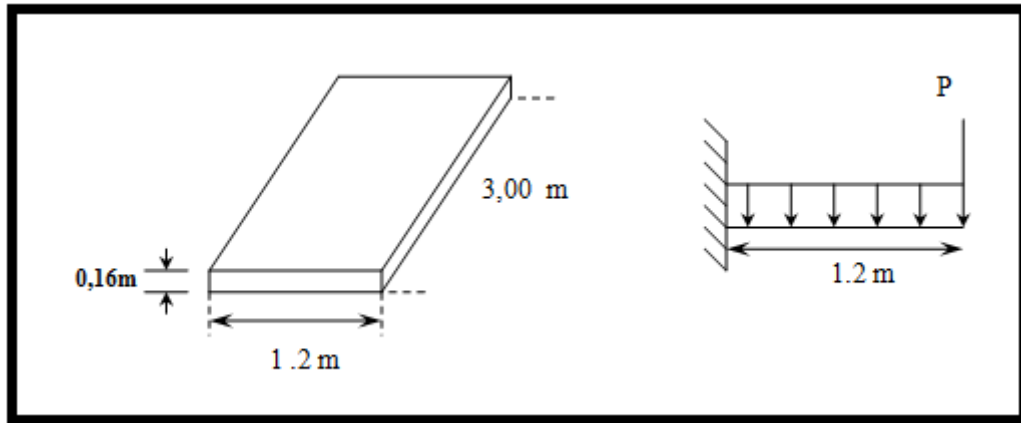


Figure III- 3: Schéma statique de balcon.

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12.65 \text{ KN/ml} \rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p \times 1,2 = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$q_s = Q + G = 8.98 \text{ KN/ml} \rightarrow M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 6.47 \text{ KN.m}$$

III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU : Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 3 = 13\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.52}{1.2 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.043$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u) d = 12.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{Z_u \sigma_{su}} = \frac{10.52 \times 10^3}{12.71 \times 348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 120 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s \min} \rightarrow$ Condition est Vérifié. On prend **6HA10** $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow A_r = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,63 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,57$$

$\Rightarrow \alpha = 0,055 \leq 0,57 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**

Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

♦ **Données :**

| M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm²) | As' (cm²) |
|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 6,47 | 1,20 | 16 | 13 | 3 | 15 | 4,71 | 0 |

Tableau III- 5: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec :

- σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = k.y$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

| y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{bc} (MPA) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|-----------|------------|----------------------------|------------------------|-----------------------------------|--------------|
| 3,37 | 8082,76976 | 0,0800 | 2,70 | 15 | C-V |

Tableau III- 6: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ Avec :

- σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15k(d - y)$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\overline{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

| y (cm) | I (cm ⁴) | K (KN/cm ³) | σ_{st} (MPA) | $\overline{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-----------|-------------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------------------|--------------|
| 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 86,41 | 201,63 | C-V |

Tableau III- 7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \text{ Donc les sections 'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u = q_u l + p = 16.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.36 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.13} = 0.105 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.105 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

♦ **Vérification de l'adhérence :**

La liaison entre l'armature et le béton est caractérisée par la condition d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_{su} = \frac{T}{0,9d \sum u} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : **T** : L'effort tranchant (KN)

$\sum u$: Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet des barres.

$$\sum u = \pi \times 1,00 \times 6 = 18,84 \text{cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{16.36 \times 10^2}{0.9 \times 120 \times 18.84} = 0.80 \text{Mpa}$$

Ψ_s : Coefficient de cisaillement donné par le BAEL91. Article (6.1, 2) $\rightarrow \Psi_s = 1,6$ (armature HA)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{MPa.} \rightarrow \tau_{su} < \bar{\tau}_{su} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

▪ **Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{1}{16} = 0.133 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0.133 > 0.1 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{120 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 \leq 0.011 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

III.2. 3- Schéma de ferrailage :

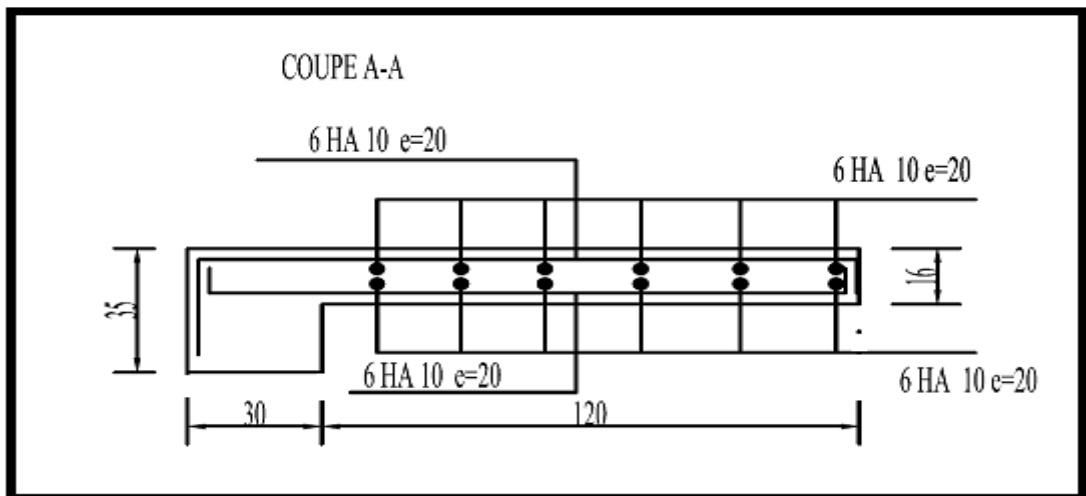


Figure III- 4: Schéma de ferrailage.

III.4. Étude des escaliers :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

III.4.a le Paillasse :

| Les compositions | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|----------------------------|-------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Poids propres de paillasse | 0.15/cos α | 25 | 4.54 |
| Poids propre de la marche | 0,17/2 | 20 | 1.70 |
| Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Revêtement | 0.02 | 20 | 0.48 |
| garde corps métallique | - | - | 0.10 |
| | | G | 7.66 |
| | | Q | 2.50 |

Tableau III- 8: Évaluation des charges du Paillasse.

III.4.b Le palier de repos :

| Les compositions | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|----------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Poids propres de Palier de repos | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 14 | 0.28 |
| | | G | 4.87 |
| | | Q | 2,50 |

Tableau III- 9: Évaluation des charges du palier de repos.

III.4. 1-Charges et surcharge :

| | G kN/m ² | Q kN/m ² |
|-----------------|---------------------|---------------------|
| Paillasse | 7.66 | 2.50 |
| Palier de repos | 4.87 | 2.50 |

Tableau III- 10 : données d'évaluation des charges.

| | ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ q_u (kN/m ²) | ELS : $q_s = G + Q$ q_s (kN/m ²) |
|-----------------|--|---|
| Paillasse | 14.09 | 10.16 |
| Palier de repos | 10.32 | 7.37 |

Tableau III- 11 : Combinaison de charges.

Schéma statique :

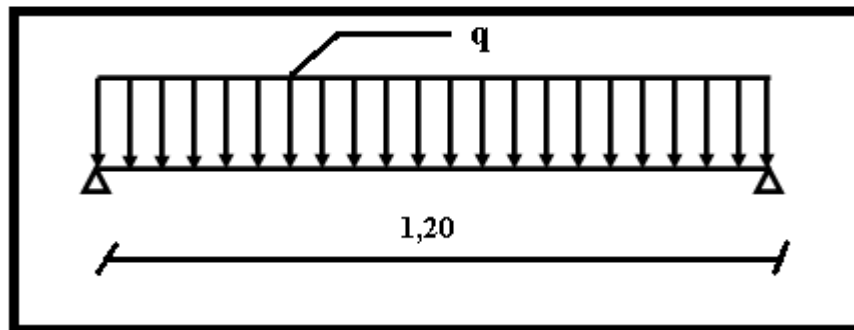


Figure III- 5 : schéma statique d'escalier.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 M_0 \\ M_a = 0,30 M_0 \end{cases}$$

| | M_{ou} (kN.m) | M_{tu} (kN.m) | M_{au} (kN.m) | M_{os} (kN.m) | M_{ts} (kN.m) | M_{as} (kN.m) |
|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Paillasse | 2,54 | 2,16 | 0,76 | 1,22 | 1,04 | 0,37 |
| Palier de repos | 1,86 | 1,58 | 0,56 | 0,88 | 0,75 | 0,27 |

Tableau III- 12: les valeurs des moments.

III.4. 2-Calcul de ferrailage :

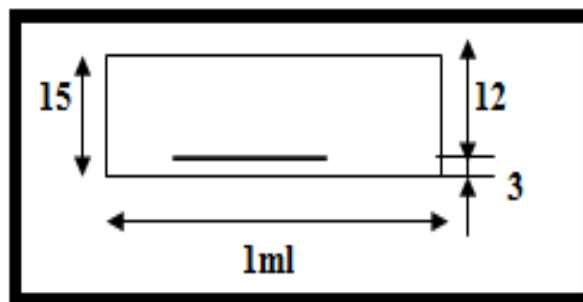


Figure III- 6 : schéma de la section.

Les escaliers sont ferrailés en flexion simple, on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

• **Ferrailage à ELU :**

| | | M_U (KN.M) | μ_{lu} | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_u (cm²) | A_{adoptée} (cm²) | A_{réel} (cm²) |
|------------------------|------------------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------|-------------------------|---|---|---|--|
| Paillasse | En travée | 2,16 | 0,392 | 0,009 | 0,011 | 12,94 | 1,57 | 0,48 | 1,57 | 5HA10 =3.93 |
| | Sur appui | 0,76 | 0,392 | 0,003 | 0,004 | 12,98 | | 0,17 | | |
| Palier de repos | En travée | 1,58 | 0,392 | 0,007 | 0,008 | 12,96 | 1,57 | 0,35 | 1,57 | 5HA10 =3.93 |
| | Sur appui | 0,56 | 0,392 | 0,002 | 0,003 | 12,98 | | 0,12 | | |

Tableau III- 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

• **Ferrailage à ELS :**

| | | M_S (KN.M) | μ_{lu} | μ_{bs} | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_s (cm²) | A_{adoptée} (cm²) | A_{réel} (cm²) |
|------------------------|------------------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------|-------------------------|---|---|---|--|
| Paillasse | En travée | 1,04 | 0,392 | 0,004 | 0,005 | 12,97 | 1,57 | 0,23 | 1,57 | 5HA10 =3.93 |
| | Sur appui | 0,37 | 0,392 | 0,002 | 0,002 | 12,99 | | 0,08 | | |
| Palier de repos | En travée | 0,75 | 0,392 | 0,003 | 0,004 | 12,98 | 1,57 | 0,17 | 1,57 | 5HA10 =3.93 |
| | Sur appui | 0,27 | 0,392 | 0,001 | 0,001 | 12,99 | | 0,06 | | |

Tableau III- 14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

III.4. 2.1- Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0.983\text{cm}^2 \quad \text{on prend } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}$$

III.4. 3.1- Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

♦ **Données :**

| | | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | A_s (cm ²) | A_s' (cm ²) |
|------------------------|-------------------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-----|-----------------------------|------------------------------|
| Paillasse | En travée | 1,04 | 100 | 15 | 12 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| | Sur appuis | 0,37 | 100 | 15 | 12 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| Palier de repos | En travée | 0,75 | 100 | 15 | 12 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| | Sur appuis | 0,27 | 100 | 15 | 12 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |

Tableau III- 15: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d - A_s' d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA_s'(y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k.y \text{ et } k = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé. ($\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$)

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Paillasse | En travée | 3,22 | 5657,23427 | 0,0184 | 0,59 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 3,22 | 5657,23427 | 0,0065 | 0,21 | 15 | C-V |
| Palier de repos | En travée | 3,22 | 5657,23427 | 0,0133 | 0,43 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 3,22 | 5657,23427 | 0,0044 | 0,14 | 15 | C-V |

Tableau III- 16: Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Paillasse | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 24,22 | 201,63 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 8,62 | 201,63 | C-V |
| Palier de repos | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 17,46 | 201,63 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 5,82 | 201,63 | C-V |

Tableau III- 17: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \text{ Donc les sections "armatures choisies sont justifiées à ELS,}$$

III.4. 3-2-Vérification de l'effort tranchant : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99).

$$q_u = 14,09 \text{ kn/ml} \rightarrow V_u = \frac{q_u l}{2} = 8,45 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{lim} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{lim} = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4. 3.3-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{A}{bd} = 0,0003 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4. 4 Schéma de ferrailage :

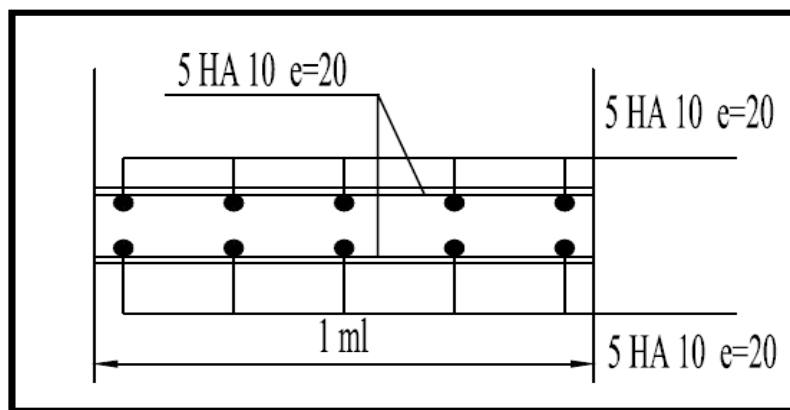


Figure III- 7: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 – Étude des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

- On a deux types des planchers :
- Plancher en corps creux.
 - Plancher en dalle pleine.

III.5. 1- Plancher à corps creux :

• **Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :**

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$.
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans notre cas, la condition (3) est non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de Caquot minoré.

A. la méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

B. Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

C. Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e

- La charge répartie uniforme q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- Les longueurs réduites de chaque travée L' :
 - $L' = L$: Pour une travée de rive.
 - $L' = 0,8.L$: Pour une travée intermédiaire.

IV.5.2. Étude du plancher terrasse :

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$G = 6.49 \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/m.}$$

ELU : Cas chargé

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.67 \text{ KN/m.}$$

ELS : Cas chargé

$$q_s = G + Q = 4.87 \text{ KN/m.}$$

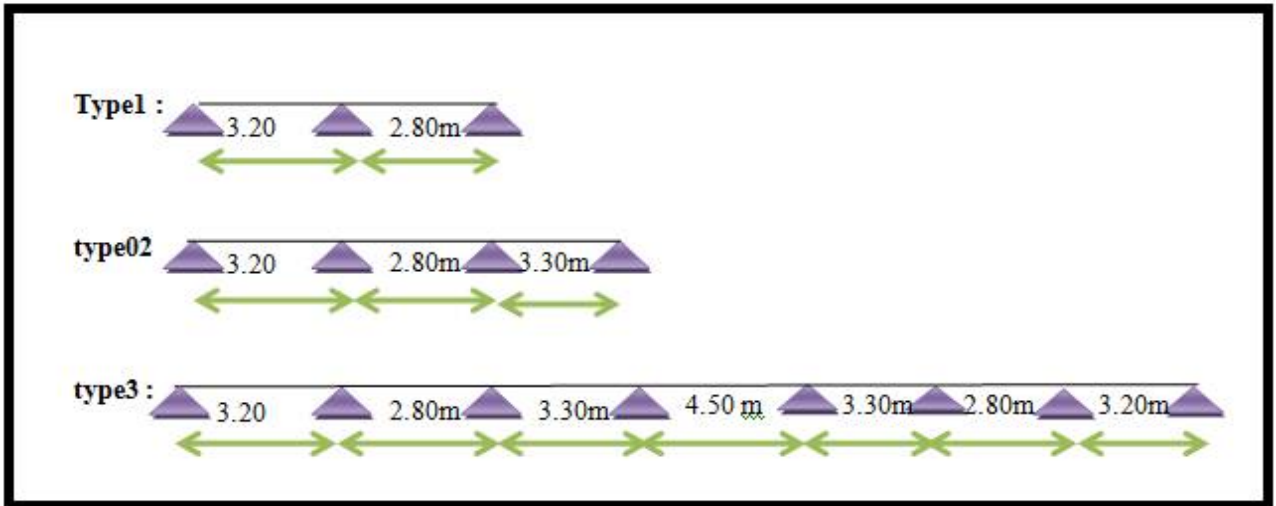


Figure III- 8: schéma statique des poutrelles.

A. Calcul des sollicitations :

Calcul à L'ELU : Les travées ont toutes le même moment d'inertie.

Moment sur appui :

$$q_w = q_e = q_u = 6,65\text{KN/ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ **Type1 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 |
|----------------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,04 | -7,16 | -6,15 |

Tableau III- 18: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type2 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,04 | -6,35 | -6,68 | -8,55 |

Tableau III- 19: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type3 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,04 | -6,35 | -4,77 | -8,18 | -8,18 | -4,77 | -6,35 | -8,04 |

Tableau III- 20: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

IV.5.3.1. Effort tranchant et le moment en travée :

A. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e) - ql}{2} \qquad T_e = \frac{(M_w - M_e) + ql}{2}$$

B. Moment en travée : avec : $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ **Type1 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,04 | -7,16 | 3,20 | -10,95 | 10,40 | 1,64 | 8,86 |
| 2-3 | -7,16 | -6,15 | 2,80 | -9,70 | 8,98 | 1,45 | 7,61 |

Tableau III- 21: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ÉLU.

❖ **Type2 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,04 | -6,35 | 3,20 | -11,20 | 10,14 | 1,68 | 8,43 |
| 2-3 | -6,35 | -6,68 | 2,24 | -7,32 | 7,62 | 1,10 | 7,14 |
| 3-4 | -6,68 | -8,55 | 3,30 | -10,44 | 11,57 | 1,57 | 8,92 |

Tableau III- 22: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'Élu.

❖ **Type3 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,04 | -6,35 | 3,20 | -11,20 | 10,14 | 1,68 | 8,43 |
| 2-3 | -6,35 | -4,77 | 2,24 | -8,18 | 6,76 | 1,23 | 6,10 |
| 3-4 | -4,77 | -8,18 | 2,64 | -7,51 | 10,10 | 1,13 | 7,08 |
| 4-5 | -8,18 | -8,18 | 3,60 | -12,01 | 12,01 | 1,80 | 9,80 |
| 5-6 | -8,18 | -4,77 | 2,64 | -10,10 | 7,51 | 1,51 | 7,08 |
| 6-7 | -4,77 | -6,35 | 2,24 | -6,76 | 8,18 | 1,01 | 6,10 |
| 7-8 | -6,35 | -8,04 | 3,20 | -10,14 | 11,20 | 1,52 | 8,43 |

Tableau III- 23: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ÉLU.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

❖ TYPE 1

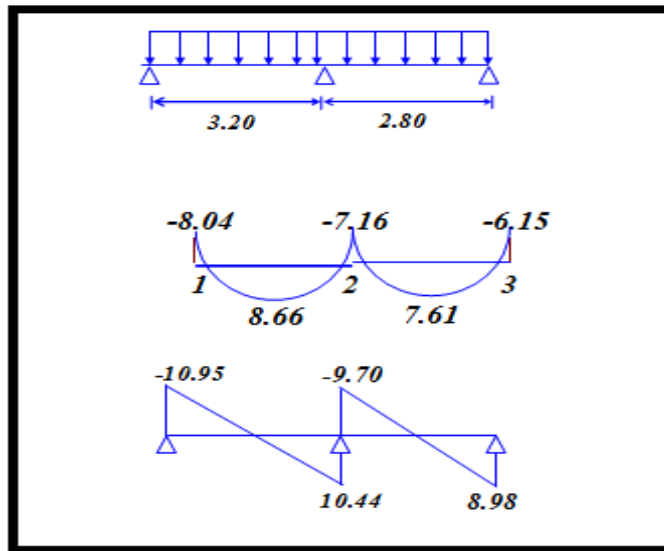


Figure III- 9: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 2

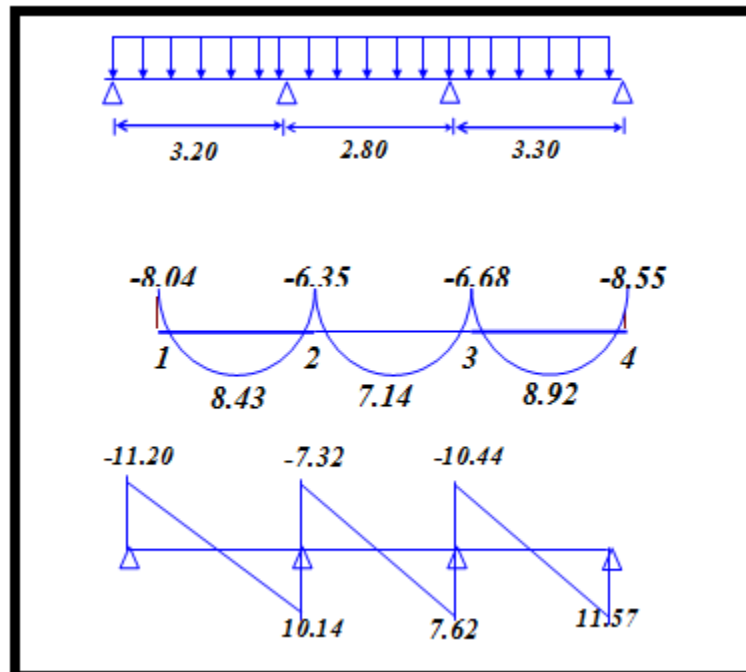


Figure III- 10: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 3 :

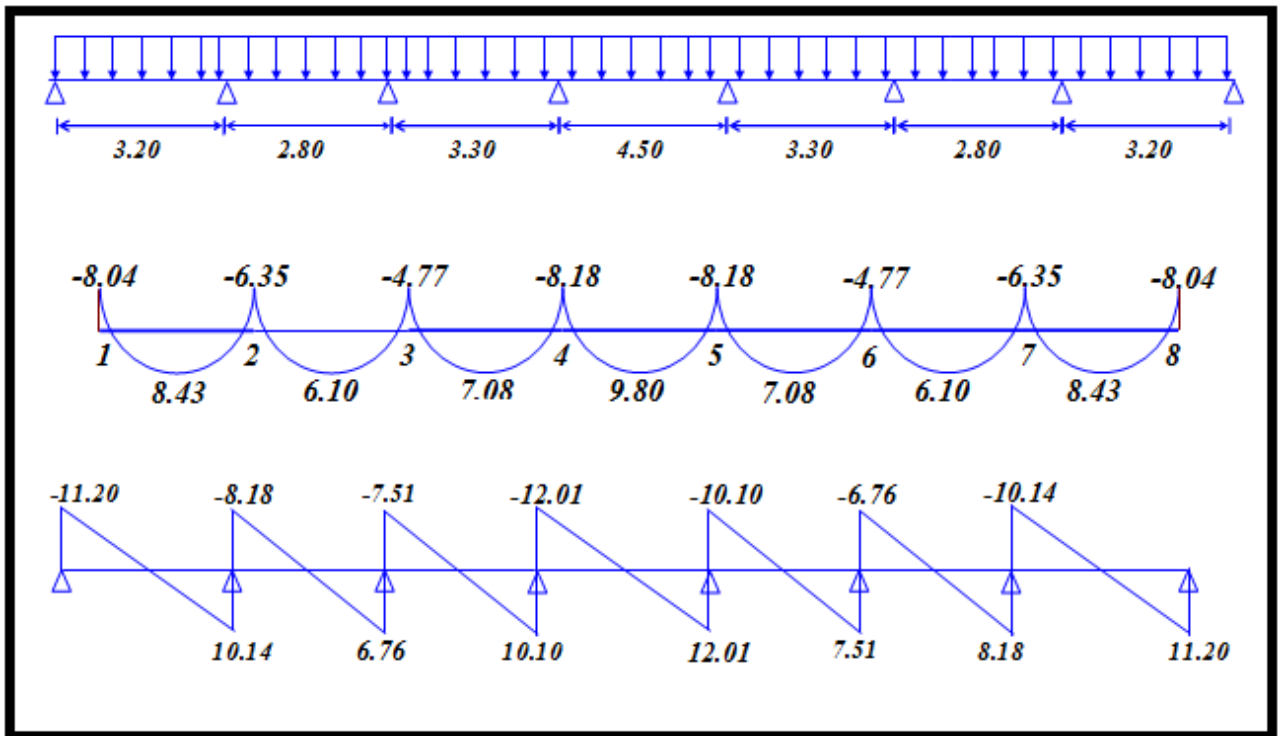


Figure III- 11: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

Moment sur appuis

$$q_w = q_e = q_s = 4.87 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type1 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 |
|----------------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -5,87 | -5,22 | -4,49 |

Tableau III- 24: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ Type2 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -5,87 | -4,63 | -4,88 | -6,24 |

Tableau III- 25: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ Type3 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -5,87 | -4,63 | -3,48 | -5,97 | -5,97 | -3,48 | -4,63 | -5,87 |

Tableau III- 26: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

IV.5.3.2.Effort tranchant et le moment en travée :

❖ Type1 :

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|------------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -5,87 | -5,22 | 3,20 | -7,99 | 7,59 | 1,64 | 6,82 |
| 2-3 | -5,22 | -4,49 | 2,80 | -7,08 | 6,55 | 1,45 | 5,82 |

Tableau III- 27: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

❖ Type2 :

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|------------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -5,87 | -4,63 | 3,20 | -8,17 | 7,40 | 1,68 | 6,50 |
| 2-3 | -4,63 | -4,88 | 2,24 | -5,34 | 5,56 | 1,10 | 5,38 |
| 3-4 | -4,88 | -6,24 | 3,30 | -7,62 | 8,45 | 1,57 | 6,88 |

Tableau III- 28: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type3 :

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|------------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -5,87 | -4,63 | 3,20 | -8,17 | 7,40 | 1,68 | 6,50 |
| 2-3 | -4,63 | -3,48 | 2,24 | -5,97 | 4,94 | 1,23 | 4,62 |
| 3-4 | -3,48 | -5,97 | 2,64 | -5,48 | 7,37 | 1,13 | 5,39 |
| 4-5 | -5,97 | -5,97 | 3,60 | -8,76 | 8,76 | 1,80 | 7,59 |
| 5-6 | -5,97 | -3,48 | 2,64 | -7,37 | 5,48 | 1,51 | 5,39 |
| 6-7 | -3,48 | -4,63 | 2,24 | -4,94 | 5,97 | 1,01 | 4,62 |
| 7-8 | -4,63 | -5,87 | 3,20 | -7,40 | 8,17 | 1,52 | 6,50 |

Tableau III- 29: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

❖ TYPE 1 :

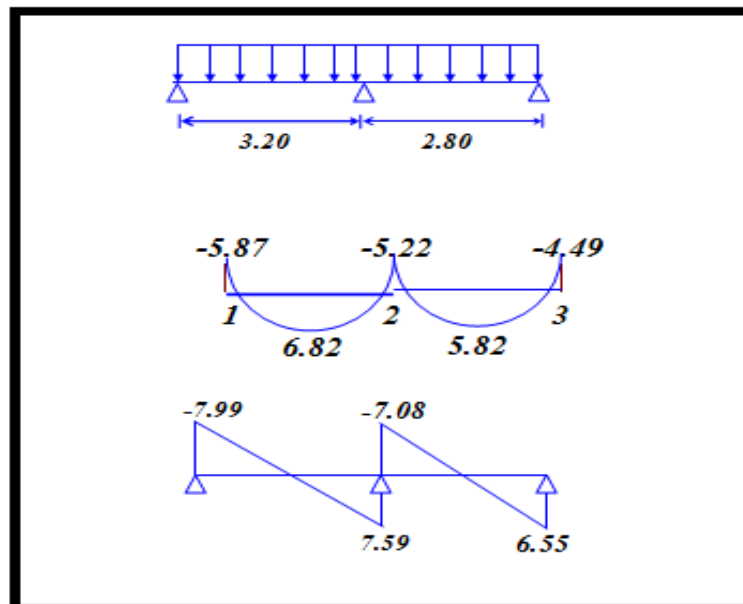


Figure III- 12 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 2

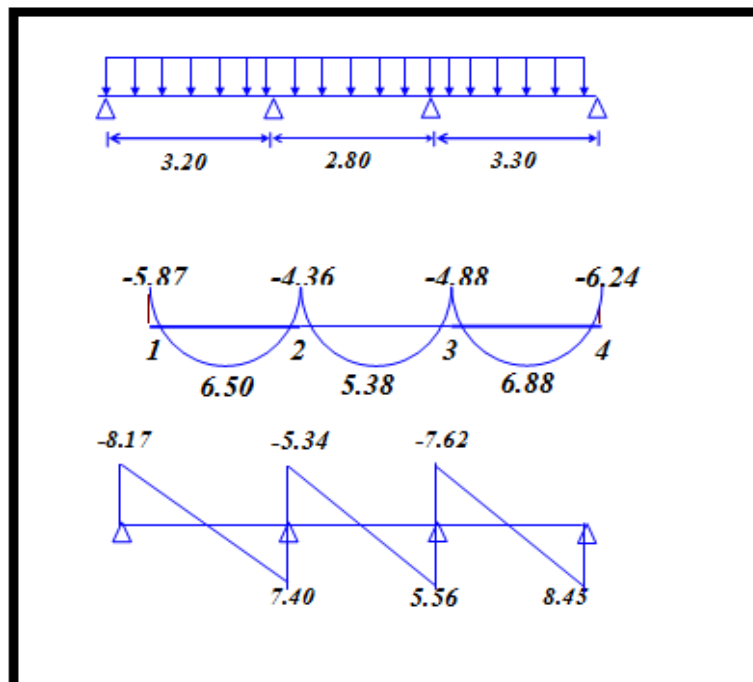


Figure III- 13 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 3 :

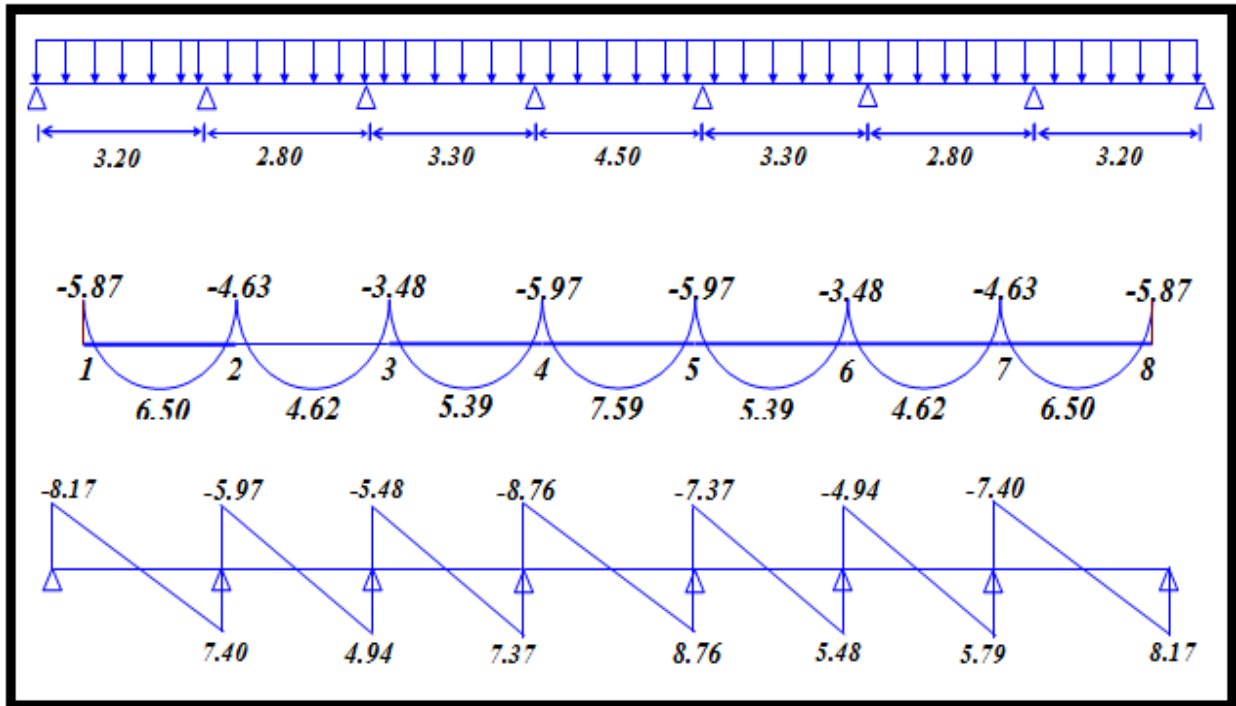


Figure III- 14 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

IV 5.3.3. Détermination des armatures :

Le ferrailage des plancher se fait en flexion simple.

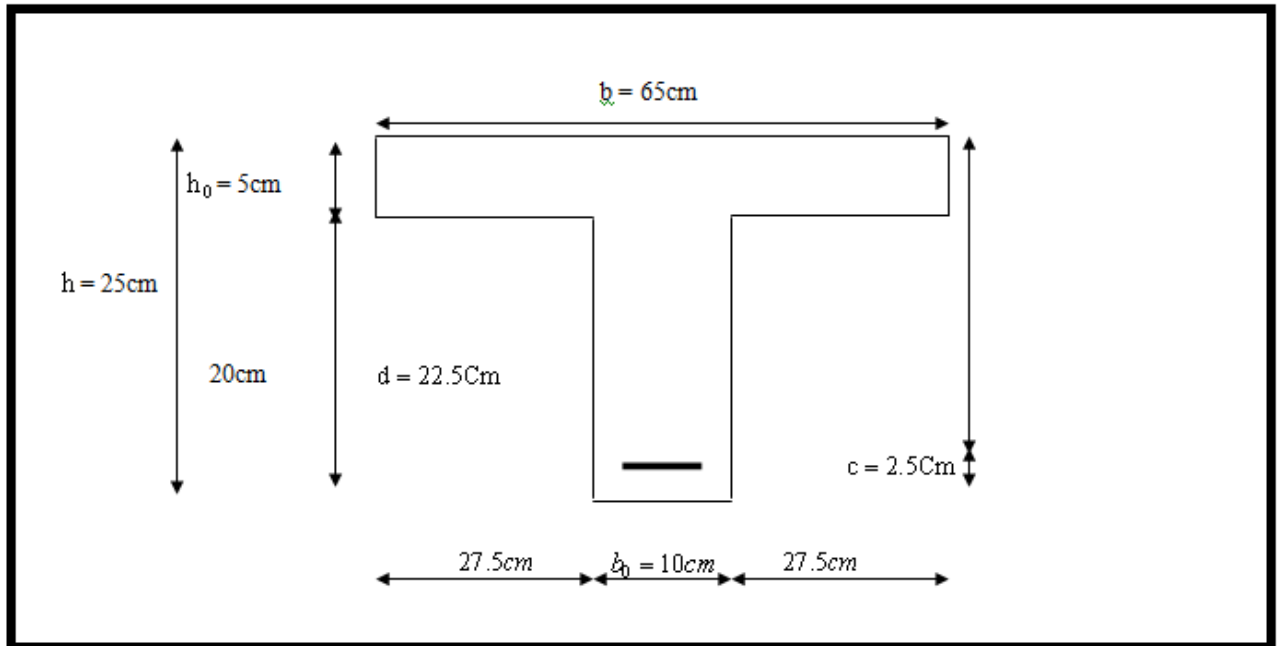


Figure III- 15 : schéma de la section.

Moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 (0.225 - 0.025) \times 10^3 = 92.30 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 9.80 \text{ KN.m}$ → Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : m^2

Sur appui : $b \times h = (65 \times 25) \text{ c}$

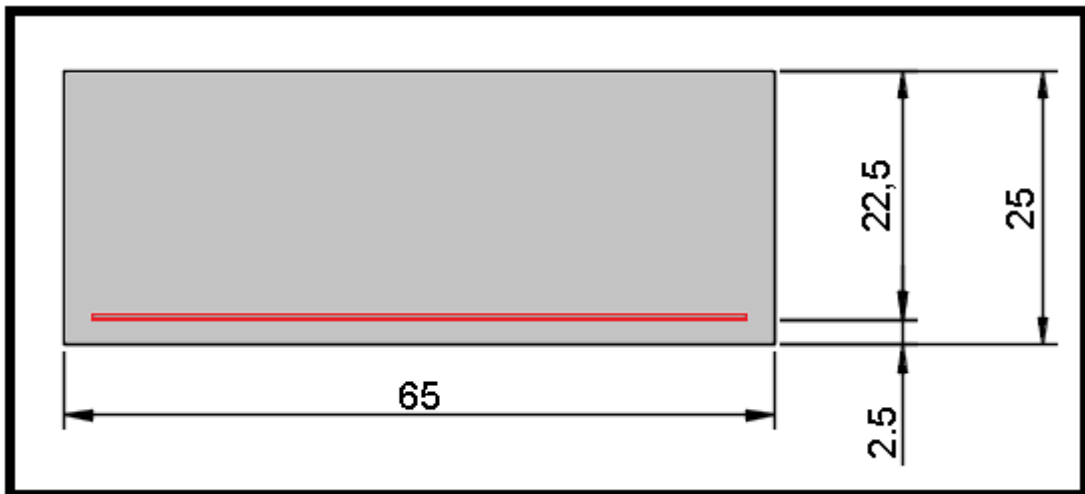


Figure III- 16 : Schéma de la section sur appui.

En travée : $b \times h = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

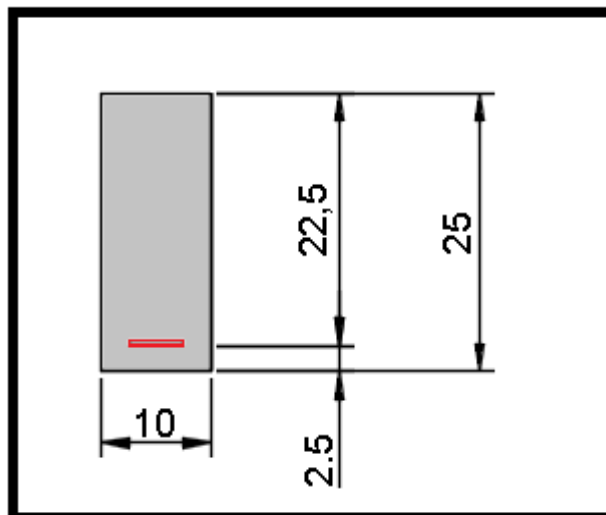


Figure III- 17 : Schéma de la section en travée.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (3)$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

| | M_u (KN.m) | b (cm) | d (cm) | μ | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_s (cm²) | A_{real} (cm²) |
|------------------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|----------|-------------------------|---|---|--|
| En travée | 9.80 | 65 | 22.5 | 0,021 | 0,026 | 22,26 | 1,77 | 1,27 | 2HA12=2.26 |
| Sur appui | 8.18 | 10 | 22.5 | 0,114 | 0,151 | 21,14 | 0,27 | 1,11 | 1HA12=1.13 |

Tableau III- 30: Ferrailage du plancher terrasse.

IV.5.3.4.Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{max}} = 12,01 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_{lim} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEI.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,01 \cdot 10^3}{100 \times 225} = 0,53 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,53 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

IV.5.3.5. Calcul des Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 12\right) \text{mm} = 7.14 \text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8 \longrightarrow$ **1 cadre de 8** $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min\{0.9d; 40\} = \min\{20.25; 40\} = 20.25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 20 \text{cm}$$

Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

A. Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = 2x \frac{11.20 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.11 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.11 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17.39 \text{MPa}$la condition est vérifiée.

B. Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = 2x \frac{12.01 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.19 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.19 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17.39 \text{MPa}$la condition est vérifiée.

IV.5.3.6 Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable.

♦ **Données :**

| | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm²) | As' (cm²) |
|-------------------|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|----------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| en travée | 7,59 | 65 | 25 | 22,5 | 2,5 | 15 | 2,26 | 0 |
| Sur appuis | 5,97 | 10 | 25 | 22,5 | 2,5 | 15 | 1,13 | 0 |

Tableau III- 31: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 4,35 | 12950,8681 | 0,0586 | 2,55 | 15 | C-V |
| Sur appuis | 7,20 | 5211,9853 | 0,1145 | 8,25 | 15 | C-V |

Tableau III- 32: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 159,55 | 200 | C-V |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 262,85 | 200 | Non vérifier |

Tableau III- 33: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow$ Donc les sections d'armatures choisies ne sont pas justifiées à **ELS**, alors on augmente.

la section sur appuis, la nouvelle section devient « 1HA14=1,54 cm² ». Les nouveaux résultats de vérification sont dans le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 159,55 | 200 | C-V |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 195,93 | 200 | C-V |

Tableau III- 34: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

III.5.3.7 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0,0556 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0,0556 < \frac{7.59}{10 \times 5.97} = 0,1271 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 22.5} = 0,01 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

III.5.4-Schéma de ferrailage :

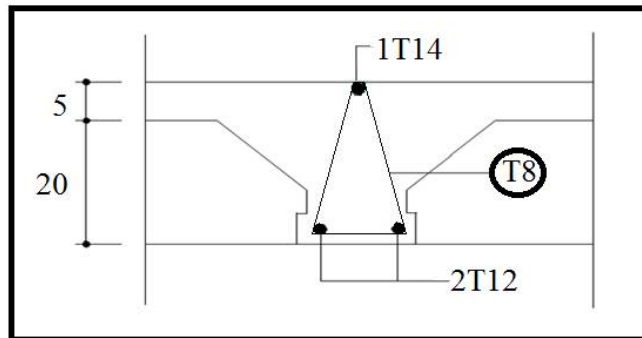


Figure III- 18: Schéma de ferrailage de la poutrelle.

IV.5.5-plancher étage courant :

Évaluation des charges : (Le calcul se fait pour une bande de 65 cm)

- $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m.}$
- $G = 6.40 \times 0.65 = 4.16 \text{ KN/m.}$

Combinaison à ELU : Cas chargé $q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.08 \text{ KN/m.}$

Combinaison à ELS : Cas chargé $q_s = G + Q = 5.14 \text{ KN/m.}$

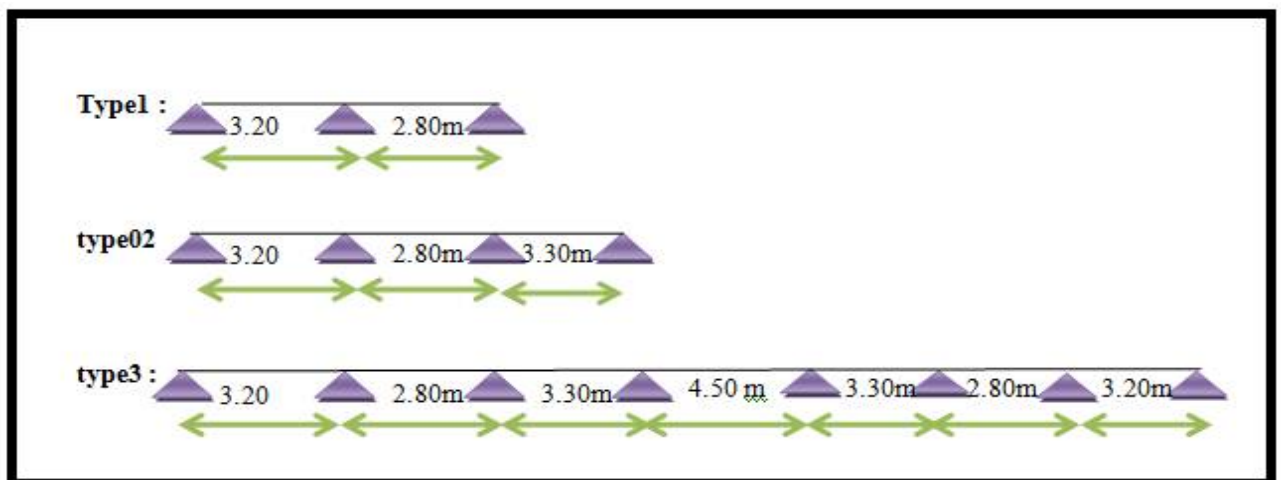


Figure III- 19 : Schéma statique des poutrelles.

A. Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU : les travées ont tout le même moment d'inertie.

- **Moment sur appui :**

$$q_w = q_e = q_u = 6,65 \text{KN/ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ **Type 1 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 |
|-----------------------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,53 | -7,59 | -6,53 |

Tableau III- 35: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type2 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,53 | -6,74 | -7,09 | -9,07 |

Tableau III- 36: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type3 :**

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -8,53 | -6,74 | -5,06 | -8,68 | -8,68 | -5,06 | -6,74 | -8,53 |

Tableau III- 37: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU

IV.5.5.1-Effort tranchant et le moment en travée :

C. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

D. Moment en travée : avec : $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ Type1 :

| TRAVEE | M _W (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,53 | -7,59 | 3,20 | -11,62 | 11,03 | 1,64 | 9,33 |
| 2-3 | -7,59 | -6,53 | 2,80 | -10,29 | 9,53 | 1,45 | 8,02 |

Tableau III- 38: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type2 :

| TRAVEE | M _W (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,53 | -6,74 | 3,20 | -11,89 | 10,77 | 1,68 | 8,86 |
| 2-3 | -6,74 | -7,09 | 2,24 | -7,77 | 8,09 | 1,10 | 7,54 |
| 3-4 | -7,09 | -9,07 | 3,30 | -11,08 | 12,28 | 1,57 | 9,39 |

Tableau III- 39: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type3 :

| TRAVEE | M _W (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -8,53 | -6,74 | 3,20 | -11,89 | 10,77 | 1,68 | 8,86 |
| 2-3 | -6,74 | -5,06 | 2,24 | -8,68 | 7,18 | 1,23 | 6,44 |
| 3-4 | -5,06 | -8,68 | 2,64 | -7,97 | 10,72 | 1,13 | 7,46 |
| 4-5 | -8,68 | -8,68 | 3,60 | -12,74 | 12,74 | 1,80 | 10,30 |
| 5-6 | -8,68 | -5,06 | 2,64 | -10,72 | 7,97 | 1,51 | 7,46 |
| 6-7 | -5,06 | -6,74 | 2,24 | -7,18 | 8,68 | 1,01 | 6,44 |
| 7-8 | -6,74 | -8,53 | 3,20 | -10,77 | 11,89 | 1,52 | 8,86 |

Tableau III- 40: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

❖ TYPE 1 :

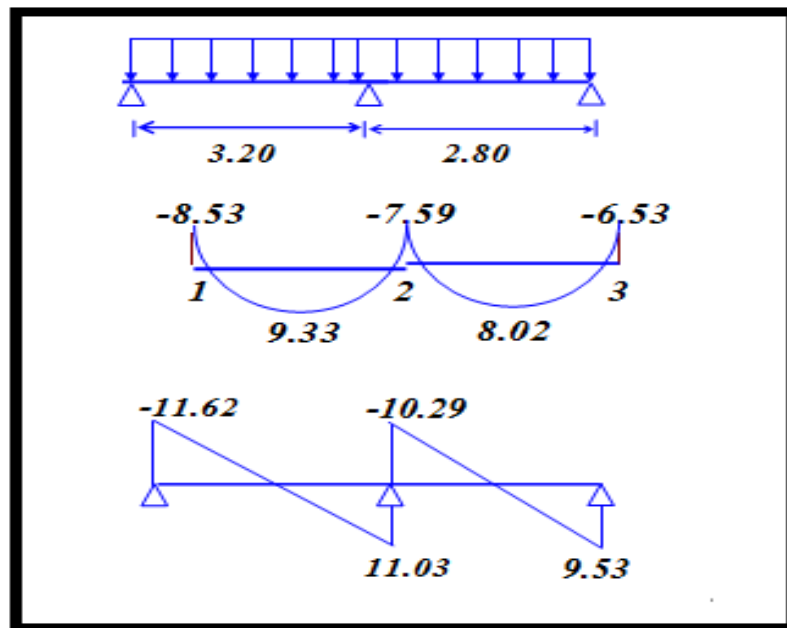


Figure III- 20 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 2

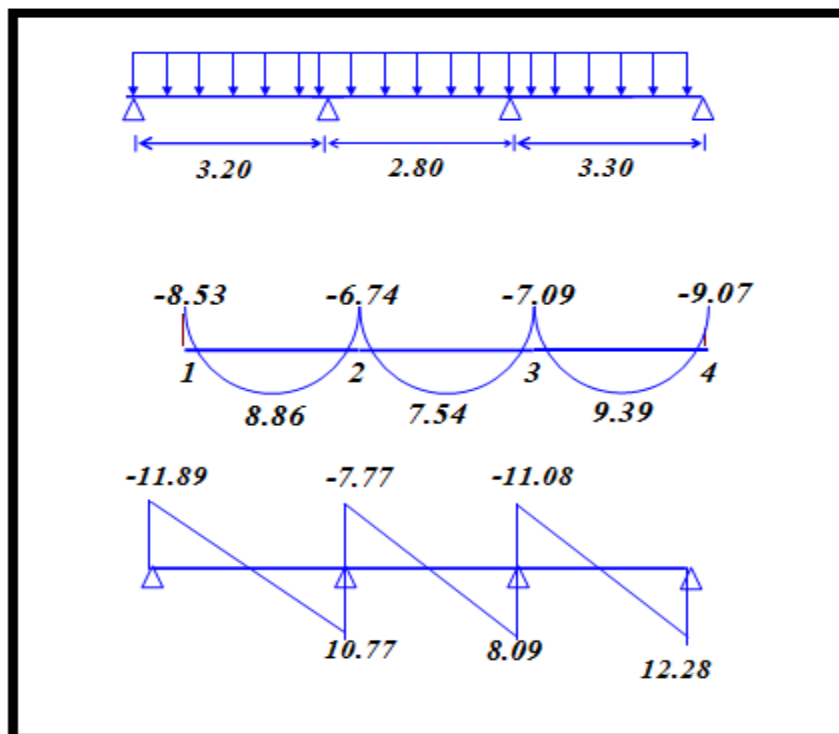


Figure III- 21 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 3 :

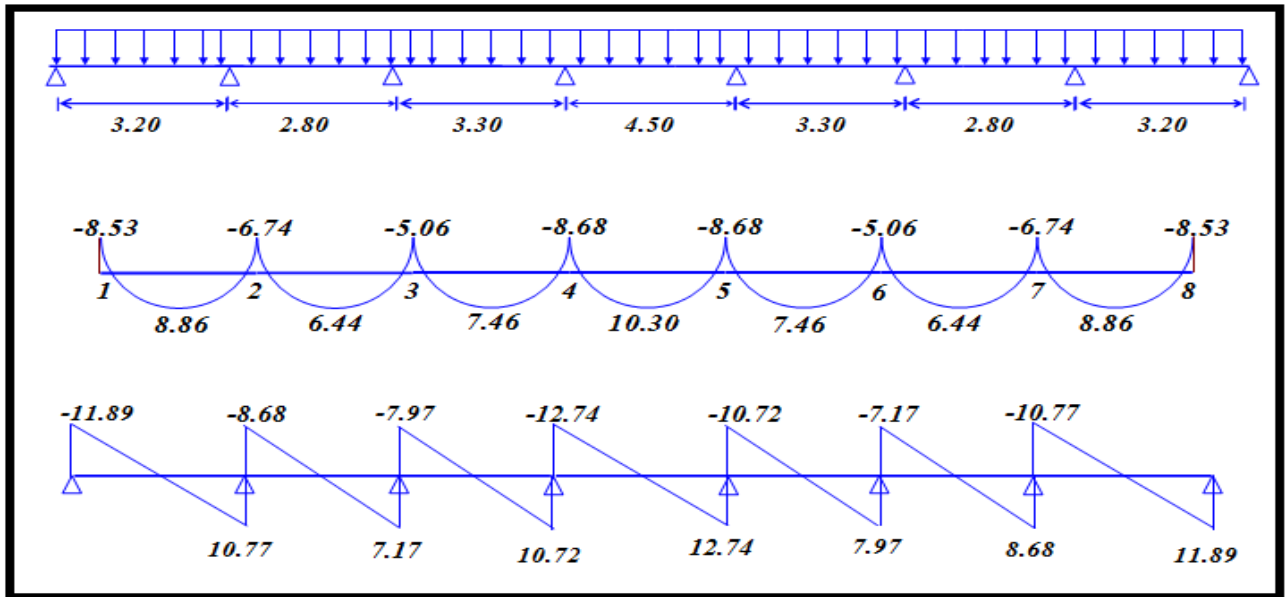


Figure III- 22 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS

Moment En appuis

$$q_w = q_e = q_s = 4.87 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type 1 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 |
|----------------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -6,19 | -5,51 | -4,74 |

Tableau III- 41: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type2 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -6,19 | -4,89 | -5,14 | -6,58 |

Tableau III- 42: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type3 :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Moments (KN.m) | -6,19 | -4,89 | -3,67 | -6,30 | -6,30 | -3,67 | -4,89 | -6,19 |

Tableau III- 43: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

IV.5.5.2-Effort tranchant et le moment en travée :

❖ **Type1 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -6,19 | -5,51 | 3,20 | -8,43 | 8,00 | 1,64 | 7,12 |
| 2-3 | -5,51 | -4,74 | 2,80 | -7,47 | 6,91 | 1,45 | 6,09 |

Tableau III- 44: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ **Type2 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -6,19 | -4,89 | 3,20 | -8,62 | 7,81 | 1,68 | 6,78 |
| 2-3 | -4,89 | -5,14 | 2,24 | -5,64 | 5,87 | 1,10 | 5,64 |
| 3-4 | -5,14 | -6,58 | 3,30 | -8,04 | 8,91 | 1,57 | 7,18 |

Tableau III- 45: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

❖ **Type3 :**

| TRAVEE | M _w (KN.M) | M _E (KN.M) | L(M) | T(W) (KN) | T(E) (KN) | X(M) | M _T (KN.M) |
|--------|--------------------------|--------------------------|------|--------------|--------------|------|--------------------------|
| 1-2 | -6,19 | -4,89 | 3,20 | -8,62 | 7,81 | 1,68 | 6,78 |
| 2-3 | -4,89 | -3,67 | 2,24 | -6,29 | 5,21 | 1,23 | 4,84 |
| 3-4 | -3,67 | -6,30 | 2,64 | -5,78 | 7,77 | 1,13 | 5,64 |
| 4-5 | -6,30 | -6,30 | 3,60 | -9,24 | 9,24 | 1,80 | 7,92 |
| 5-6 | -6,30 | -3,67 | 2,64 | -7,77 | 5,78 | 1,51 | 5,64 |
| 6-7 | -3,67 | -4,89 | 2,24 | -5,21 | 6,29 | 1,01 | 4,84 |
| 7-8 | -4,89 | -6,19 | 3,20 | -7,81 | 8,62 | 1,52 | 6,78 |

Tableau III- 46: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS :

❖ TYPE 1 :

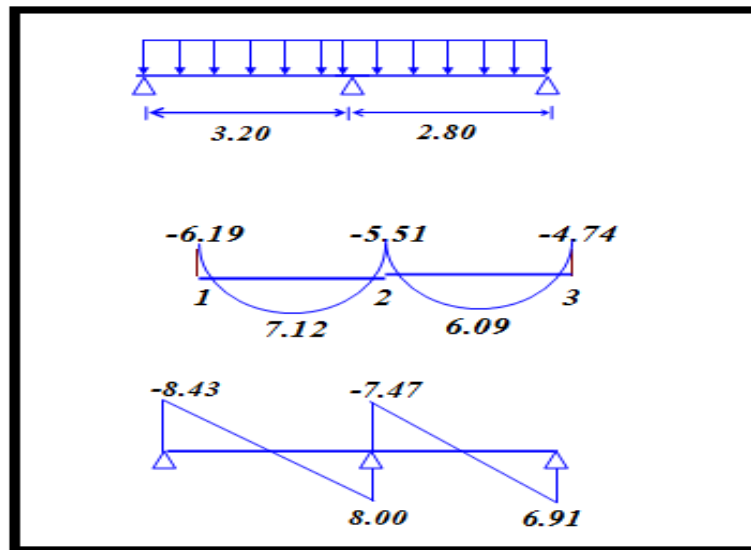


Figure III- 23: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 2

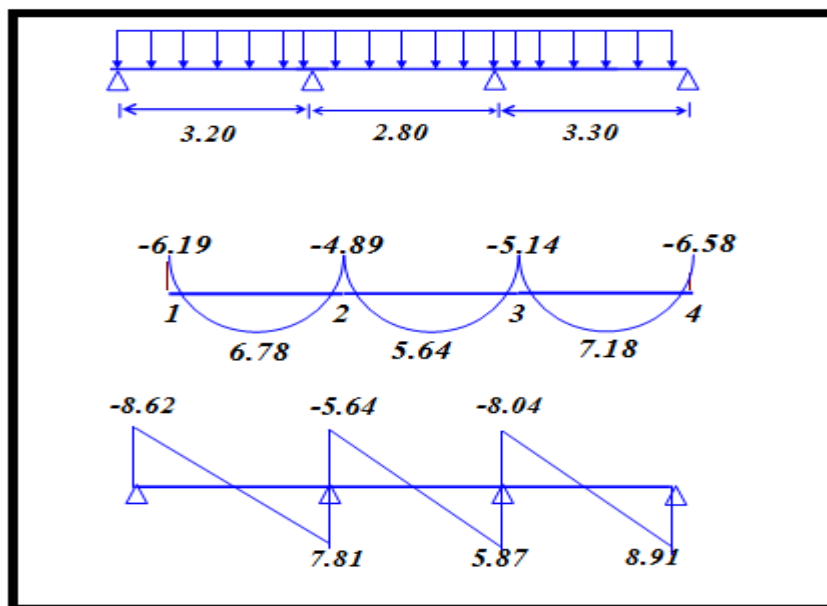


Figure III- 24: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 3 :

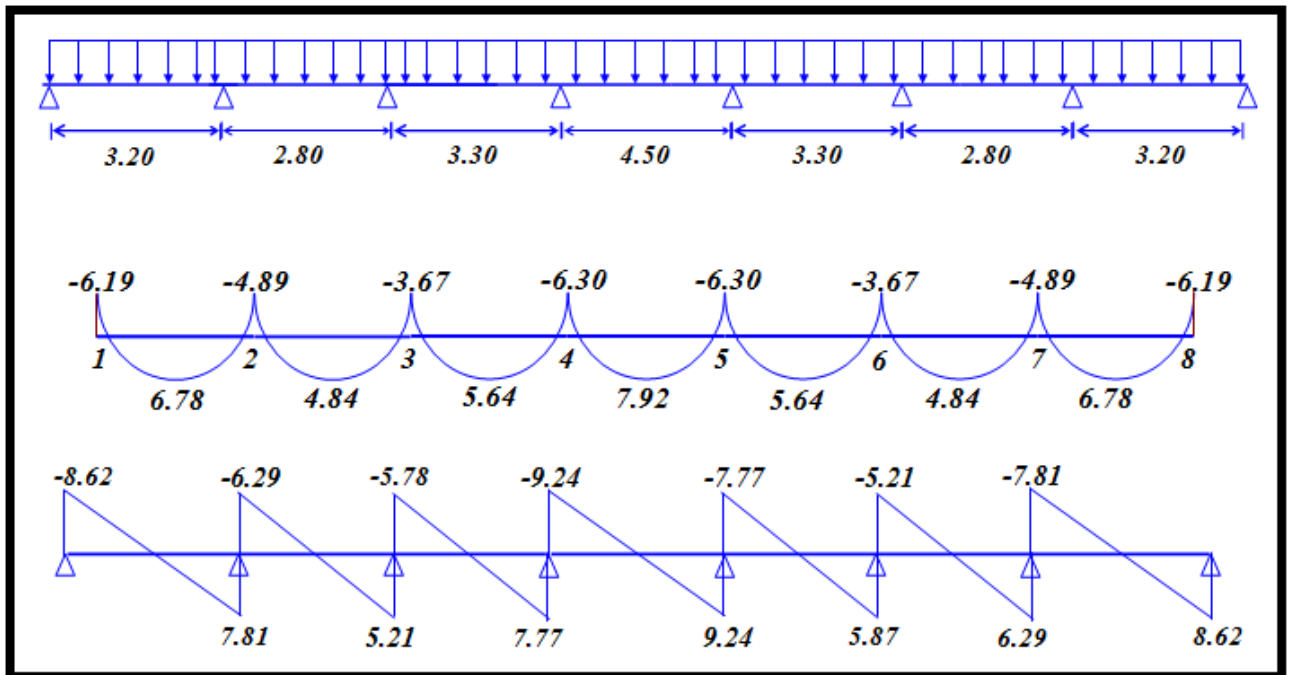


Figure III- 25: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

IV .5.5.3- Détermination des armatures :

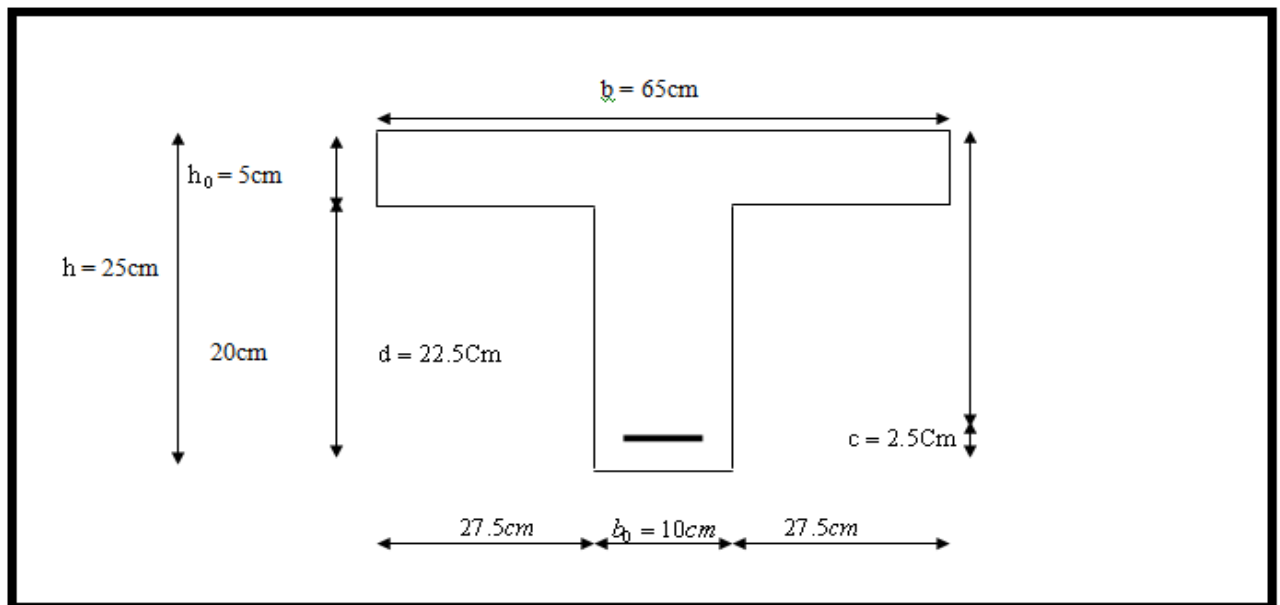


Figure III- 26 : Schéma de la section.

Moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 (0.225 - 0.025) \times 10^3 = 92.30 \text{KN.m}$$

$M_t \geq M_{max} = 10,30 \text{ KN.m}$ → Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

- **En travées** $b \times h = (65 \times 25) \text{ cm}^2$
- **Sur appuis** $b \times h = (65 \times 25) \text{ cm}^2$:

Le tableau suivant donne les résultats du calcul des armatures en flexion simple :

| | M_u (KN.m) | μ | α | Z (cm) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{real} (cm ²) |
|------------------|-----------------|-------|----------|-----------|--|--------------------------------------|---|
| En travée | 10.30 | 0,022 | 0,028 | 22,25 | 1,77 | 1,33 | 2HA12 = 2.26 |
| sur appui | 8.68 | 0,121 | 0,161 | 21,05 | 0,27 | 1,19 | 1HA14 = 1.54 |

Tableau III- 47: Ferrailage du plancher Étage courant.

IV.5.5.4-Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{max}} = 12,04 \text{ KN}$$

***fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_{lim} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEL.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,04 \cdot 10^3}{100 \times 225} = 0,53 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

IV.5.5.5-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 12\right) \text{ mm} = 7,14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ → **1 cadre de 8** ⇒ $A_t = 1 \text{ T } 8 = 0,50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min \{0.9d; 40\} = \min \{20.25; 40\} = 20.25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte: } S_t=20\text{cm}$$

Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

B. Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 0,9d} = 2x \frac{11.20 \times 10^3}{100x0.9x225} = 1.11 \text{MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8x25}{1.15} = 17,39 \text{MPA}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.11 \text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17.39 \text{MPA}$Condition est vérifiée.

B. Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 0,9d} = 2x \frac{12.04 \times 10^3}{100x0.9x225} = 1.19 \text{MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8x25}{1.15} = 17,39 \text{MPA}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.19 \text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17.39 \text{MPA}$Condition est vérifiée.

IV.5.5.6- Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée préjudiciable on supposant des défauts de réalisation (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

♦ **Données :**

| | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm²) | As' (cm²) |
|-------------------|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|----------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| en travée | 7,92 | 65 | 25 | 22,5 | 2,5 | 15 | 2,26 | 0 |
| Sur appuis | 6,30 | 10 | 25 | 22,5 | 2,5 | 15 | 1,54 | 0 |

Tableau III- 48: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 7,92 | 65 | 25 | 22,5 | 15 | C-V |
| Sur appuis | 6,3 | 10 | 25 | 22,5 | 15 | C-V |

Tableau III- 49: Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 188,07 | 201,63 | C-V |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 237,69 | 201,63 | Non vérifié |

Tableau III- 50: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont pas justifiées à ELS, la solution est d'augmenter la section d'armature. La nouvelle section est égale à « 1HA16=2,01 cm² ».

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 166,48 | 201,63 | C-V |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 160,78 | 201,63 | C-V |

Tableau III- 51: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

III.5.5.7-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0,0556 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{25}{450} = 0,0556 < \frac{7,29}{20 \times 6,30} = 0,057 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 22.5} = 0,01 > \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

Calcul de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.2, page 86)

On doit vérifier que : $\Delta f_T \leq \bar{f}$

Avec :

Δf_T : La flèche totale

\bar{f} : La flèche admissible

La flèche totale est : $\Delta f_T = f_v - f_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L < 500 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 500 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad (1) \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad (2) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (1) \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ (2) \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{array}$$

Dans notre cas $L = 450 \text{ cm}$.

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,5}{500} = 0,90 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

| niveau | Mser (KN.m) | As (cm ²) | δ | z (cm) | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I0 (cm ⁴) | Ifi (cm ⁴) | Ifv (cm ⁴) |
|------------------|----------------|--------------------------|----------|-----------|---------------------|-------------|-------------|-------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| terrasse | 7,59 | 2,26 | 0,01 | 21,05 | 159,55 | 4,25 | 1,70 | 0,57 | 88025,42 | 28371,48 | 44793,34 |
| Étage courant | 7,92 | 2,26 | 0,01 | 21,05 | 166,48 | 4,25 | 1,70 | 0,58 | 88025,42 | 27896,13 | 44269,32 |

Tableau III- 52: Récapitulatif du Calcul de la flèche.

| niveau | f _i (cm) | f _v (cm) | Δf_T (cm) | \bar{f} (cm) | Observation |
|---------------|---------------------|---------------------|-------------------|----------------|-------------|
| Terrasse | 0,17 | 0,32 | 0,15 | 0,90 | Vérifié |
| Étage courant | 0,18 | 0,33 | 0,16 | 0,90 | Vérifié |

Tableau III- 53: Récapitulatif de la vérification des flèches.

III.5.6-Schéma de ferrailage :

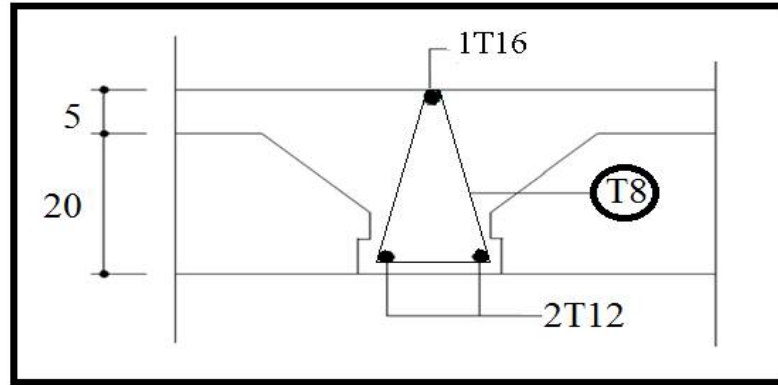


Figure III- 27: Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.

III.5.7- La dalle mince (Table de compression) : d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

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

On adapte : 3Ø5 = 0,59 cm².

Donc on a choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm².

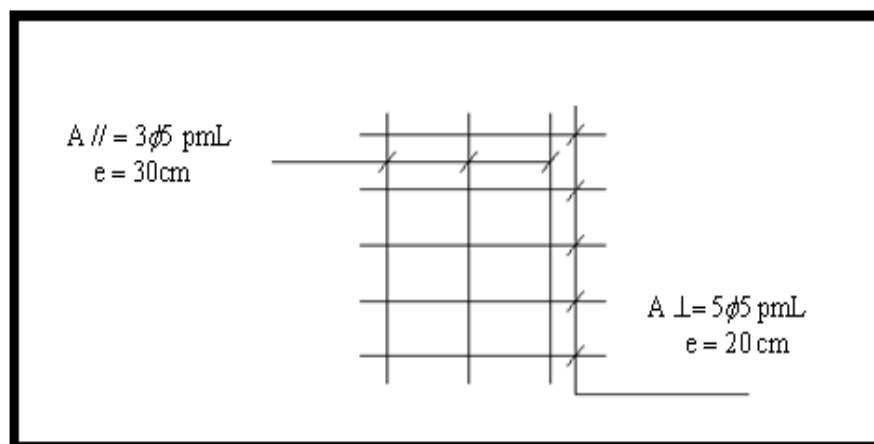


Figure III- 28: Ferrailage de la dalle de compression.

III.5.b – Étude de la Dalle Pleine (Plancher) :

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Type1 :

III.5.b.1- Sollicitations :

Charges et surcharges :

| | G (kN/m ²) | Q (kN/m ²) |
|----------------------|------------------------|------------------------|
| Terrasse | 6.99 | 1 |
| Étage courant | 6.40 | 1.5 |

Tableau III- 54 : Valeurs de la charge permanente et surcharge d'exploitation.

P : charge concentre du mur.

Terrasse : $P = G \text{ acrotère} \times 1 = 2.38 \times 1 = 2.38 \text{ kN/ml.}$

Étage courant : $P = G \text{ murs extérieurs} \times (3.06-0.35) = 1.93 \times 1 = 5.23 \text{ kN/ml.}$

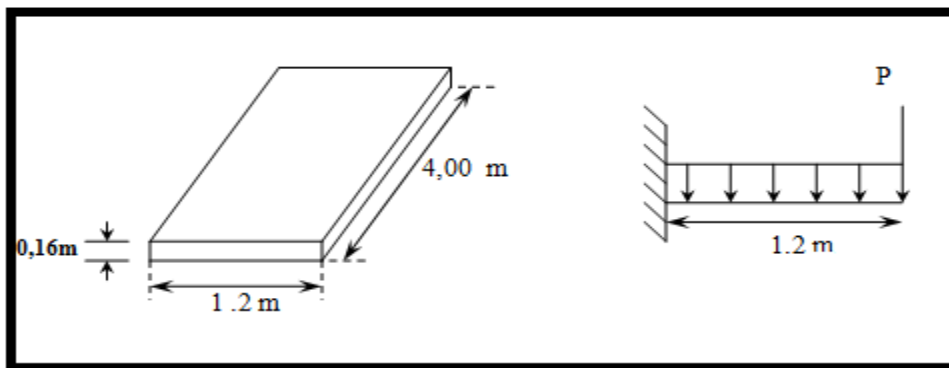


Figure III- 29: Schéma statique de dalle.

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q \rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p \times 1$$

$$q_s = Q + G \rightarrow M_s = \frac{q_s l^2}{2}$$

| | p (kN/ml) | qu (kN/ml) | qs (kN/ml) | Mu (KN.m) | Ms (KN.m) |
|----------------------|-----------|------------|------------|-----------|-----------|
| Terrasse | 2.38 | 10.94 | 7.99 | 10.26 | 5.75 |
| Étage courant | 5,23 | 10,44 | 7,60 | 8,16 | 7,52 |

Tableau III- 55 : Valeurs des moments ultime et service.

III.5.b. 2- Calcul du ferrailage à l'ÉLU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 3 = 13\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u \times 10^3}{bd^2 f_{bu}}$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u) d$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{Z_u \sigma_{Su}}$$

| | M_U (KN.M) | L_{ous} | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_u (cm²) | A_{adoptée} (cm²) | A_{real} (cm²) |
|----------------------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|--------------|-------------------------|---|---|---|--|
| Terrasse | 10,26 | 0,392 | 0,043 | 0,055 | 12,72 | 1,57 | 2,32 | 2.32 | 5HA10 =3.93 |
| Étage courant | 8,16 | 0,392 | 0,034 | 0,043 | 12,78 | 1,57 | 1,84 | 1.84 | 5HA10 =3.93 |

Tableau III-- 1: Ferrailage à l'ÉLU.

III.5.b.3- Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s\min}$ **Condition est Vérifiée**

On a $A_s = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.5.b.4- Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow A_r = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.5.b.5- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

| | M_U (KN.M) | M_S (KN.M) | γ | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | α_{bu} | Vérification |
|----------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------|--|-----------------------|---------------------------|
| Terrasse | 10.26 | 5.75 | 1.78 | 0,64 | 0,055 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 8,16 | 7,52 | 1.09 | 0,30 | 0,054 | Condition vérifiée |

Tableau III- 56 : Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes à L'ELS : Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé.

- très préjudiciable pour la terrasse
- préjudiciable pour étage courant

♦ **Données :**

| | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm²) | As' (cm²) |
|----------------------|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|----------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Terrasse | 5.75 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| Étage courant | 7,52 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |

Tableau III- 57: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y être positif de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Terrasse | 3,37 | 6742,59863 | 0,0853 | 2,87 | 15 | C-V |
| Étage courant | 3,37 | 6742,59863 | 0,1115 | 3,76 | 15 | C-V |

Tableau III- 58: Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \dots\dots\dots \text{FP.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \times \xi_s \text{ et } \xi_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(200 ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \dots\dots\dots \text{FTP.}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Terrasse | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 123,19 | 201,63 | C-V |
| Étage courant | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 161,11 | 200,00 | C-V |

Tableau III- 59: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \text{Donc les sections "armatures choisies sont justifiées à ELS,}$$

III.5.b.6- Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_u = q_u l + p$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

| | Vu KN | τ_u (Mpa) | $\bar{\tau}_u$ (Mpa) | vérification |
|----------------------|------------------------|--|--|---------------------------|
| Terrasse | 13.32 | 0.102 | 2,50 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 17.76 | 0.137 | 2,50 | Condition vérifiée |

Tableau III- 60: Justification vis-à-vis de sollicitation tangente.

III.5.b.7- Vérification de l'adhérence :

La liaison entre l'armature et le béton est caractérisée par la condition d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_{su} = \frac{T}{0,9d \sum u} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

T : L'effort tranchant (KN)

$\sum u$: Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet des barres.

$$\sum u = \pi \times 1,00 \times 5 = 15.70 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T \times 10^2}{0.9b \sum u}$$

Ψ_s : Coefficient de cisaillement donné par le BAEL91. Article (6.1, 2)

$\Psi_s = 1,6$ (armature HA)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ MPa. .}$$

| | τ_u (Mpa) | $\bar{\tau}_{su}$ (Mpa) | vérification |
|----------------------|----------------------------------|---|---------------------------|
| Terrasse | 0.943 | 3.36 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 1.257 | 3.36 | Condition vérifiée |

Tableau III- 61: Vérification de l'adhérence.

III.5.b.8- Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0.16 > 0.1 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 \leq 0.011 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

III.2. 5 Schéma de ferrailage :

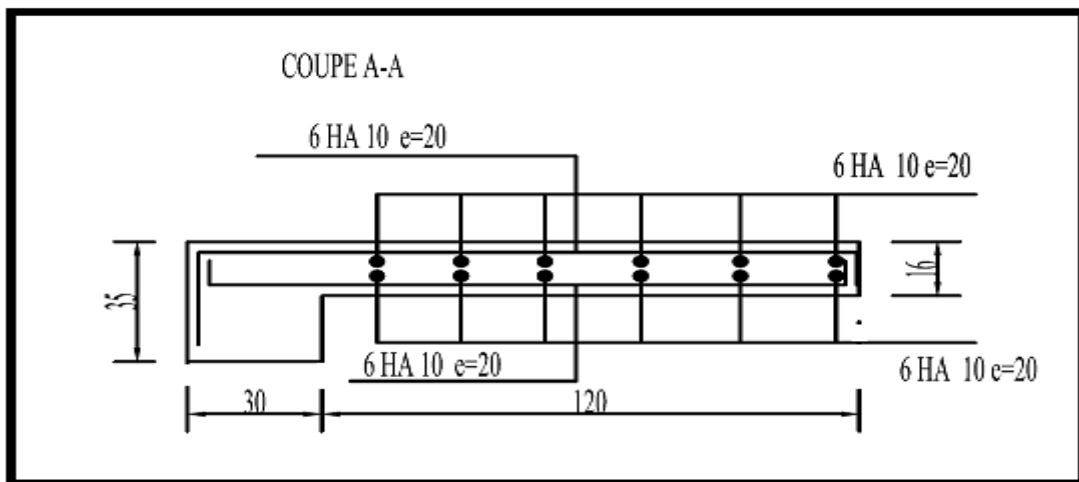


Figure III- 30 : Schéma de ferrailage.

Type2 :

III.5. 2-1-Charges appliquées :

-Terrasse :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 7,99 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 1,0 \text{ KN/ml}$$

-Étage courant :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 5,2 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN/ml}$$

III.5.2-2-Combinaisons d'action :

- E.L.U : 1,35g + 1,5 q
- E.L.S : g + q

| | E.L.U (KN/ml) | E.L.S (KN/ml) |
|---------------|---------------|---------------|
| Terrasse | 10,94 | 7,99 |
| Étage Courant | 10,89 | 7,90 |

Tableau III- 62: Charges et surcharge de la dalle pleine.

On calcule le panneau ayant les dimensions suivantes : $L_x = 160 \text{ cm}$, $L_y = 450 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{160}{450} = 0,36 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.5. 2.3.1 Terrasse :

- **E.L.U** : $M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8}$

- **E.L.S** : $M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8}$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

- En Travée : $M_t = 0,80.M_0$

- Sur Appui : $M_a = 0,5.M_0$

- **L'effort tranchant maximal** : $V = \frac{q_u \cdot l_x}{2}$

| | | M_0 (KN.m) | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | V (KN) |
|----------------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|
| Terrasse | ELU | 3,50 | 2,80 | 1,75 | 8,75 |
| | ELS | 2,56 | 2,05 | 1,28 | 8,75 |
| Étage Courant | ELU | 3,48 | 2,79 | 1,74 | 8,39 |
| | ELS | 2,53 | 2,02 | 1,26 | 8,39 |

Tableau III- 63: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS -terrasse-.

III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU :

❖ **En travée :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 3 = 13\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u \times 10^3}{bd^2 f_{bu}}$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z_u = (1 - 0,4\alpha_u) d$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{Z_u \sigma_{su}}$$

| | M_U (KN.M) | μ_{lu} | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_u (cm²) | A_{adoptée} (cm²) | A_{real} (cm²) |
|----------------------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|-------------------------|---|---|---|--|
| Terrasse | 2,80 | 0,392 | 0,012 | 0,015 | 12,92 | 1,57 | 0,62 | 1.57 | 5HA10 =3.93 |
| Étage courant | 2,79 | 0,392 | 0,012 | 0,015 | 12,92 | 1,57 | 0,62 | 1.57 | 5HA10 =3.93 |

Tableau III- 64: Ferrailage à l'ÉLU en travée.

❖ **Sur appuis :**

| | M_U (KN.M) | μ_{lu} | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{min} (cm²) | A_u (cm²) | A_{adoptée} (cm²) | A_{real} (cm²) |
|----------------------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|-------------------------|---|---|---|--|
| Terrasse | 1,75 | 0,392 | 0,007 | 0,009 | 12,95 | 1,57 | 0,39 | 1.57 | 5HA10 =3.93 |
| Étage courant | 1,74 | 0,392 | 0,007 | 0,009 | 12,95 | 1,57 | 0,39 | 1.57 | 5HA10 =3.93 |

Tableau III- 65: Ferrailage à l'ÉLU sur appuis.

III.2. 3 Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{S_{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

A_s > A_{s min}Condition est Vérifiée

On a **A_s = 5 HA 10 = 3.93 cm²**

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.2. 3 Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow A_t = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.2. 4 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

❖ En travée :

| | M_U (KN.M) | M_S (KN.M) | γ | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | α_{bu} | vérification |
|----------------------|-----------------|-----------------|----------|--|---------------|---------------------------|
| Terrasse | 2.80 | 2.05 | 1.37 | 0,435 | 0,015 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 2.79 | 2.02 | 1.38 | 0,44 | 0,015 | Condition vérifiée |

Tableau III- 66: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.

❖ Sur appuis :

| | M_U (KN.M) | M_S (KN.M) | γ | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | α_{bu} | vérification |
|----------------------|-----------------|-----------------|----------|--|---------------|---------------------------|
| Terrasse | 1.75 | 1.28 | 1.37 | 0.435 | 0,009 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 1.74 | 1.26 | 1.38 | 0,44 | 0,009 | Condition vérifiée |

Tableau III- 67: Vérification des contraintes à l'ELS en appuis.

Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé

- préjudiciable pour la terrasse.
- Préjudiciable pour étage courant.

♦ **Données :**

| | | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm ²) | As' (cm ²) |
|----------------------|------------|---------------------|-----------|-----------|-----------|------------|----|--------------------------|---------------------------|
| Terrasse | en travée | 2.05 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| | Sur appuis | 1.28 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| Etage courant | en travée | 1.26 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |
| | Sur appuis | 0,27 | 100 | 16 | 13 | 3 | 15 | 3.93 | 0 |

Tableau III- 68: Donnés de vérification a l'ELS.

- ♦ **Position de l'axe neutre :** C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

- ♦ **Moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$

- ♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ _{bc} (MPA) | σ̄ _{bc} (MPA) | vérification |
|--------------------------|-------------------|-----------|------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| Terrasse | en travée | 3,37 | 6742,59863 | 0,0304 | 1,02 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 3,37 | 6742,59863 | 0,0190 | 0,64 | 15 | C-V |
| Étage courant | en travée | 3,37 | 6742,59863 | 0,0187 | 0,63 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 3,37 | 6742,59863 | 0,0040 | 0,13 | 15 | C-V |

Tableau III- 69: Vérification de l'état limite de compression de béton.

- ♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \dots\dots\dots \text{FP.}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ _{st} (MPA) | σ̄ _{st} (MPA) | vérification |
|--------------------------|-------------------|-----------|------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| Terrasse | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 24,22 | 201,63 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 8,62 | 201,63 | C-V |
| Étage courant | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 26,99 | 201,63 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 5,78 | 201,63 | C-V |

Tableau III- 70: État limite d'ouverture de fissures.

- ♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \text{Donc les sections 'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

III.2. 4.1 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

| | Vu (KN) | τu (Mpa) | τ̄_u (Mpa) | vérification |
|----------------------|----------------|-----------------|-----------------------------|---------------------------|
| Terrasse | 8,75 | 0.067 | 2,50 | Condition vérifiée |
| Étage courant | 8,39 | 0,064 | 2,50 | Condition vérifiée |

Tableau III- 71: Justification vis-à-vis de sollicitation tangente.

III.2. 4.2 Vérification de l'adhérence :

La liaison entre l'armature et le béton est caractérisée par la condition d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_{su} = \frac{T}{0,9d \sum u} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

T : L'effort tranchant (KN)

$\sum u$: Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet des barres.

$$\sum u = \pi \times 1,00 \times 5 = 15.70 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T \times 10^2}{0.9b \sum u}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement donné par le BAEL91. Article (6.1, 2) $\psi_s = 1,6$ (armature HA)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ MPa. .}$$

| | τ_u (Mpa) | τ̄_{su} (Mpa) | vérification |
|-----------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|
| Terrasse | 0.526 | 3.36 | Condition vérifiée |

| | | | |
|---------------|-------|------|--------------------|
| Étage courant | 0.526 | 3.36 | Condition vérifiée |
|---------------|-------|------|--------------------|

Tableau III- 72: Vérification de l'adhérence.

III.2. 4.3 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = 0.8M_0) \Rightarrow 0.16 > 0.08 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 \leq 0.011 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

III.5. 2.9 Schéma d'exécution :

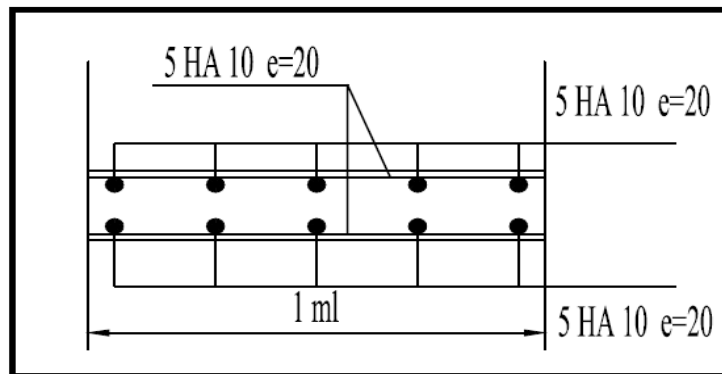


Figure III- 31: Schéma de ferrailage de la dalle Pleine.

III.6 Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimitée par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- **Cabine :** (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- **Treuil :** Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contre poids.
- **le contre poids :**
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie de treuil.

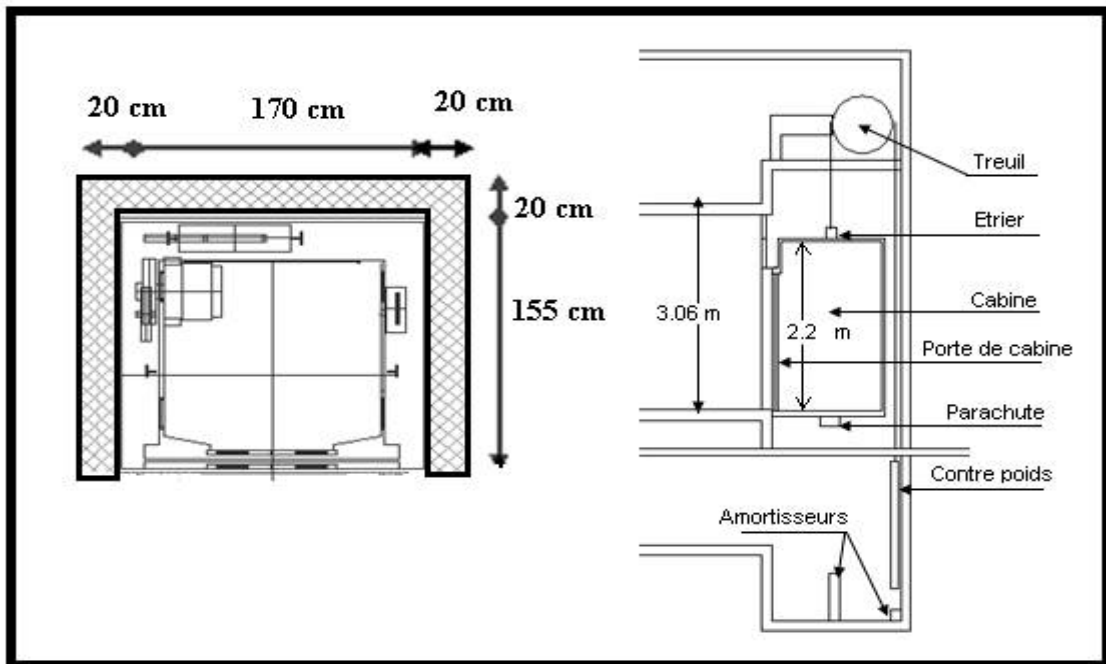


Figure III- 32: Schéma d'un ascenseur Mécanique.

III.6.1 Charge de l'ascenseur :

L'ascenseur est destiné principalement au transport de personnes, donc il est de classe I d'après la norme NF P82 – 208, La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1.54 m².

- P_M : poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoires + câble d'acier).
- P_P : la masse de contre poids et telle que : $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

III.6.1.1 Calcul des masses :

A. Le poids mort :

- **Surface latérale :**

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,10 m.

- Profondeur = 1,40 m.
- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,25 = 8,775 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1,15 \times 8,775 \times 1,1 \rightarrow P_1 = 1,11 \text{ KN}$$

B. Plancher :

$$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 1,54 \rightarrow P_2 = 1,694 \text{ KN}$$

- **Toit :**

$$P_3 = S \times 0,2 = 1,54 \times 0,2 \rightarrow P_3 = 0,308 \text{ KN}$$

- **Arcade :**

$$P_4 = (0,4 + 0,8) \times 1,1 \rightarrow P_4 = 1,48 \text{ KN}$$

- **Parachute :**

$$P_5 = 0,40 \text{ KN} \rightarrow P_5 = 0,40 \text{ KN}$$

- **Accessoire :**

$$P_6 = 0,80 \text{ KN} \rightarrow P_6 = 0,80 \text{ KN}$$

- **Poulier de mouflage :**

$$P_7 = 0,6 \text{ KN} \rightarrow P_7 = 0,6 \text{ KN}$$

- **Porte de cabine :**

$$P_8 = 0,8 + 0,25 \times 0,7 \times 2,00 \rightarrow P_8 = 1,194 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } P_M = \sum P_i \rightarrow P_M = 7,586 \text{ KN}$$

➤ **Charge nominale :** $Q = 6,30 \text{ KN}$

➤ **La masse du contre poids :** $P_p = P_M + \frac{Q}{2} = 7,586 + \frac{6,3}{2} = 10,736 \text{ KN}$

III.6.1.2 Descente de charges :

Charge nominale : $Q = 6,3 \text{ KN}$

Charge permanent :

- Poids mort : 7,586 kN
- Masse de câble : 0,060 kN
- Masse de contre poids : 10,736 kN
- Treuil en haut + moteur : 0,2 kN

$$G = 18,582 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow Q_u = 34,537 \text{ kN}$$

III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur peut avoir un risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur, le poids de l'ascenseur est de (34,549 kN), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis prend le quart

du poids donc : $Q_u = \frac{34,537}{4} = 8,634 \text{ kN}$

D'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2), la condition de non-poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge à l'ELU,

h : L'épaisseur total de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

($h = 20 \text{ cm}$, $a = 10 \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\alpha = 45^\circ$)

$$U_c = 4 \left(a + \frac{h}{2} \times 2 \right) = 4 \left(10 + \frac{20}{2} \times 2 \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

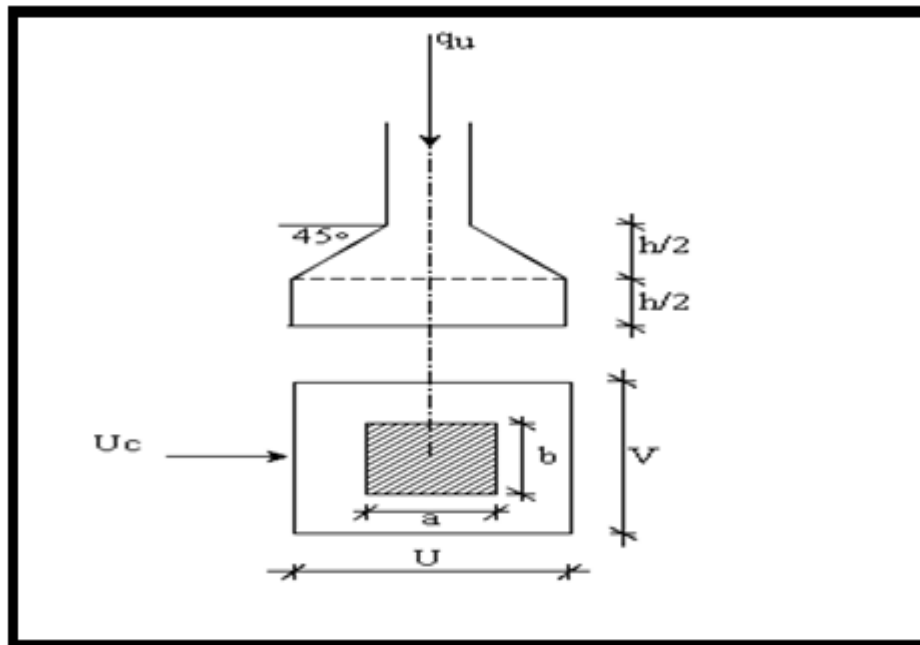


Figure III- 33: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

III.6.3. Évaluation des moments :

III.6.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée :

On admet qu'une force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur une aire ($S = U \times V$), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à L_x et V à L_y .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaques de **PIGEAUD**, qui permettent de placer les charges au centre de la dalle.

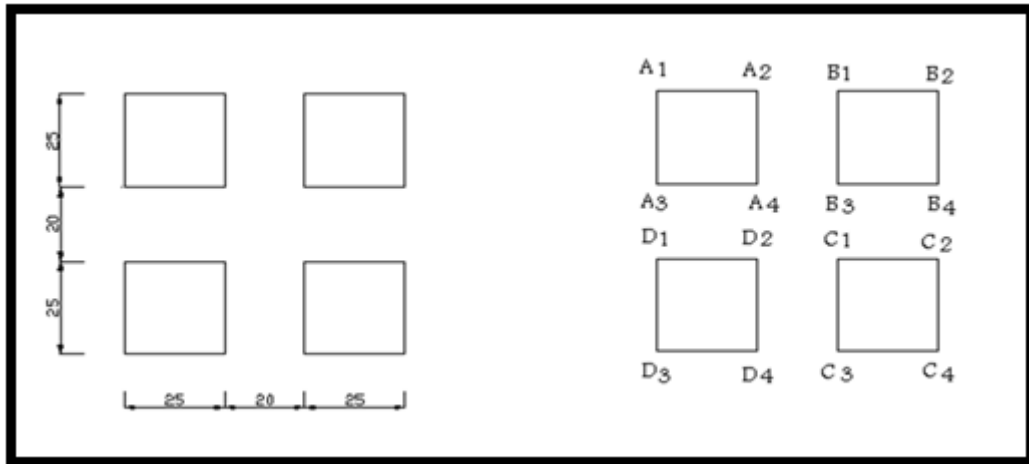


Figure III- 34: Schéma de représentation des charges.

A l'aide du schéma précédent et la valeur de $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6$ on détermine les moments M_1 et M_2 des tableaux de **PIGEUD** (M_1 et M_2 sans unité).

$$v = y_0 + 2h_1 + h_t \qquad u = x_0 + 2h_1 + h_t$$

1) Effet de $A_1 \ B_2 \ C_4 \ D_3$:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_1}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_1}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,135 \\ M_2 = 0,039 \end{array} \right.$$

2) Effet de $A_2 \ B_1 \ C_3 \ D_4$:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_2}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,168 \\ M_2 = 0,043 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l}
 \text{3) Effet de } A_3 B_4 C_2 D_1 : \left. \begin{array}{l} \frac{u_3}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_3}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_1 = 0,162 \\ M_2 = 0,108 \end{array} \\
 \\
 \text{4) Effet de } A_4 B_3 C_1 D_2 : \left. \begin{array}{l} \frac{u_4}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_4}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_1 = 0,235 \\ M_2 = 0,132 \end{array}
 \end{array}$$

Les moments suivant les directions x et y sont :

$$M_x = P (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v M_1) ; \text{ avec : } v = 0.$$

On aura :

$$M_x = P M_1 \text{ et } M_y = P M_2$$

$$P = P' \cdot S \quad S = 0,25 \times 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P}{S} = \frac{8,635}{0,0625} = 138,16 \text{ kN/m}^2$$

| État de Charge | U / L _x | V / L _y | M ₁ | M ₂ | S (m ²) | P=P'xS (kN) | M _x (kN.m) | M _y (kN.m) |
|----------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|---------------------|-------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,41 | 0,35 | 0,135 | 0,039 | 0,49 | 67,690 | 9,138 | 2,64 |
| 2 | 0,12 | 0,35 | 0,168 | 0,043 | 0,14 | 19,342 | 3,42 | 0,83 |
| 3 | 0,41 | 0,1 | 0,162 | 0,108 | 0,14 | 19,342 | 3,13 | 2,088 |
| 4 | 0,12 | 0,1 | 0,235 | 0,132 | 0,04 | 5,526 | 1,3 | 0,73 |

Tableau III- 73: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELU.

À partir de la figure et le tableau précédents, on aura :

$$\begin{cases}
 M_{1X} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 17 \text{ kN.m} \\
 M_{1Y} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 6.3 \text{ kN.m}
 \end{cases}$$

III.6.3.2. Les moments dus aux charges réparties :

$$\text{Largeur : } L_x = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Longueur : } L_y = 2 \text{ m}$$

$$G = 0,2 \times 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 0,85 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \qquad \mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \dots \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1,192 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,831 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

D'où les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xT} = M_{1x} + M_x = 18,192 \text{ kN.m} \\ M_{yT} = M_{1y} + M_y = 7,13 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La dalle est considérée comme totalement encastree (appuyée sur les voiles). On a :

$$\begin{aligned} M_{xt} &= 0,75 M_{xT} = 13,64 \text{ kN.m} \\ M_{yt} &= 0,75 M_{yT} = 5,34 \text{ kN.m} \\ M_{ax} &= M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 9,096 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

III.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage de fait en flexion simple (**E.L.U**) pour une bonde de 1m de largeur. On aura : Le même ferrailage dans les deux directions.

- ✓ En travée : $A_{tu} = 2,02 \text{ cm}^2$.
- ✓ En appuis : $A_{au} = 0,75 \text{ cm}^2$.

- **Condition de non fragilité** : d'après le BAEL91 Article (A.4.2)

- $A_x \geq \rho_0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-1,7/2}{2} \times 100 \times 20 = 1,29 \text{ cm}^2$.
- $A_y \geq \rho_0 . b.h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$.

Alors : $A_u = 2,02 \text{ cm}^2$.

Les armatures choisies sont : $A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml}$ (St = 10 cm).

$$A_a = 5\text{HA}10 / \text{ml} \quad (\text{St} = 10 \text{ cm}).$$

III.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

L'effort tranchant pour valeur :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y+L_x} = \frac{8,25 \times 1,7 \times 2}{2 \times 2 + 1,7} = 4,92 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{4,92 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,029 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

III.6.4.2 Vérification à L'ELS :

III.6.4.2.1- Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 (art. B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{7,85}{100 \times 17} = 0,0046 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{vérifier.}$$

III.6.4.2.2- Moments dus aux charges concentrées :

$$Q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = \frac{19,585}{4} = 4,9 \text{ kN}$$

$$P'_{ser} = \frac{Q_s}{S} = \frac{4,9}{0,0625} = 78,4 \text{ kN}$$

| État de Charge | U / L _x | V / L _y | M ₁ | M ₂ | S (m ²) | P=P' _{ser} S (kN) | M _x (kN.m) | M _y (kN.m) |
|----------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|---------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,41 | 0,35 | 0,135 | 0,039 | 0,49 | 38.41 | 5.19 | 1.5 |
| 2 | 0,12 | 0,35 | 0,168 | 0,043 | 0,14 | 10.97 | 1.843 | 0.472 |
| 3 | 0,41 | 0,1 | 0,162 | 0,108 | 0,14 | 10.97 | 1.77 | 1.185 |
| 4 | 0,12 | 0,1 | 0,235 | 0,132 | 0,04 | 3.14 | 0.738 | 0.414 |

Tableau III- 74: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELS.

$$\begin{cases} M_{1x} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 9,54 \text{ kN.m} \\ M_{1y} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 3,57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.6.4.2.3-. Moments dus aux charges réparties :

$$G_{dalle} = 5 \text{ kN/m}^2 \qquad Q_{dalle} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 0,85 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad , \quad \mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,86 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,60 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{xT} = M_{1x} + M_x = 10,40 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{yT} = M_{1y} + M_y = 4,17 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{xT} = 7,8 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{yT} = 3,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 5,2 \text{ kN.m}$$

Justification à l'ELS :

1- Calcul de la position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A (d - y_1) = 0 \dots \dots \dots y_1 = 5,26 \text{ cm}$$

2- Calcul du moment d'inertie :

$$I_{/An} = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2 = 21080,25 \text{ cm}^4$$

3- Vérification des contraintes :

- **En travée :** $M_{ser} = 7,8 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 63,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 500 \text{ MPa}$$

- **Sur appui :** $M_{ser} = 5,2 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 43,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

➔ Les armatures calculées en E.L.U conviennent.

Schéma de Ferrailage :

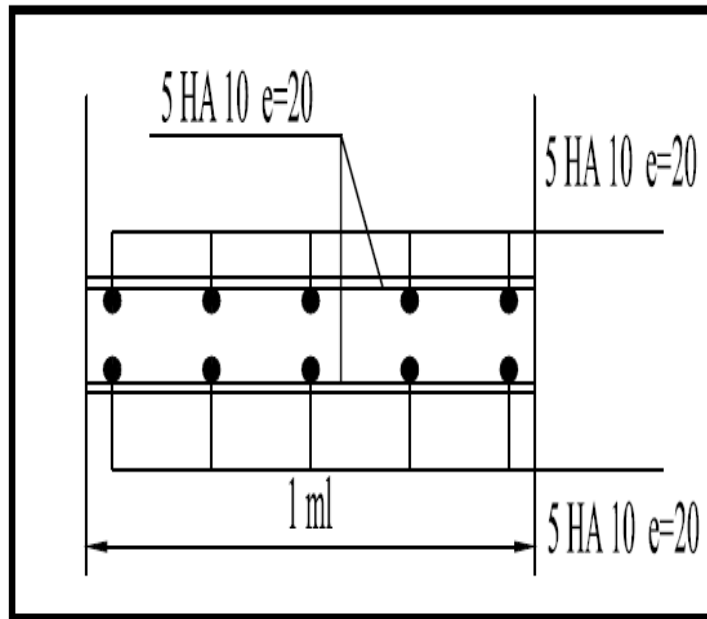


Figure III- 35: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.

CHAPITRE IV

Étude Dynamique

IV-1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.1.2 Condition d'application : (RPA article 4.1.2. page 36)

Cette méthode peut être utilisée dans le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II

1. Régularité en plan :(RPA article 3.5.1.a page 33) :

Sens x :

- $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3,50+3,50}{25,5} = 0,27 > 0,25$la condition est non vérifiée

Sens y :

- $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{4,10+4,10}{21,1} = 0,38 > 0,25$la condition est non vérifiée

Donc la structure est **irrégulière en plan**.

2. Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1.b page 34) :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien, la raideur que la masse des différents niveaux reste constante ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. la structure est classée régulière en élévation.

Zone (II a) si $H \leq 65$ m : On a $h= 33m < 65$ m.....la condition est vérifiée.

Conclusion :

La condition de régularité en plan n'est pas satisfaite → la méthode statique n'est pas applicable

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1 Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. 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.3.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Auto desk Robot structural Analyse Professional 2014** ».

IV.3.2.3 Présentation du logiciel :

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

Robot structures analyse offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément.

La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

IV.3.2.4 Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

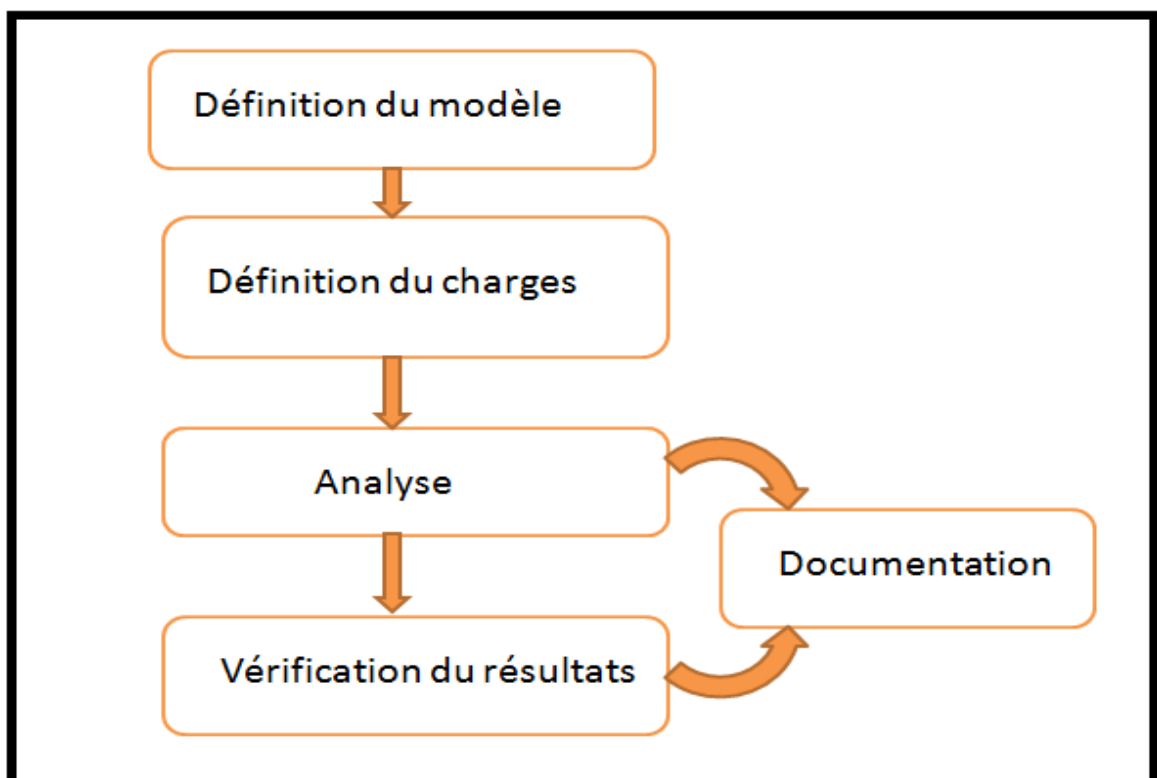


Figure IV- 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

1. Définition du modèle de la structure :

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

2. Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

3. Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

4. Exploitation des résultats :

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

IV.4 Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99/version 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

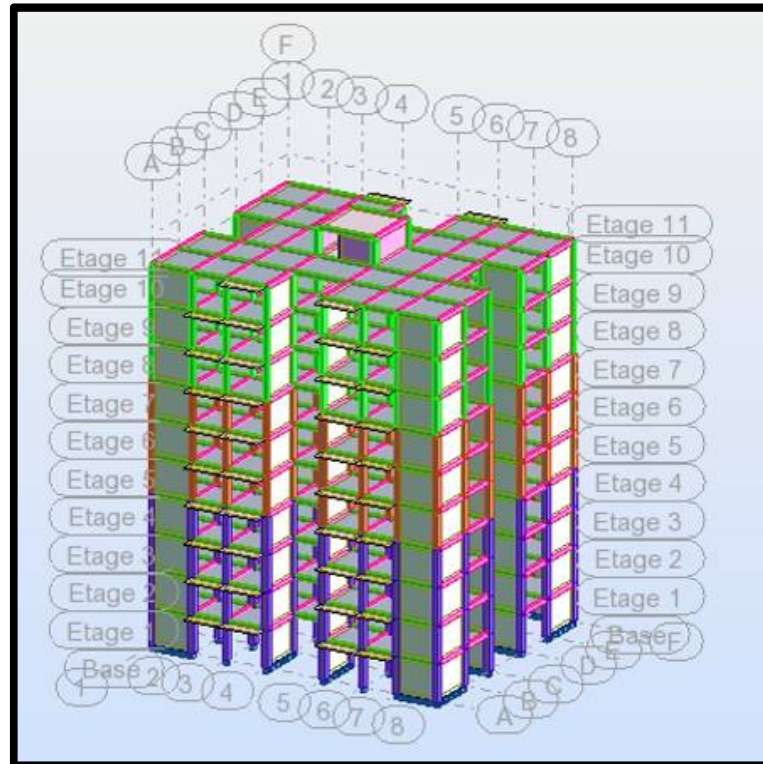


Figure IV- 2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.

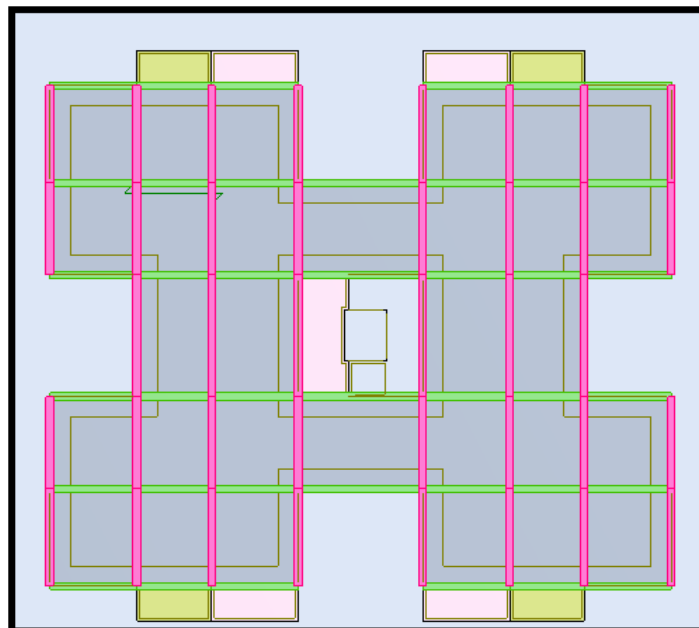


Figure IV- 3: Vue en plan du modèle de la structure.

IV.5 Combinaisons de charges :

Selon le BAEL91 révisée 99 :

- ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

- ACC : $G + Q \pm E$
- ACC : $0,8 \times G \pm E$

IV.6 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q** : Facteur de qualité.
- R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- W** : Poids total de la structure.

IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

IV.7.1 Coefficient d'accélération A :

Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de wilaya ANNABA : **Zone (II a)**
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **33m** : **Groupe d'usage 2**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

$$A = 0.15. \text{ (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)}$$

IV.7.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du **RPA 99 / version 2003**. La structure étudiée est constituée de pratique et de voile, cependant le contreventement est assuré en totalité par les voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4**.

IV.7.3 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.

- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

IV.7.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / ver 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est < 1,5.

- **sens longitudinal :**

- 1^{ère} portique (**7 travée**) : L_{max}/ L_{min}= 5/3 = 1,67 > 1,5 critère non observé **P_q = 0.05**
- 2^{ème} portique (**5 travée**) : L_{max}/ L_{min}= 5/3 = 1,67 > 1,5 critère non observé **P_q = 0.05**
- 3^{ème} portique (**3 travée**) : L_{max}/ L_{min}= 3,5/3 = 1.167 < 1,5 critère observé **P_q = 0**

Dans notre cas pour le sens longitudinal, on a deux types de portiques dont le critère n'est pas observé → **P_q = 0/05/**

- **Sens transversal :**

Dans notre cas il existe un type de portiques qui a deux travées alors le critère est n'est pas observé
→ **P_q = 0.05.**

IV.7.3.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens longitudinal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a trois files alors le critère n'est pas observé
→ **P_q = 0/05/**

- **Sens transversal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a deux files alors le critère n'est pas observé
→ **P_q = 0/05/**

IV.7.3.3 Régularité en plan :

1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2. L'excentricité (centre de gravité des masses- centre de rigidité) ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3. La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 25,5 / 21,10 = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

4. Le rapport de la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment par longueur totale dans une direction donnée n'excède pas **25 %**.

Sens x :

◆ $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3,50+3,50}{25,5} = 0,27 > 0,25 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée}$

Sens y :

◆ $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{4,10+4,10}{21,1} = 0,38 > 0,25 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée}$

5- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure a15% de celle de se dernier.

| Niveau | Surface totale du plancher (Sp) (m ²) | Surface totale des ouvertures (So) (m ²) | So/SP (%) | vérification |
|---------------|---|--|-----------|--------------------------------|
| Dalle machine | 25,00 | 0 | 0 | La condition est non vérifiée. |
| Etage Courant | 47,53 | 15,17 | 31,94 | |
| Terrasse | 41,73 | 3,57 | 8,5 | |

Tableau IV- 1 : Vérification de la régularité en plan.

Donc le critère n'est pas observé → **Pq= 0,05**

IV.7.3.4 Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste constante où diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc, La structure est classée régulière en élévation → **Pq = 0**

IV.7.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés → **Pq = 0,05**

IV.7.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **Pq = 0,10**.

| Critère Q | Pq | |
|---|------|------|
| | Pqx | Pqy |
| 1. Condition minimale sur les files de contreventement | 0,05 | 0,05 |
| 2. redondance en plan | 0,05 | 0,05 |
| 3. régularité en plan | 0,05 | 0,05 |
| 4. régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0,10 | 0,10 |

Tableau IV-- Erreur ! Argument de commutateur inconnu.: Pénalité en fonction de critère de qualité.

- Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx} = 1 + 0,2 = 1,2$$

- Sens transversal :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy} = 1 + 0,2 = 1,2$$

IV.7.4 Facteur de correction d'amortissement «η» :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7 \text{ Avec : } \xi = 7\%$$

Ou **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages.

ξ=7% pour un contreventement mixte (**η= 0,882**). (**Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003**).

IV.7.5 Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le RPA99, Le site est considéré comme **site ferme (S2)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0,15 \text{ sec} \\ T_2=0,40 \text{ sec} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7de RPA 99 / version 2003).}$$

IV.7.6 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

IV.7.7 Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone **II-a**: sismicité moyenne.
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site **S2** : T₁= 0,15 sec et T₂=0,40 sec
- Système de contreventement par des voiles : R = 4.
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,15
- Facteur de qualité Q = 1,20
- Amortissement : ξ = 7,00 %

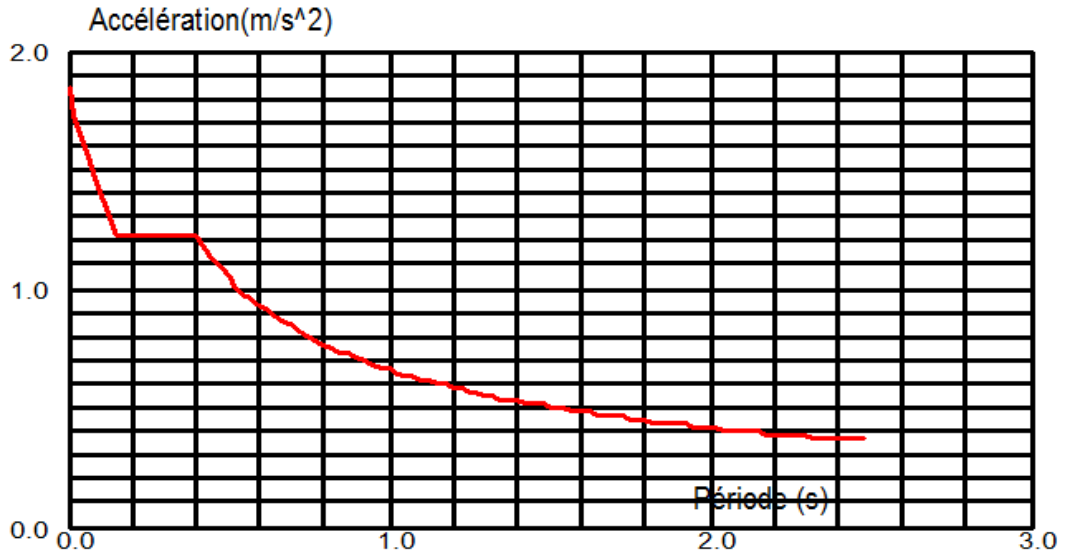


Figure IV- 4: Diagramme de spectre de réponse.

IV.7.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 33$ m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6)**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

1. $T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (33)^{3/4} = 0,688 \text{ sec}$

2. $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ $L_x = 25,50 \text{ m}$:

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{33}{\sqrt{25.5}} = 0,588 \text{ sec}$$

❖ $L_y = 21,10 \text{ m}$:

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{33}{\sqrt{21.10}} = 0,647 \text{ sec.}$$

En prend $\rightarrow T = 0,588 \text{ sec.}$

IV.7.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0,40 \text{ sec}$; $\eta = 0,882$; $T = 0,588 \text{ sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,588}\right)^{2/3} = 1,237$$

IV.7.3 La disposition des voiles :

L'étude sismique de la structure est passée par différentes variantes afin de trouver la meilleure disposition des voiles, ces variantes sont les suivantes :

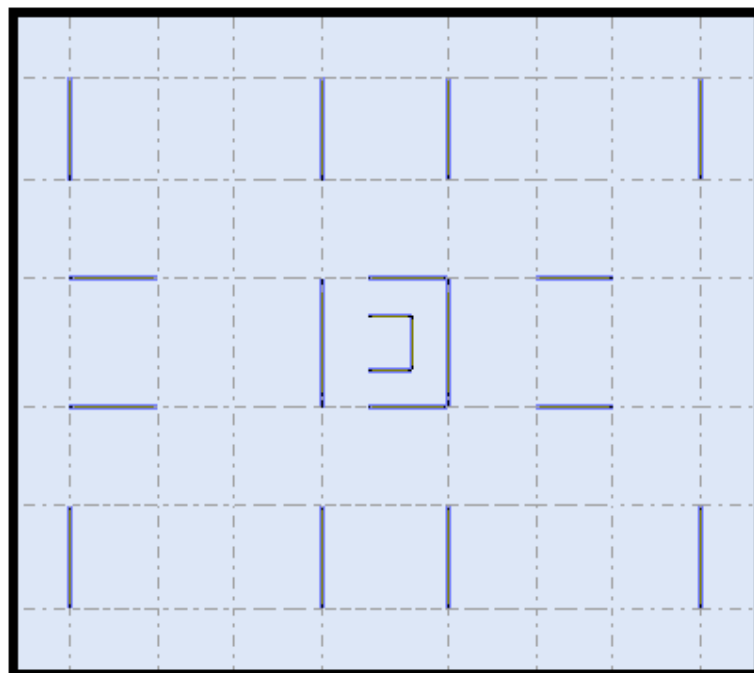


Figure IV- 5: 1ère Variante (disposition des voiles).

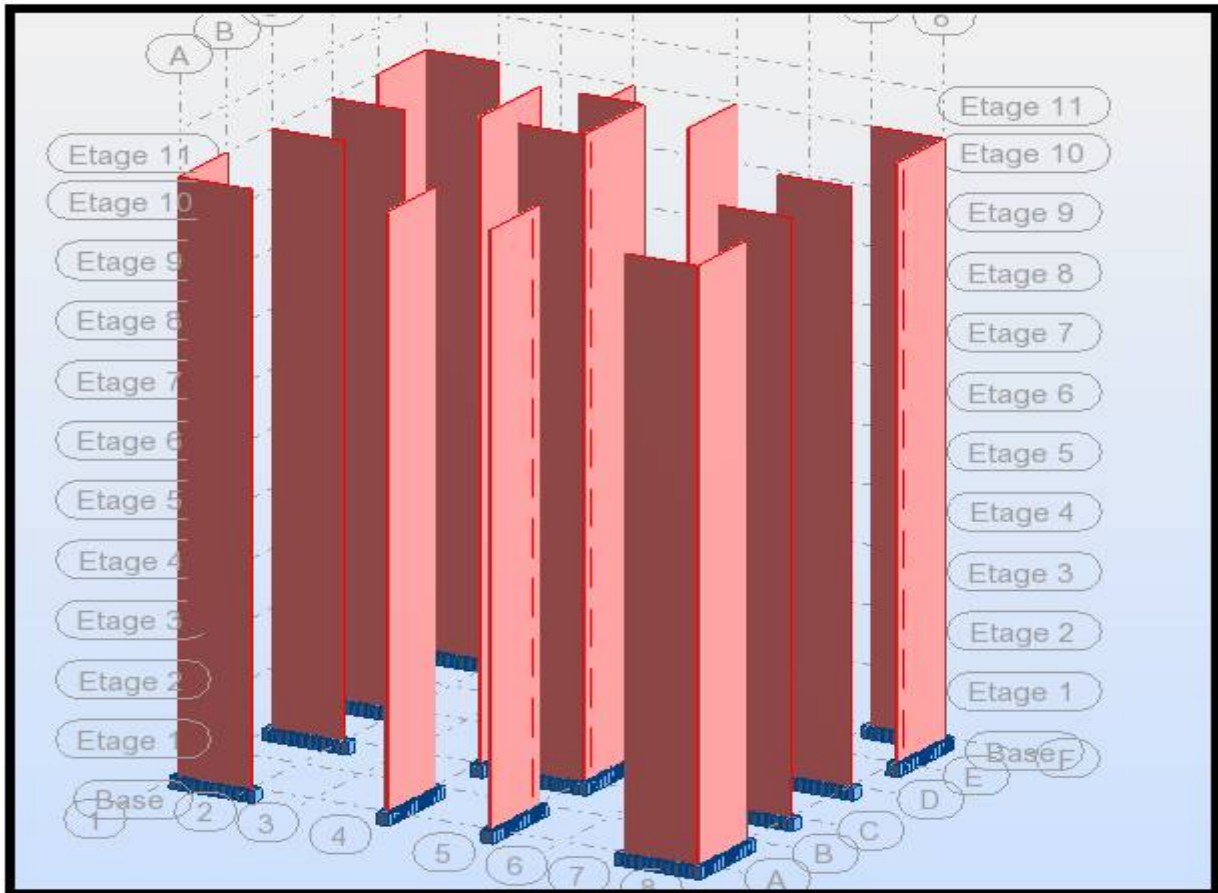


Figure IV- 6: 2ème variante vue en 3d.

| Variantes | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] |
|---------------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Variante N°01 | 1,29 | 0,78 | 68,13 | 0,00 | 0,0 | 68,13 | 0,00 | 0,0 |
| Variante N°02 | 1,50 | 0,67 | 66,65 | 0,00 | 0,0 | 66,65 | 0,00 | 0,0 |

Tableau IV- 3: Résultats de l'analyse des variantes.

Période fondamentale de la structure = 0,588 sec.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\text{➤ } T = 0,588 \times 1,3 = 0.764 \text{ sec}$$

Parmi les **2 variantes** précédentes, on retient la **2ème variante** qui satisfait aux conditions de **RPA 99 / version 2003** par rapport à la période fondamentale de la structure.

Classification du système de contreventement :

Selon l’**article 3.4 du RPA 2003**, l’objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification, d’une valeur numérique du coefficient de comportement « **R** ».

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure :

| | la construction totale (W_t) | Les voiles (W_v) | 20% la construction totale | vérification |
|--------------------------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------------|---|
| Effort vertical total à la base [KN] | 66169,58 | 29590,696 | 13233,916 | $W_v > 20\% \cdot W_t$ |

Tableau IV- 4 : la vérification du poids de la structure.

Selon l’**article 3.4.A.2 du RPA 2003**, si les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, nous sommes donc dans le « **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé** ». Avec **R = 3,50**. Le modèle est relancer avec un coefficient de comportement égale à **R = 3.50**

IV.8 Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA**.

D’après RPA99 ; $\beta = 0,2$

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d’exploitation

Les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014.

| Niveaux(m) | W étage (Kg) |
|---------------|--------------|
| 1 | 681848,37 |
| 2 | 686732,59 |
| 3 | 683416,61 |
| 4 | 683416,61 |
| 5 | 665965,09 |
| 6 | 665965,09 |
| 7 | 665965,09 |
| 8 | 650350,58 |
| 9 | 648752,59 |
| Terrasse | 667825,22 |
| dalle machine | 47178,53 |
| $\sum W_i$ | 6747416,36 |

Tableau IV- 5: Poids des différents niveaux de la structure.

IV.9.Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.9.1 Calcul du centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- ◆ Pour les voiles : Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot x L^3}{12}$$
$$I_{yi} = \frac{L \cdot x b^3}{12}$$

IV.9.2 Calcul de l'excentricité : Selon le RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

IV.9.3 Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

IV.9.4 Excentricité accidentelle :

D'après le RPA99 version 2003 (formule 4.3.7), On a : $e_{acc} = 5\% \cdot L$ Avec :

$$L_x = 25.50 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,x} = 0,05 \times 25,50 = 1,275 \text{ m}$$

$$L_y = 21.10 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,y} = 0,05 \times 21,10 = 1,055 \text{ m}$$

Coordonnées du nœud maître : Si On a : $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

IV.9.5 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc.

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{\sum W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

X_{Mi} , Y_{Mi} : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi. X_{GI} , Y_{GI} : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

IV.9.6 Caractéristiques de la structure :

Sont obtenus par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

| Niveaux | Centre des masses | | Centre de torsion | | Excentricité théorique | | Excentricité accidentelle | |
|---------------|-------------------|----------|-------------------|----------|------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| | $X_m[m]$ | $Y_m[m]$ | $X_t[m]$ | $Y_t[m]$ | $e_{xt}[m]$ | $e_{yt}[m]$ | $e_{acc.x}$ | $e_{acc.y}$ |
| RDC | 12,54 | 10,25 | 12,51 | 10,3 | 0,03 | 0,05 | 1,275 | 1,055 |
| 1 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 2 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 3 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 4 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 5 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 6 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 7 | 12,52 | 10,3 | 12,51 | 10,3 | 0,01 | 0 | 1,275 | 1,055 |
| 8 | 12,51 | 10,29 | 12,51 | 10,3 | 0 | 0,01 | 1,275 | 1,055 |
| 9 | 12,53 | 10,24 | 12,51 | 10,3 | 0,02 | 0,06 | 1,275 | 1,055 |
| Dalle machine | 12,65 | 10,3 | 12,5 | 10,3 | 0,15 | 0 | 1,275 | 1,055 |

Tableau IV- 6: Caractéristiques géométriques de la structure.

IV.10 Interprétation des résultats :

IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80%% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 80\%V$$

➤ **Calcul de la résultante de la force sismique totale :**

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

$G = 64632,62 \text{ KN}$

$Q = 7684,80 \text{ KN}$

$W = G + 0.2 \times Q = 66169,58 \text{ KN}$

IV.10.1.1 La méthode statique équivalente :

La force sismique totale V :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc :

$$V_{Xstatique} = V_{Ystatique} = \frac{0,15 \times 1,237 \times 1,20}{3,5} \times 66169,58 = 4209,52 \text{KN}$$

$$80\% \cdot V_{st} = 3367,62 \text{KN}$$

IV.10.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014 résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x,dyn} = 4843,06 \text{ KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 5379,64 \text{KN}$$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x,dyn} = 4843,06 \text{KN} > 80\% V_{x,st} = 3367,62 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y,dyn} = 5379,64 \text{KN} > 80\% V_{y,st} = 3367,62 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.10.2 Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux + 1 de la dalle machine)

T_k : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} = 9.95 \Rightarrow K \geq 10 \text{ modes}$$

IV.10.3 Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 1**.
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 2**.
- **RZ < 10 %** dans les **deux premier modes**.

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014**.

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masse modale effective (%) | | | Somme des Masses modales effectives (%) | | |
|-----------|----------------|---------------|----------------------------|---------------------|---------------------|---|------------------------|------------------------|
| | | | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] |
| 1 | 1,5 | 0,67 | 66,65 | 0 | 0 | 66,65 | 0 | 0 |
| 2 | 1,8 | 0,56 | 0 | 65,7 | 0 | 66,65 | 65,7 | 0 |
| 3 | 2,07 | 0,48 | 0 | 0,53 | 0 | 66,65 | 66,23 | 0 |
| 4 | 6,37 | 0,16 | 18,63 | 0 | 0 | 85,28 | 66,23 | 0 |
| 5 | 7,89 | 0,13 | 0 | 19,47 | 0 | 85,28 | 85,7 | 0 |
| 6 | 8,88 | 0,11 | 0 | 0,25 | 0 | 85,28 | 85,95 | 0 |
| 7 | 14,3 | 0,07 | 6,71 | 0 | 0 | 91,99 | 85,95 | 0 |
| 8 | 17,61 | 0,06 | 0 | 6,59 | 0 | 91,99 | 92,54 | 0 |
| 9 | 18,94 | 0,05 | 0 | 0,14 | 0 | 91,99 | 92,67 | 0 |
| 10 | 22,77 | 0,04 | 3,09 | 0 | 0 | 95,08 | 92,67 | 0 |

Tableau IV- 7: Période et facteur de participation massique.

À partir de ces résultats, on observe que :

- **UX = 66,65 > 60%** dans le premier mode.
- **UY = 65,70% > 60%** dans le deuxième mode.
- **RZ=0% < 10 %** dans les **deux premier modes**.

- La somme de **UX = 91,99% > 90%** à partir du septième mode.
- La somme de **UY = 92,54% > 90%** à partir du huitième mode.

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

IV.11 Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 0.67$ sec

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le RPA99 Version 2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,67 \text{ sec} < 1,30 \times T = 1,3 \times 0,588 = 0,746 \text{ s} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

- ♦ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X.
- ♦ Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y.
- ♦ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z.

Modes : 01

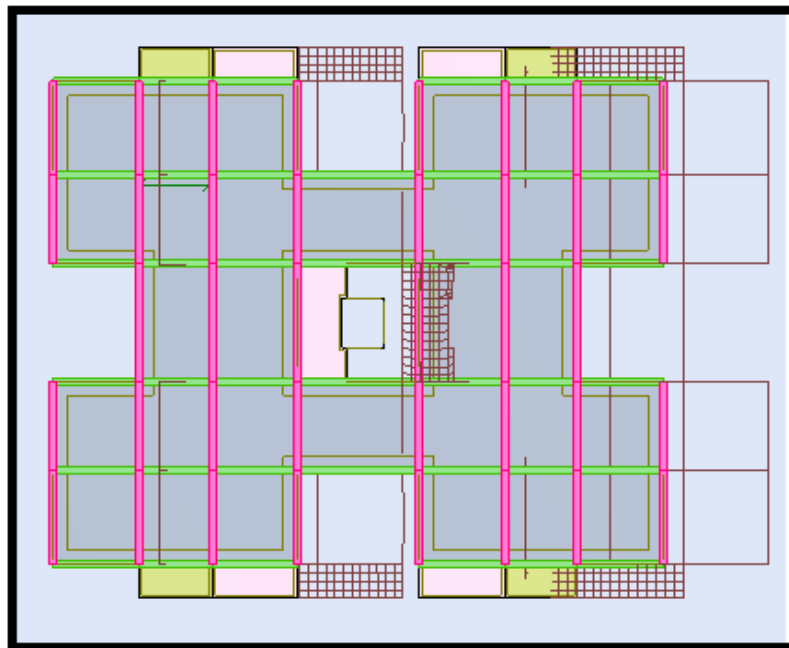


Figure IV- 7: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 02

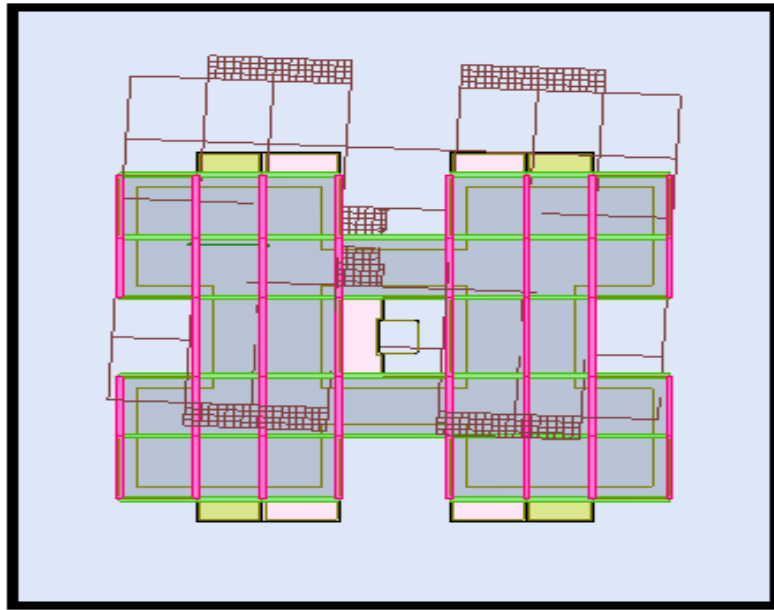


Figure IV- 8: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 03

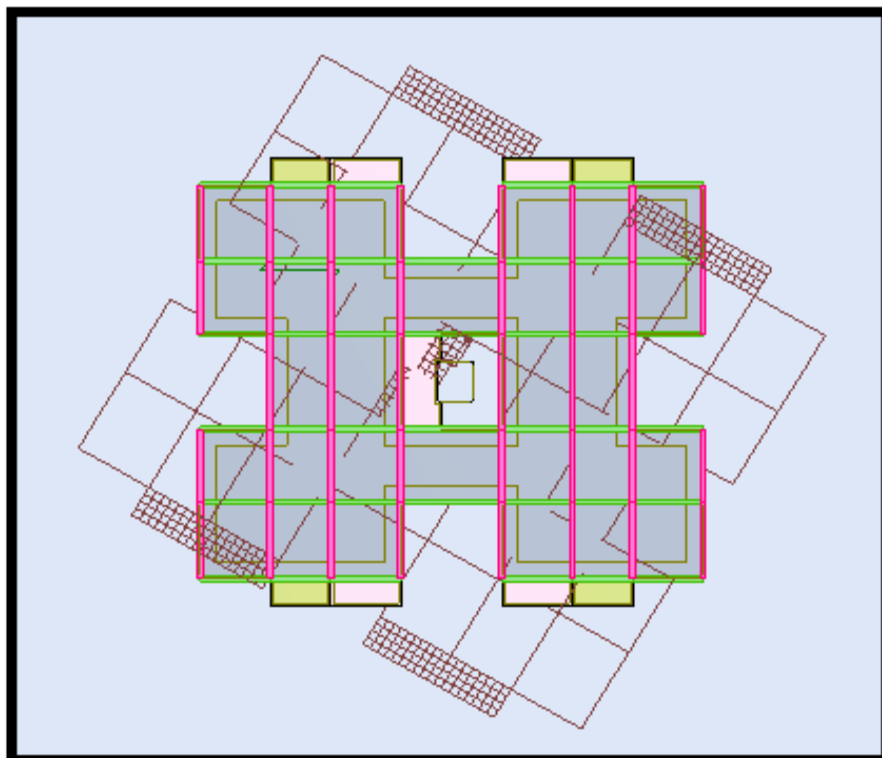


Figure IV- 9: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.

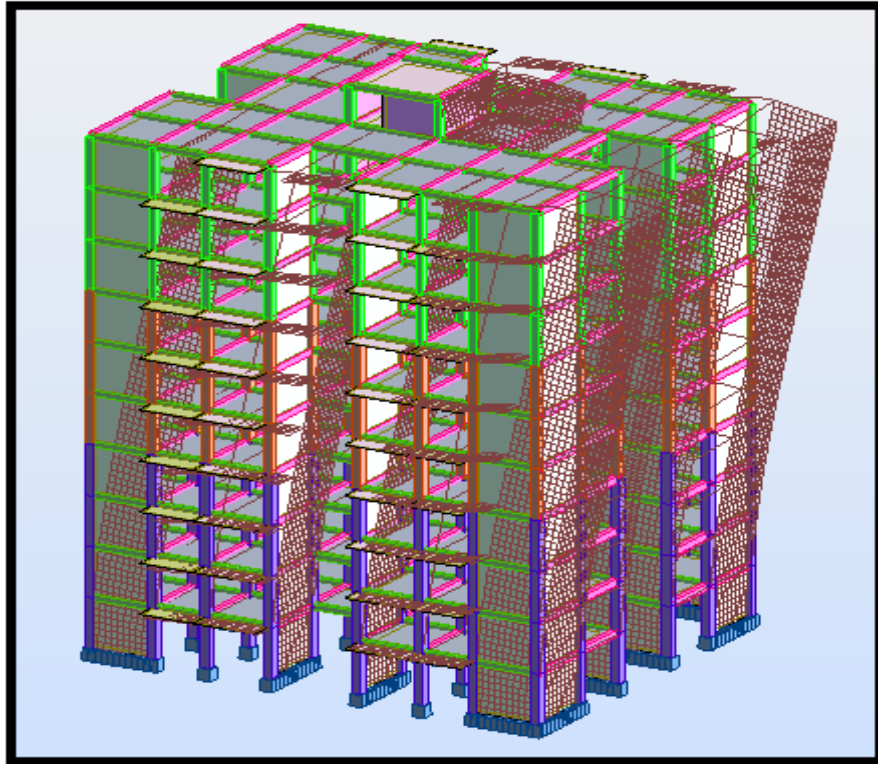


Figure IV- 10: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.

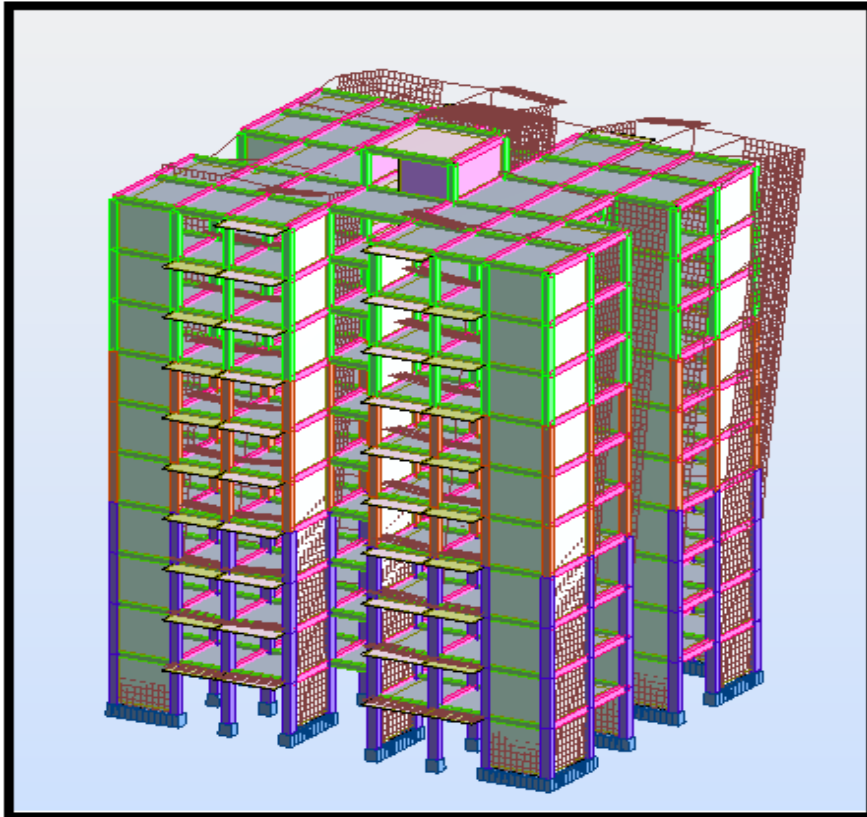


Figure IV- 11: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z.

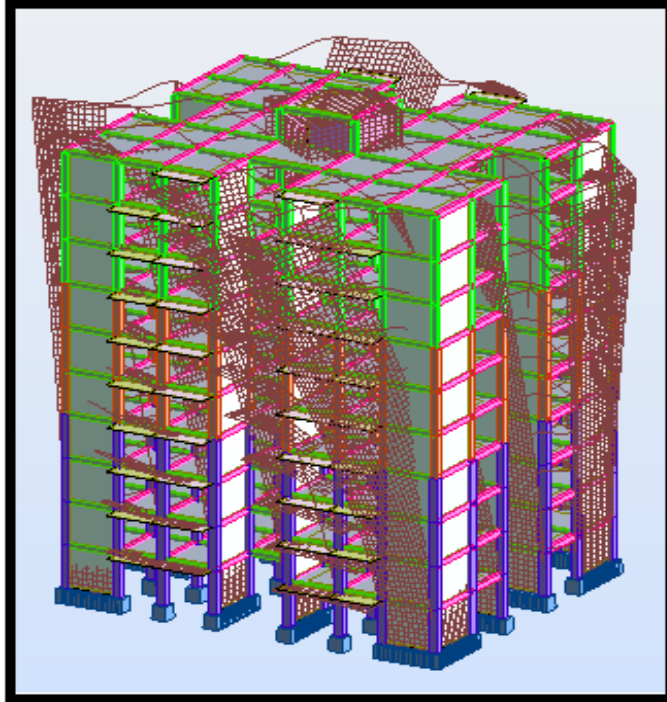


Figure IV- 12: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.

IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter -étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

◆ Déplacement horizontal :

D'après le RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec : δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

R : Coefficient de comportement de la structure.

◆ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ **Déplacement relatif admissible (toléré) :**

En effet, selon l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \text{ Avec } h_e: \text{ Hauteur d'étage.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

| Niveau | δ_{ek} (cm) | | δ_k (cm) | | Δ_k (cm) | | $\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm) | Observation |
|---------------|--------------------|--------|-----------------|--------|-----------------|--------|----------------------------------|--------------------------------------|
| | Sens-x | Sens-y | Sens-x | Sens-y | Sens-x | Sens-y | | |
| 1 | 0,2 | 0,0 | 0,7 | 0 | 0,7 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 2 | 0,5 | 0,0 | 1,75 | 0 | 1,05 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 3 | 1,0 | 0,1 | 3,5 | 0,35 | 1,75 | 0,35 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 4 | 1,7 | 0,1 | 5,95 | 0,35 | 2,45 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 5 | 2,3 | 0,2 | 8,05 | 0,7 | 2,1 | 0,35 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 6 | 3,1 | 0,2 | 10,85 | 0,7 | 2,8 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 7 | 3,8 | 0,3 | 13,3 | 1,05 | 2,45 | 0,35 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 8 | 4,6 | 0,3 | 16,1 | 1,05 | 2,8 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| 9 | 5,4 | 0,4 | 18,9 | 1,4 | 2,8 | 0,35 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| Terrasse | 6,1 | 0,4 | 21,35 | 1,4 | 2,45 | 0 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |
| Dalle machine | 6,3 | 0,1 | 22,05 | 0,35 | 0,7 | -1,05 | 2.40 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$CV |

Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».

| Niveau | δ_{ek} (cm) | | δ_k (cm) | | Δ_k (cm) | | $\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm) | Observation |
|----------------------|--------------------|--------|-----------------|--------|-----------------|--------|----------------------------------|---------------------------------------|
| | Sens-x | Sens-x | Sens-x | Sens-y | Sens-x | Sens-y | | |
| 1 | 0,0 | 0,1 | 0 | 0,35 | 0 | 0,35 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 2 | 0,0 | 0,4 | 0 | 1,4 | 0 | 1,05 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 3 | 0,1 | 0,8 | 0,35 | 2,8 | 0,35 | 1,4 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 4 | 0,1 | 1,2 | 0,35 | 4,2 | 0 | 1,4 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 5 | 0,1 | 1,7 | 0,35 | 5,95 | 0 | 1,75 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 6 | 0,2 | 2,2 | 0,7 | 7,7 | 0,35 | 1,75 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 7 | 0,2 | 2,8 | 0,7 | 9,8 | 0 | 2,1 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 8 | 0,3 | 3,4 | 1,05 | 11,9 | 0,35 | 2,1 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| 9 | 0,3 | 3,9 | 1,05 | 13,65 | 0 | 1,75 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| Terrasse | 0,4 | 4,5 | 1,4 | 15,75 | 0,35 | 2,1 | 3,06 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |
| Dalle machine | 0,1 | 4,9 | 0,35 | 17,15 | -1,05 | 1,4 | 2,4 | $\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$ |

Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».

IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5)**, La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si: } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si: } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a : **T = 0.67 sec < 0.70 sec → Ft = 0**

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i,

W_i : Poids propre de l'étage i ;

h_i : Hauteur de l'étage ;

V: Force sismique totale.

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$V_{x,dyn} = 4843,06 \text{KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 5379,64 \text{KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

| Niveau | Wi (KN) | hi (m) | Wi x hi | F _{ix} (KN) | F _{i,y} (KN) |
|---------------|----------|--------|----------|----------------------|-----------------------|
| 1 | 6818,48 | 3,06 | 208,65 | 89,12 | 98,99 |
| 2 | 6867,33 | 6,12 | 420,28 | 179,51 | 199,40 |
| 3 | 6834,17 | 9,18 | 627,38 | 267,96 | 297,65 |
| 4 | 6834,17 | 12,24 | 836,50 | 357,29 | 396,87 |
| 5 | 6659,65 | 15,3 | 1018,93 | 435,20 | 483,42 |
| 6 | 6659,65 | 18,36 | 1222,71 | 522,24 | 580,10 |
| 7 | 6659,65 | 21,42 | 1426,50 | 609,28 | 676,79 |
| 8 | 6503,51 | 24,48 | 1592,06 | 680,00 | 755,34 |
| 9 | 6487,53 | 27,54 | 1786,66 | 763,12 | 847,67 |
| Terrasse | 6678,25 | 30,60 | 2043,55 | 872,84 | 969,54 |
| Dalle machine | 471,79 | 33,00 | 155,69 | 66,50 | 73,87 |
| $\sum W_i$ | 67474,16 | | 11338,90 | | |

Tableau IV- 10: Efforts tranchants résultants.

IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

V : Force sismique totale.

On a :

- $F_t = 0$

- $V_k = \sum_{i=k}^n F_i / V_{kx} = \sum_{i=k}^n F_{ix} / V_{ky} = \sum_{i=k}^n F_{iy}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | h _i (m) | F _{ix} (KN) | F _{iy} (KN) | V. _{kx} (KN) | V. _{ky} (KN) |
|---------------|--------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 3,06 | 89,12 | 98,99 | 4843,06 | 5379,64 |
| 2 | 6,12 | 179,51 | 199,40 | 4050,78 | 5280,65 |
| 3 | 9,18 | 267,96 | 297,65 | 3694,90 | 5081,25 |
| 4 | 12,24 | 357,29 | 396,87 | 3261,98 | 4783,60 |
| 5 | 15,3 | 435,20 | 483,42 | 2746,94 | 4386,73 |
| 6 | 18,36 | 522,24 | 580,10 | 2141,58 | 3903,31 |
| 7 | 21,42 | 609,28 | 676,79 | 1438,90 | 3323,20 |
| 8 | 24,48 | 680,00 | 755,34 | 1552,84 | 2646,41 |
| 9 | 27,54 | 763,12 | 847,67 | 829,62 | 1891,07 |
| Terrasse | 30,60 | 872,84 | 969,54 | 872,84 | 1043,41 |
| Dalle machine | 33,00 | 66,50 | 73,87 | 66,50 | 73,87 |

Tableau IV- 11: les efforts tranchants résultants.

IV.15. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Moment résistant :

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{\text{rés}.x} = 66169,58 \times \frac{25,5}{2} = 843662,145 \text{KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{\text{rés}.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{\text{rés}.y} = 66169,58 \times \frac{21.10}{2} = 698089,069 \text{KN.m}$$

Moment de renversement :

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

| Niveau | h _i (m) | F _{ix} (KN) | F _{iy} (KN) | Mrenv _x (KN.m) | Mrenv _y (KN.m) |
|--|--------------------|----------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 3,06 | 89,12 | 98,99 | 272,70 | 302,91 |
| 2 | 6,12 | 179,51 | 199,40 | 1098,60 | 1220,32 |
| 3 | 9,18 | 267,96 | 297,65 | 2459,91 | 2732,46 |
| 4 | 12,24 | 89,12 | 98,99 | 4373,18 | 4857,70 |
| 5 | 15,3 | 179,51 | 199,40 | 6658,61 | 7396,34 |
| 6 | 18,36 | 267,96 | 297,65 | 9588,39 | 10650,73 |
| 7 | 21,42 | 357,29 | 396,87 | 13050,87 | 14496,82 |
| 8 | 24,48 | 435,20 | 483,42 | 16646,36 | 18490,67 |
| 9 | 27,54 | 522,24 | 580,10 | 21016,29 | 23344,76 |
| Terrasse | 30,60 | 609,28 | 676,79 | 26708,82 | 29667,99 |
| Dalle machine | 33,00 | 680,00 | 755,34 | 2194,43 | 2437,56 |
| Total $M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$ | | | | 104068,16 | 115598,24 |

Tableau IV- 12: Moments de renversement Mrenv_x et Mrenv_y.

Sens x-x:

$$M_{\text{renv.x}} = \sum F_{ix} \cdot h_i = 104068,16 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{843662,145}{104068,16} = 8,10 > 1,50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens y-y:

$$M_{\text{renv.y}} = \sum F_{iy} \cdot h_i = 3515,59 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{698089,069}{115598,24} = 6,03 > 1,50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Définition :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

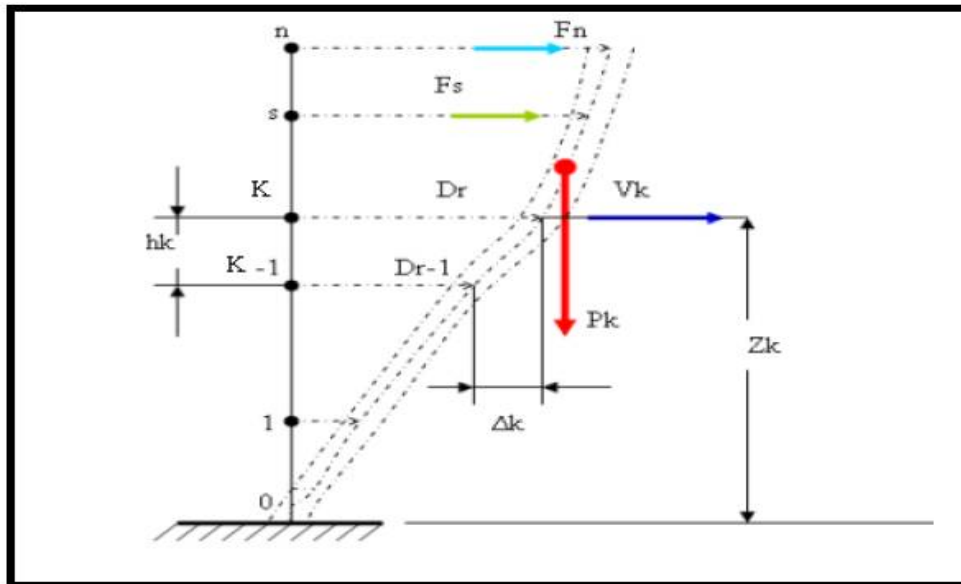


Figure IV- 13: Effet P-Δ.

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitations associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{g_i} + \beta W_{q_i})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

| Niveau | P_k (KN) | Δ_k (cm) | $V_{.kx}$ (KN) | h_k (cm) | θ_k |
|----------------------|------------|-----------------|----------------|------------|------------|
| 1 | 6818,4837 | 0,7 | 4843,06 | 306 | 0,00 |
| 2 | 6867,3259 | 1,05 | 4050,78 | 306 | 0,01 |
| 3 | 6834,1661 | 1,75 | 3694,9 | 306 | 0,01 |
| 4 | 6834,1661 | 2,45 | 3261,98 | 306 | 0,02 |
| 5 | 6659,6509 | 2,1 | 2746,94 | 306 | 0,02 |
| 6 | 6659,6509 | 2,8 | 2141,58 | 306 | 0,03 |
| 7 | 6659,6509 | 2,45 | 1438,9 | 306 | 0,04 |
| 8 | 6503,5058 | 2,8 | 1552,84 | 306 | 0,04 |
| 9 | 6487,5259 | 2,8 | 829,62 | 306 | 0,07 |
| Terrasse | 6678,2522 | 2,45 | 872,84 | 306 | 0,06 |
| Dalle machine | 471,7853 | 0,7 | 66,5 | 240 | 0,02 |

Tableau IV- 13: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).

| Niveau | $P_k(\text{KN})$ | $\Delta_k(\text{cm})$ | $V_{.ky} (\text{KN})$ | $h_k (\text{cm})$ | θ_k |
|---------------|------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|------------|
| 1 | 6818,4837 | 0,35 | 5379,64 | 306 | 0,00 |
| 2 | 6867,3259 | 1,05 | 5280,65 | 306 | 0,00 |
| 3 | 6834,1661 | 1,4 | 5081,25 | 306 | 0,01 |
| 4 | 6834,1661 | 1,4 | 4783,60 | 306 | 0,01 |
| 5 | 6659,6509 | 1,75 | 4386,73 | 306 | 0,01 |
| 6 | 6659,6509 | 1,75 | 3903,31 | 306 | 0,01 |
| 7 | 6659,6509 | 2,1 | 3323,20 | 306 | 0,01 |
| 8 | 6503,5058 | 2,1 | 2646,41 | 306 | 0,02 |
| 9 | 6487,5259 | 1,75 | 1891,07 | 306 | 0,02 |
| Terrasse | 6678,2522 | 2,1 | 1043,41 | 306 | 0,04 |
| Dalle machine | 471,7853 | 1,4 | 73,87 | 240 | 0,04 |

Tableau IV- 14: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).

On remarque que $\theta_k \leq 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

Conclusion :

Suivant les vérifications imposées par le **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003)** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V

Étude Du Vent

V.1- Introduction :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur notre construction présentée sur la figure ci-dessus. Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

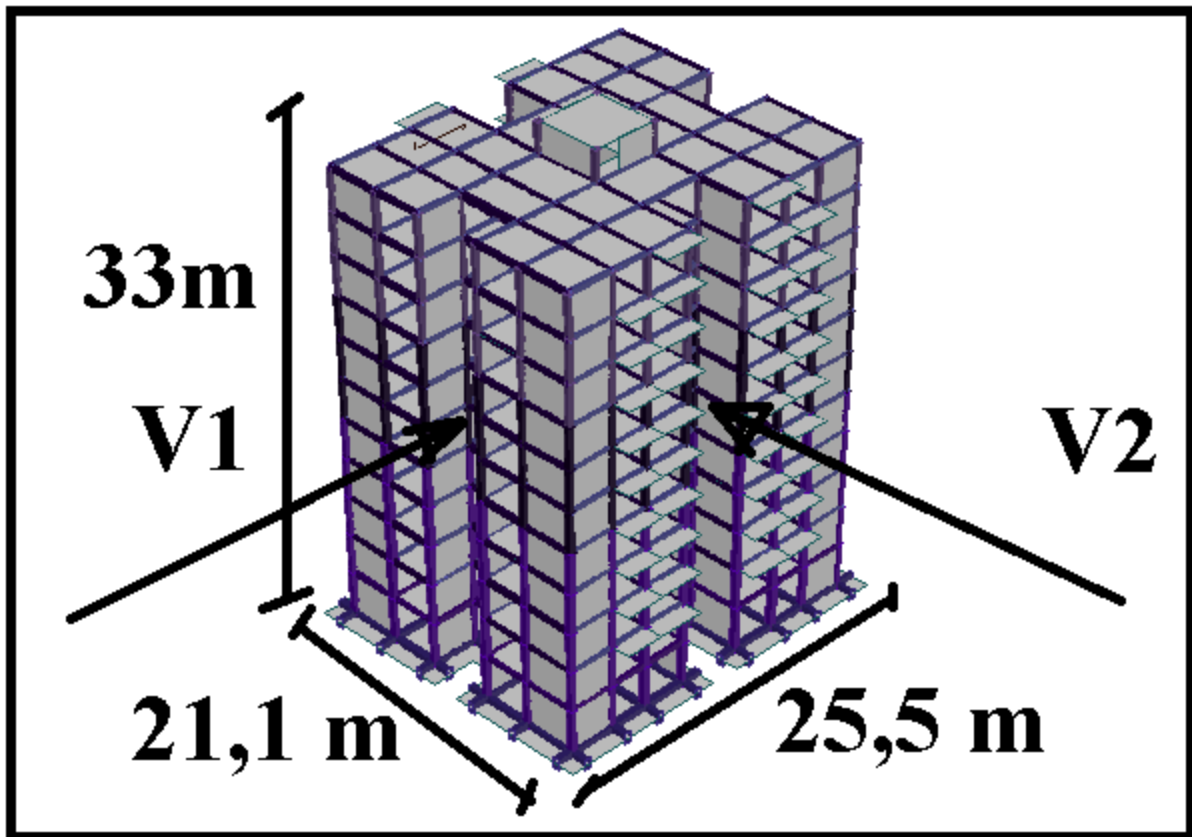


Figure V - 1: présentation des directions du vent.

❖ Données géométriques :

- Hauteur totale de bâtiment $H = 2,4 + 10 \times 3,06 = 33,0\text{m}$.
- Longueur totale $L = 25,5\text{ m}$.
- Largeur totale $B = 21,10\text{ m}$.
- Hauteur d'étage courant $h_e = 3,06\text{m}$.
- Hauteur de dalle machine $h_D = 2,4\text{ m}$.
- La forme de l'ouvrage (en plan) irrégulière.

❖ Données relatives au site :

- La structure sera réalisée en ANNABA (Zone I).
- Le terrain est de catégorie IV.
- Site plat.

❖ **Données relatives à la structure elle-même :**

- La structure du bâtiment étant en béton armée.
- Bâtiment à usage d'habitation.
- La durée d'utilisation >5 ans (Construction permanente)
- État de surface lisse (enduite).

V.2- Détermination du coefficient dynamique Cd :

Lecture à partir du diagramme (**Figure 3.1 page 51 RNV99**):

- pour H= 33 m et B=25,5 m donne (après l'interpolation) $C_d \approx 0,94 < 1.20$
- pour H= 33 m et B=21,10 m donne (après l'interpolation) $C_d \approx 94 < 1.20$

V.3- Détermination de la pression dynamique :

La structure est de hauteur totale > 10 m. Il y a donc lieu de subdiviser le maître couple parce que notre construction contient des planchers intermédiaire (**Chapitre 1 paragraphe 3.2 page 37 RNV99**).

On calculera donc la pression dynamique :

- à mi hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.
- à la hauteur totale H=33,00 m en ce qui concerne la toiture.

La structure est permanente (durée de vie supérieure de 5 ans) :

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_j) \text{ en [N/m}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{(Formule 2.12 page 45 RNV99).}$$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

q_{dyn} : est la pression dynamique pour les constructions permanentes.

$q_{\text{réf}}$: est donnée en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

- la zone de vent I $\Rightarrow q_{\text{réf}} = 375 \text{ [N/m}^2\text{]}$
- La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques. le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule :

$$C_e(z_j) = C_r^2(z_j) \times C_t^2(z_j) \left\{ 1 + \left(\frac{7 k_T}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right) \right\} \dots \text{(Formule 2.13 page 46 RNV99).}$$

- Terrain de **catégorie IV Article (4.1 RNV99)**.

K_T : facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre rugosité (en m).

Z_{min} : hauteur minimale (en m).

Z : Hauteur considérée.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient ECd.

D'après le tableau (2.4 NV99) on a :

$$K_{Ts} = 0,24$$

$$Z_0 = 1 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

- Le coefficient de rugosité est calculé conformément à la formule suivante (Formule (2.15) ch.2 RNV99) :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

- Le coefficient topographique prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, il est en fonction du site considéré, dans notre cas site plat (Tableau (2.5) ch.2 RNV99) $\Rightarrow C_t = 1$.

L'ensemble des résultats est synthétisé dans le tableau :

| Z (m) | C _r | C _e | q _{dyn} (N/m ²) |
|-------|----------------|----------------|--------------------------------------|
| 1,53 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 4,59 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 7,65 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 10,71 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 13,77 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 16,83 | 0,678 | 1,597 | 599,02 |
| 19,89 | 0,718 | 1,721 | 645,26 |
| 22,95 | 0,752 | 1,829 | 685,82 |
| 26,01 | 0,782 | 1,925 | 722,02 |
| 29,07 | 0,809 | 2,013 | 754,77 |
| 31,80 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |
| 33 | 0,665 | 1,561 | 585,26 |

Tableau V - 1: Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.

V.4- Détermination des coefficients de pression extérieure :

Parois verticales :

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (2.1), les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$. Sont données par le **Tableau V-3**.

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

S: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

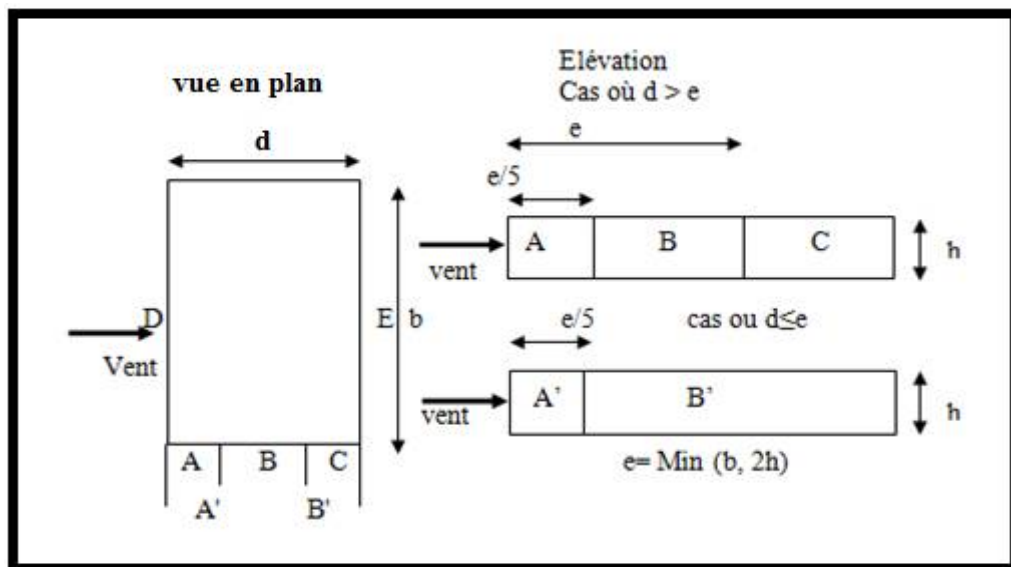


Figure V - 2: Légende pour les parois verticales.

| A, A' | | B, B' | | C | | D | | E | |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| -1,0 | -1,3 | -0,8 | -1,0 | +0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,3 | |

Tableau V - 2: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments.

Toiture :

Les toitures plate sont celles dans la pente est inférieur ou égale à 4° , il Convient de la toiture comme l'indique **la figure 5.2 R.N.V. 1999**.

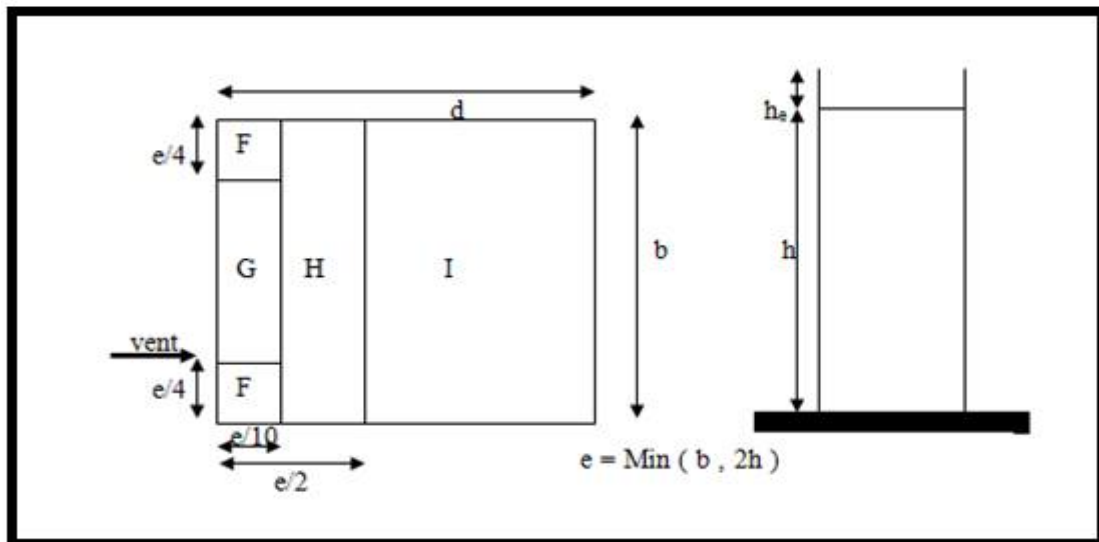


Figure V - 3: Légende pour les toitures plates.

| | F | | G | | H | | I | |
|-----------------------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| Avec acrotère | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ |
| $H_p/h = 0,025$ | -1,6 | -2,2 | -1,1 | -1,8 | -0,7 | -1,2 | $\pm 0,2$ | |
| $H_p/h = 0,05$ | -1,4 | -2,0 | -0,9 | -1,6 | -0,7 | -1,2 | $\pm 0,2$ | |
| $H_p/h = 0,01$ | -1,2 | -1,8 | -0,8 | -1,4 | -0,7 | -1,2 | $\pm 0,2$ | |

Tableau V - 3: Coefficient de pression extérieure des toitures plates.

➤ Sens V1 :

Parois verticales :

$h = 33 \text{ m}$; $b = 21,10 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$e = 21,10 \text{ m}$ et $d = 25,50 \text{ m}$.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

| A | B | C | D | E |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,3 |

Tableau V - 4: Cpe pour les parois verticales de structure (sens V1).

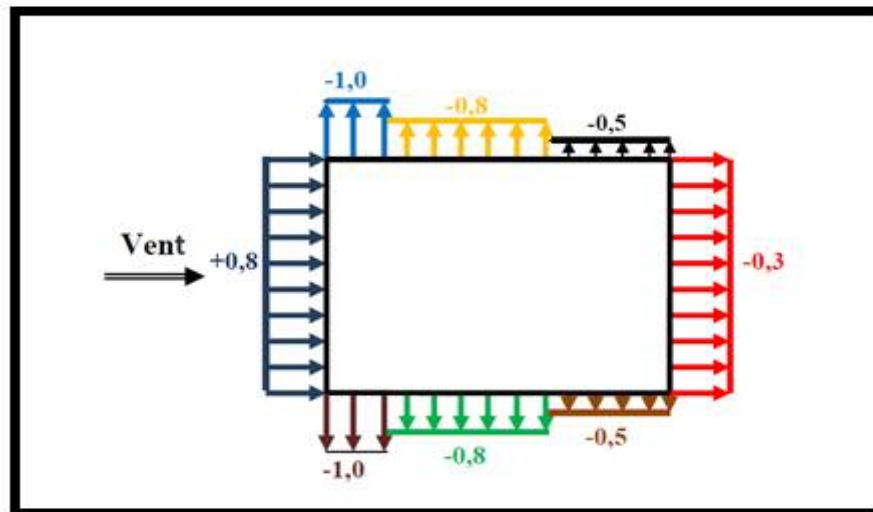


Figure V - 4: Répartition de Cpe sur les parois verticales (Direction du vent V1).

La toiture :

Dans notre cas $h_p/h = 0,60/33,00 = 0,018$

$e = \min(21,10; 2 \times 33,00) = \min(21,10; 66,00)$

donc: $e = 21,10 \text{ m}$.

| | F | | G | | H | | I | |
|-----------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| Avec acrotère | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ |
| $H_p/h = 0,025$ | -1,6 | -2,2 | -1,1 | -1,8 | -0,7 | -1,2 | $\pm 0,2$ | |

Tableau V - 5: Coefficient de pression extérieure des toitures plates (sens V1).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

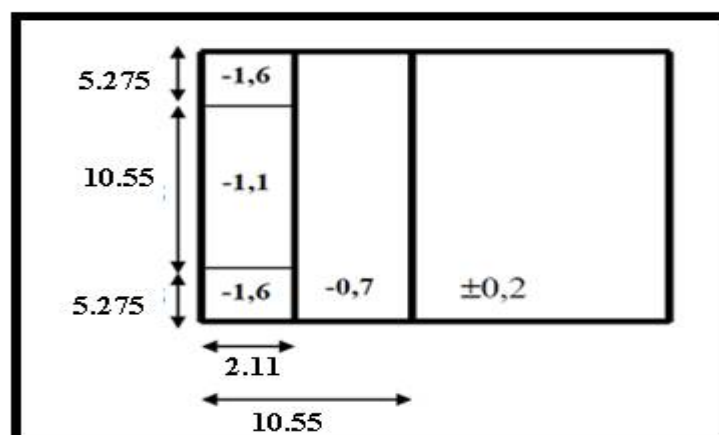


Figure V - 5: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones.

➤ Sens V2 :

❖ Parois verticales :

$h = 33 \text{ m} ; b = 25,50 \text{ m}$

$e = \text{Min} (b, 2h)$

$e = 25,50 \text{ m}$ et $d = 21,10 \text{ m}$.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

| A' | B' | D | E |
|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0 | -0,8 | +0,8 | -0,3 |

Tableau V - 6: Cpe pour les parois verticales de structure (sens V2).

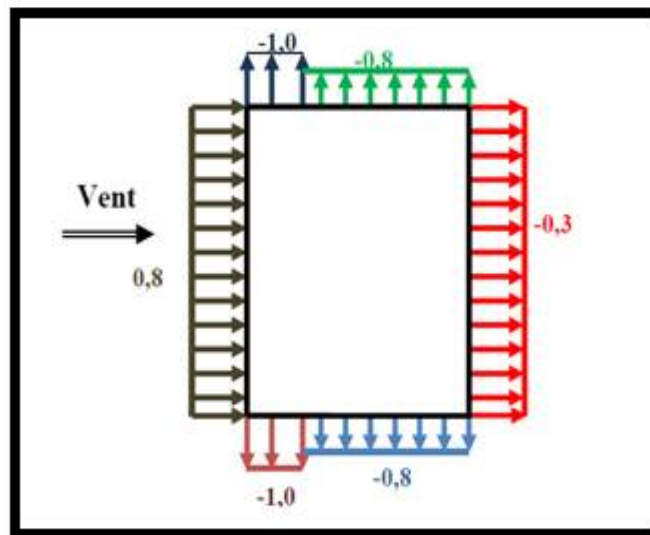


Figure V - 6: Répartition de Cpe sur les parois verticales (Direction du vent V2).

La toiture :

Dans notre cas $h_p/h = 0,60/33,00 = 0,018$

$e = \text{min} (25,50 ; 2 \times 33,00) = \text{min} (25,50 ; 66,00)$

Donc : $e = 25,50 \text{ m}$.

| | F | | G | | H | | I | |
|-----------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| Avec acrotère | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ |
| $H_p/h = 0,025$ | -1,6 | -2,2 | -1,1 | -1,8 | -0,7 | -1,2 | $\pm 0,2$ | |

Tableau V - 7: Coefficient de pression extérieure des toitures plates (sens V2).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

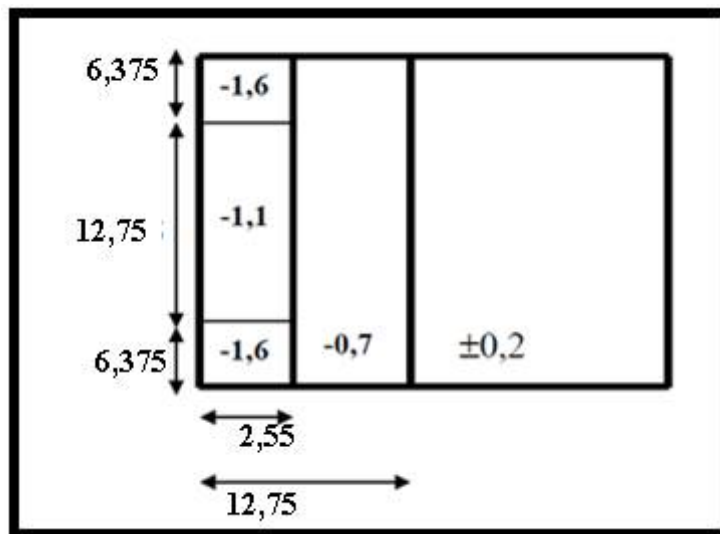


Figure V - 7: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones.

V.5- Détermination des coefficients de pression intérieure :

On définit μ_p comme suit : (page 78 RNV99)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures.}}$$

le cas considéré est un bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5$$

V.6-Calcul de pressions dues au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique.

$W(Z_j)$: La pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

$W(Z_j)$: est donné par la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

D'ou:

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

L'ensemble des résultats est synthétisé dans les tableaux suivants :

| Niveau | | cpe | cpi | | Cp = (cpe- cpi) | | cd | cd × cp | | qdy | qj (N/m ²) | | |
|-----------------|------|-----|------|------|--------------------|------|------|---------|--------|--------|------------------------|----------|-----------|
| | | | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 1, 2, 3, 4,5 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 585,26 | 0 | 715,18769 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 585,26 | -990,26 | -275,0722 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 585,26 | -880,231 | -165,0433 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 585,26 | -715,188 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 585,26 | -605,159 | 110,02888 |
| 6 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 599,02 | 0 | 732,00199 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 599,02 | -1013,54 | -281,5392 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 599,02 | -900,926 | -168,9235 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 599,02 | -732,002 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 599,02 | -619,386 | 112,61569 |
| 7 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 645,26 | 0 | 788,50164 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 645,26 | -1091,77 | -303,2699 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 645,26 | -970,464 | -181,9619 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 645,26 | -788,502 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 645,26 | -667,194 | 121,30795 |
| 8 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 722,02 | 0 | 882,31411 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 722,02 | -1221,67 | -339,3516 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 722,02 | -1085,93 | -203,6109 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 722,02 | -882,314 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 722,02 | -746,573 | 135,74063 |
| 9 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 754,77 | 0 | 922,32405 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 754,77 | -1277,06 | -354,74 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 754,77 | -1135,17 | -212,844 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 754,77 | -922,324 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 754,77 | -780,428 | 141,89601 |
| 10 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 585,26 | 0 | 715,18769 |
| | | A | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 585,26 | -990,26 | -275,0722 |
| | | B | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 585,26 | -880,231 | -165,0433 |
| | | C | -0,5 | 0,8 | -0,5 | -1,3 | 0 | 0,94 | -1,222 | 0 | 585,26 | -715,188 | 0 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 585,26 | -605,159 | 110,02888 |

Tableau V - 8: les valeurs de pressions dues au vent q_j Parois verticales Sens V1.

| Niveau | | cpe | cpi | | Cp = (cpe- cpi) | | cd | cd × cp | | qdy | qj (N/m ²) | | |
|--------|------|---------|------|------|--------------------|------|------|---------|--------|--------|------------------------|-----------|---------|
| | | | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 10 | Zone | F | -1,6 | 0,8 | -0,5 | -2,4 | -1,1 | 0,94 | -1,024 | 0,141 | 756,09 | -774,332 | 106,360 |
| | | G | -1,1 | 0,8 | -0,5 | -1,9 | -0,6 | 0,896 | -0,41 | 0,755 | 756,09 | -307,688 | 571,095 |
| | | H | -0,7 | 0,8 | -0,5 | -1,5 | -0,2 | 0,896 | -1,34 | -0,179 | 756,09 | -1016,184 | -135,48 |
| | | I(+0,2) | 2 | 0,8 | -0,5 | 1,2 | 2,5 | 0,896 | 0,89 | 0,268 | 756,09 | 677,456 | 203,236 |
| | | I(-0,2) | -2 | 0,8 | -0,5 | -2,8 | -1,5 | 0,896 | -0,54 | 0,627 | 756,09 | -406,473 | 474,219 |

Tableau V - 9: les valeurs de pressions dues au vent q_j la toiture Sens V1.

| Niveau | | cpe | cpi | | Cp = (cpe- cpi) | | cd | cd × cp | | qdy | qj (N/m ²) | | |
|-----------|------|-----|------|------|--------------------|------|------|---------|--------|--------|------------------------|----------|----------|
| | | | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 1,2,3,4,5 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 585,26 | 0 | 715,187 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 585,26 | -990,26 | -275,072 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 585,26 | -880,231 | -165,043 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 585,26 | -605,159 | 110,028 |
| 6 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 599,02 | 0 | 732,002 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 599,02 | -1013,54 | -281,539 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 599,02 | -900,926 | -168,923 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 599,02 | -619,386 | 112,615 |
| 7 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 645,26 | 0 | 788,501 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 645,26 | -1091,77 | -303,269 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 645,26 | -970,464 | -181,961 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 645,26 | -667,194 | 121,307 |
| 8 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 722,02 | 0 | 882,3141 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 722,02 | -1221,67 | -339,351 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 722,02 | -1085,93 | -203,610 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 722,02 | -746,573 | 135,740 |
| 9 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 754,77 | 0 | 922,324 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 754,77 | -1277,06 | -354,74 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 754,77 | -1135,17 | -212,844 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 754,77 | -780,428 | 141,896 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|----|------|-----|------|------|------|------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 10 | Zone | D | 0,8 | 0,8 | -0,5 | 0 | 1,3 | 0,94 | 0 | 1,222 | 585,26 | 0 | 715,187 |
| | | A' | -1 | 0,8 | -0,5 | -1,8 | -0,5 | 0,94 | -1,692 | -0,47 | 585,26 | -990,26 | -275,072 |
| | | B' | -0,8 | 0,8 | -0,5 | -1,6 | -0,3 | 0,94 | -1,504 | -0,282 | 585,26 | -880,231 | -165,043 |
| | | E | -0,3 | 0,8 | -0,5 | -1,1 | 0,2 | 0,94 | -1,034 | 0,188 | 585,26 | -605,159 | 110,028 |

Tableau V - 10: les valeurs de pressions dues au vent q_j Parois verticales Sens V2.

| Niveau | | cpe | cpi | | Cp = (cpe- cpi) | | cd | cd × cp | | qdy | qj (N/m²) | | |
|--------|------|---------|------|------|--------------------|------|------|---------|--------|--------|-----------|----------|----------|
| | | | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 10 | Zone | F | -1,6 | 0,8 | -0,5 | -2,4 | -1,1 | 0,94 | -1,024 | 0,141 | 756,09 | -774,332 | 106,360 |
| | | G | -1,1 | 0,8 | -0,5 | -1,9 | -0,6 | 0,896 | -0,409 | 0,755 | 756,09 | -307,688 | 571,095 |
| | | H | -0,7 | 0,8 | -0,5 | -1,5 | -0,2 | 0,896 | -1,344 | -0,179 | 756,09 | -1016,18 | -135,481 |
| | | I(+0,2) | 2 | 0,8 | -0,5 | 1,2 | 2,5 | 0,896 | 0,896 | 0,269 | 756,09 | 677,456 | 203,236 |
| | | I(-0,2) | -2 | 0,8 | -0,5 | -2,8 | -1,5 | 0,896 | -0,538 | 0,627 | 756,09 | -406,473 | 474,219 |

Tableau V - 11: les valeurs de pressions dues au vent q_j la toiture Sens V2.

V.7- Détermination de la force résultante (R) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

Avec :

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

S_j : l'aire de l'élément de surface j calculé en m².

F_{frj} : désigne les forces de frottement éventuel, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$ où :

- b (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- h (m) est la hauteur de la construction.
- d (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

Dans notre cas nous avons les rapports :

- sens V1:

$$d/b = 25,50/21,10 = 1,208 < 3$$

$$d/h = 25,50/33,00 = 0,773 < 3$$

➤ sens V2 :

$$d/b = 21,10/25,50=0,827 < 3$$

$$d/h = 21,10/33,00=0,639 < 3$$

Donc le calcul de F_{fr} n'est pas nécessaire ($F_{fr}=0$).

L'ensemble des résultats est synthétisé dans les tableaux suivant :

| Niveau | | | qj (N/m2) | | Surface (m2) | Rj (N) | |
|-------------------|------|---|------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| | | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 |
| 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 | Zone | D | 0 | 715,187691 | 64,566 | 0 | 46176,80847 |
| | | A | -990,25988 | -275,07219 | 12,9132 | -12787,4239 | -3552,06219 |
| | | B | -880,231 | -165,04331 | 64,566 | -56832,995 | -10656,1866 |
| | | C | -715,18769 | 0 | 13,464 | -9629,28707 | 0 |
| | | E | -605,15882 | 110,028876 | 64,566 | -39072,6841 | 7104,12438 |

Tableau V - 12 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5) sens V1.

| Niveau | | | qj (N/m2) | | Surface (m2) | Rj (N) | |
|--------|------|---|------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| | | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 |
| 6 | Zone | D | 0 | 732,001992 | 64,566 | 0 | 47262,4406 |
| | | A | -1013,5412 | -281,53923 | 12,9132 | -13088,0605 | -3635,57235 |
| | | B | -900,92553 | -168,92354 | 64,566 | -58169,1577 | -10906,7171 |
| | | C | -732,00199 | 0 | 13,464 | -9855,67482 | 0 |
| | | E | -619,3863 | 112,615691 | 64,566 | -39991,2959 | 7271,144708 |

Tableau V - 13 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (6) sens V1.

| Niveau | | | qj (N/m2) | | Surface (m2) | Rj (N) | |
|--------|------|---|------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| | | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 |
| 7 | Zone | D | 0 | 788,501643 | 64,566 | 0 | 50910,39707 |
| | | A | -1091,7715 | -303,26986 | 12,9132 | -14098,2638 | -3916,18439 |
| | | B | -970,46356 | -181,96192 | 64,566 | -62658,9502 | -11748,5532 |
| | | C | -788,50164 | 0 | 13,464 | -10616,3861 | 0 |
| | | E | -667,1937 | 121,307945 | 64,566 | -43078,0283 | 7832,368781 |

Tableau V - 14 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (7) sens V1.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|------------|---------------------------|---------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 8 | Zone | D | 0 | 882,314106 | 64,566 | 0 | 56967,49255 |
| | | A | -1221,6657 | -339,35158 | 12,9132 | -15775,6133 | -4382,11481 |
| | | B | -1085,9251 | -203,61095 | 64,566 | -70113,837 | -13146,3444 |
| | | C | -882,31411 | 0 | 13,464 | -11879,4771 | 0 |
| | | E | -746,57347 | 135,740632 | 64,566 | -48203,2629 | 8764,229623 |

Tableau V - 15 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (8) sens V1.

| niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|------------|---------------------------|---------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 9 | Zone | D | 0 | 922,324051 | 64,566 | 0 | 59550,7747 |
| | | A | -1277,0641 | -354,74002 | 12,9132 | -16490,9838 | -4580,82882 |
| | | B | -1135,1681 | -212,84401 | 64,566 | -73293,2612 | -13742,4865 |
| | | C | -922,32405 | 0 | 13,464 | -12418,171 | 0 |
| | | E | -780,42804 | 141,896008 | 64,566 | -50389,1171 | 9161,657646 |

Tableau V - 16 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (9) sens V1.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|------------|---------------------------|---------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 10 | Zone | D | 0 | 715,187691 | 64,566 | 0 | 46176,80847 |
| | | A | -990,25988 | -275,07219 | 12,9132 | -12787,4239 | -3552,06219 |
| | | B | -880,231 | -165,04331 | 64,566 | -56832,995 | -10656,1866 |
| | | C | -715,18769 | 0 | 13,464 | -9629,28707 | 0 |
| | | E | -605,15882 | 110,028876 | 64,566 | -39072,6841 | 7104,12438 |

Tableau V - 17 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (10) sens V1.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|----------|---------------------------|---------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 11 | Zone | F | -1320,35 | -605,159 | 22,2605 | -29391,5734 | -13471,1378 |
| | | G | -1045,27 | -330,087 | 22,2605 | -23268,329 | -7347,89335 |
| | | H | -825,217 | -110,029 | 178,084 | -146957,867 | -19594,3823 |
| | | I(+0 ,2) | 660,173 | 1375,36 | 315,445 | 208248,3519 | 433850,7332 |
| | | I(-0 ,2) | -1540,4 | -825,217 | 315,445 | -485912,821 | -260310,44 |

Tableau V - 18 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (11) sens V1.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|-------------------|------|------------------------|------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 | Zone | D | 0 | 715,1876912 | 78,03 | 0 | 55806,0955 |
| | | A' | -990,25992 | -275,0722 | 15,606 | -15453,9963 | -4292,77675 |
| | | B' | -880,23104 | -165,04332 | 48,96 | -43096,1117 | -8080,52095 |
| | | E | -605,15884 | 110,02888 | 78,03 | -47220,5443 | 8585,553506 |

Tableau V - 19 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5) sens V2.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|--------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 6 | Zone | D | 0 | 732,0019918 | 78,03 | 0 | 57118,11542 |
| | | A' | -1013,541219 | -281,5392276 | 15,606 | -15817,3243 | -4393,70119 |
| | | B' | -900,9255284 | -168,9235366 | 48,96 | -44109,3139 | -8270,49635 |
| | | E | -619,3863008 | 112,6156911 | 78,03 | -48330,7131 | 8787,402373 |

Tableau V - 20 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (6) sens V2.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|--------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 7 | Zone | D | 0 | 788,5016429 | 78,03 | 0 | 61526,78319 |
| | | A' | -1091,771506 | -303,2698626 | 15,606 | -17038,1861 | -4732,82948 |
| | | B' | -970,4635605 | -181,9619176 | 48,96 | -47513,8959 | -8908,85549 |
| | | E | -667,1936978 | 121,3079451 | 78,03 | -52061,1242 | 9465,658953 |

Tableau V - 21 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (7) sens V2.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|--------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 8 | Zone | D | 0 | 882,3141057 | 78,03 | 0 | 68846,96967 |
| | | A' | -1221,665685 | -339,3515791 | 15,606 | -19065,3147 | -5295,92074 |
| | | B' | -1085,925053 | -203,6109475 | 48,96 | -53166,8906 | -9968,79199 |
| | | E | -746,5734741 | 135,7406316 | 78,03 | -58255,1282 | 10591,84149 |

Tableau V - 22 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (8) sens V2.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|--------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 9 | Zone | D | 0 | 922,3240513 | 78,03 | 0 | 71968,94572 |
| | | A' | -1277,064071 | -354,7400197 | 15,606 | -19929,8619 | -5536,07275 |
| | | B' | -1135,168063 | -212,8440118 | 48,96 | -55577,8284 | -10420,8428 |
| | | E | -780,4280434 | 141,8960079 | 78,03 | -60896,8002 | 11072,1455 |

Tableau V - 23 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (9) sens V2.

| Niveau | | qj (N/m ²) | | Surface (m ²) | Rj (N) | | |
|--------|------|------------------------|--------------|---------------------------|--------|-------------|-------------|
| | | 0,8 | -0,5 | | 0,8 | -0,5 | |
| 10 | Zone | D | 0 | 715,1876912 | 78,03 | 0 | 55806,09554 |
| | | A' | -990,2598801 | -275,0721889 | 15,606 | -15453,9957 | -4292,77658 |
| | | B' | -880,2310045 | -165,0433133 | 48,96 | -43096,11 | -8080,52062 |
| | | E | -605,1588156 | 110,0288756 | 78,03 | -47220,5424 | 8585,55316 |

Tableau V - 24 : les valeurs de la force résultante Rj pour les niveaux (10) sens V2.

La résultante :

| | I (+0 ,2) | | I (-0 ,2) | |
|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 |
| R _x (N) | 416097,8087 | 457292,1749 | 416097,8087 | 457292,1749 |
| R _y (N) | -8630,58248 | -393437,32 | 685530,5906 | 300723,8533 |
| R(N) | 416187,3056 | 603248,7528 | 801928,6608 | 547312,4968 |

Tableau V - 25 : les valeurs de la force résultante Rj sens V1.

| | I (+0 ,2) | | I (-0 ,2) | |
|--------------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 |
| R _x (N) | 502867,03 | 502867,0183 | 502867,03 | 502867,0183 |
| R _y (N) | 150983,686 | -233823,051 | 619541,653 | 234734,9155 |
| R(N) | 525044,115 | 554570,5161 | 797939,289 | 554955,6006 |

Tableau V - 26 : les valeurs de la force résultante Rj sens V2.

Comparaison de la résultante de vent avec l'effort de séisme :

| | I (+0 ,2) | | I (-0 ,2) | |
|---------------------|-----------|---------|-----------|---------|
| | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 |
| R(KN) | 416,187 | 603,249 | 801,929 | 547,312 |
| Ex(KN) | 1405,86 | 1405,86 | 1405,86 | 1405,86 |
| Vérification (R<Ex) | OK | OK | OK | OK |

Tableau V - 27 : Comparaison de la résultante de vent avec l'effort de séisme sens V1.

| | I (+0 ,2) | | I (-0 ,2) | |
|---------------------|-----------|---------|-----------|---------|
| | 0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,5 |
| R(KN) | 525,044 | 554,571 | 797,939 | 554,956 |
| Ey(KN) | 1157,92 | 1157,92 | 1157,92 | 1157,92 |
| Vérification (R<Ey) | OK | OK | OK | OK |

Tableau V - 28 : Comparaison de la résultante de vent avec l'effort de séisme sens V2.

V.8- Conclusion :

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement de l'action sismique.

CHAPITRE VI

Étude Des Éléments Principaux

VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés Rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

VI.2 Étude des Poutres :

VI.2-1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

VI.2.2 Combinaisons :

Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 révisée 99 :

E.L.U : 1,35G +1,5 Q

E.L.S : G + Q

Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 Version 2003 Article (7.5.2.1) :

- a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{\max} = 4\% b.h$ en zone courante.
 $A_s \geq A_{\max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L$ (zone II a).

D'après le BAEL91 révisée 99 Article (B.7.4) :

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

VI.2.4 Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

- a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$: A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- ♦ Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm} \right)$$

- ♦ En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

b. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

| | |
|---|--|
| <p>Situation durable :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$ | <p>Situation accidentelles :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$ |
|---|--|

VI.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale:

VI. 2.6.1 Ferrailage des poutres: (flexion simple)

VI. 2.6.1.1 Ferrailage de la Poutre Principale (30x40) cm :

| Section (cm ²) | ELU | | ELS | | ELA | |
|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | M _{ut} (KN.m) | M _{ua} (KN.m) | M _{st} (KN.m) | M _{sa} (KN.m) | M _{acct} (KN.m) | M _{acca} (KN.m) |
| 30x40 | 42,49 | 80,32 | 31,07 | 58,34 | 57,61 | 124,55 |

Tableau VI- 1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99 Version 2003 :**

1. Armatures minimales:

$$A_{min} = 0,5 \% b.h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

2. Armatures maximales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- ♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

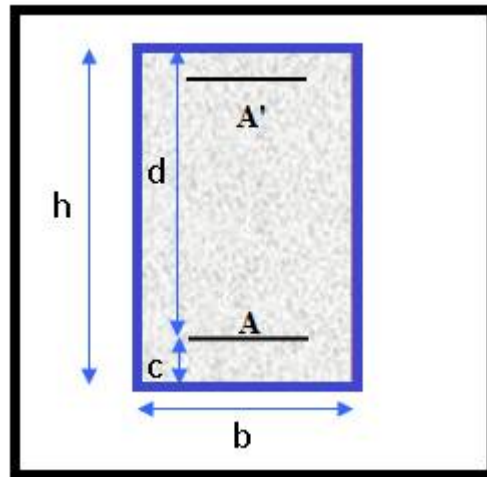


Figure VI- 1: section de poutre.

3. Condition de non fragilité(A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du ferrailage à l'ELU :**
- **Ferrailage en travée :**

$$M_{T,ELU} = 42,49 \text{KN.m} = 42,49 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{\text{acc.tra}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42,49 \times 10^{-3}}{14,20 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,095 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{42,49 \times 10^3}{348 \times 0,962 \times 37} = 3,43 \text{cm}^2$$

$$A_{cal} = 3,43 \text{cm}^2$$

- **Calcul du ferrailage sur appui :**

$$M_{u,appui} = \mathbf{80.32} \text{ KN.m} = 80.32 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{U,appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{80.32 \times 10^{-3}}{14,20 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,138$$

$$\mu = 0,138 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,186 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,926$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{80.32 \times 10^3}{348 \times 0,926 \times 37} = 6,74 \text{cm}^2$$

$$A_{cal} = 6,74 \text{cm}^2$$

- **Combinaison accidentelle ELA :**

- ◆ **En travée :**

$$M_t^{acc} = 57,61 \text{ kN.m} = 57,61 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{57,61 \times 10^{-3}}{21,74 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,083 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{57,61 \times 10^3}{400 \times 0,67 \times 37} = 4,03 \text{cm}^2$$
$$A_{\text{acc}} = 4,03 \text{cm}^2$$

- ♦ **Sur appui :**

$$M_a^{\text{acc}} = 124,55 \text{kN.m} = 124,55 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{124,55 \times 10^{-3}}{21,74 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,139$$
$$\mu = 0,139 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,189 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,925$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{\text{u,tra}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{124,55 \times 10^3}{400 \times 0,925 \times 37} = 9,10 \text{cm}^2$$
$$A_{\text{acc}} = 9,10 \text{cm}^2$$

- **Détermination des armatures :**

- ♦ En travée : $A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(RPA)}}; A_{\text{min}}) = 6 \text{cm}^2$

- ♦ Sur appui : $A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(RPA)}}; A_{\text{min}}) = 9,10 \text{cm}^2$

- **Choix des armatures :**

- Le choix des armatures en travée : «A= **3HA16** » de section. **6,03** cm².

- Le choix des armatures sur appuis : «A= **6HA16** » de section **9,24** cm².

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

♦ **Données :**

| | M _{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm ²) | As' (cm ²) |
|------------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|------------|----|--------------------------|---------------------------|
| en travée | 31,07 | 30 | 40 | 37 | 3 | 15 | 6,03 | 0 |
| Sur appuis | 58,34 | 30 | 40 | 37 | 3 | 15 | 9,24 | 0 |

Tableau VI- 2: Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k.y \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | Vérification |
|-------------------|-----------|------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0421 | 5,15 | 15 | C-V |
| Sur appuis | 14,44 | 100650,331 | 0,0580 | 8,37 | 15 | C-V |

Tableau VI- 3: Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures: (A.4.5.3 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu :

Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 156,49 | 201,63 | OK |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 196,16 | 201,63 | OK |

Tableau VI- 4: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \text{ Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$$T_u^{\max} = 93,36 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{93,36 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,841 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,841 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au glissement :**

Sur Appui :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec : } \begin{cases} T_u^{\max} = 93,36 \text{KN} \\ M_u = -80,32 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 93,36 - \frac{80,32}{0,9 \times 0,37} = -147,84 \leq 0 \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux des appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (A.5.1.3.1.3 du BAEL) :**

$$T_u \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,30 \text{cm}$$

$$T_u^{\max} = 93,36 \text{KN} \leq 0,8 \times \frac{25}{1,50} \times 33,30 \times 30 \times 10^2 = 1332 \text{kN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

• **Armature transversale :**

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,\max} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35} ; 16 ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min (11,43 ; 20 ; 30)$$

$$\phi_{t,\max} \leq 11,43 \text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{mm}$ de nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

1. Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :

$$S_{t_1, \max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1, \max} = \min(33; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1, \max} = 33\text{cm}$$

$$\diamond \quad \frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} \rightarrow S_{t_2} \leq \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} \leq 39,36\text{cm}$$
$$S_{t_2, \max} = 39,36\text{cm}$$

$$\diamond \quad \frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_c (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (1,013 - 0,3 \cdot 2,1)} = 32,88\text{cm}$$

$$S_{t_3, \max} = 32,88\text{cm}$$

2. Selon le RPA 99 Version 2003 :

◆ Zone nodale :

$$S_{t, \max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi_L; 30\text{cm}\right)$$

$$\varphi_L = 20\text{mm}$$

$$S_{t, \max} \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 2; 30\text{cm}\right)$$

$$S_{t, \max} \leq \min(10; 24; 30\text{cm})$$

$$S_{t, \max} \leq 10\text{cm}$$

◆ En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t, \max} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t, \max} \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S'_t = 15\text{cm}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

◆ **Zone nodale :**

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{cm}^2$$

◆ **En dehors de la Zone nodale :**

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

Zone nodale :

$$A_t = n.\varphi_t = 4 \times \varphi_8 = 2,01 \text{cm}^2 > 0,90$$

Zone courant :

$$A_t = n.\varphi_t = 4 \times \varphi_8 = 2,01 \text{cm}^2 > 1,35$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 10 \text{cm}$$

$$L' = 2h = 2 \times 0,40 = 0,80 \text{m}$$

$$A_t = n.\varphi_t = 8 \times \varphi_8 = 4,02 \text{cm}^2 > 1,35$$

=> [8 (cadre+étrier) pour 0,80m]

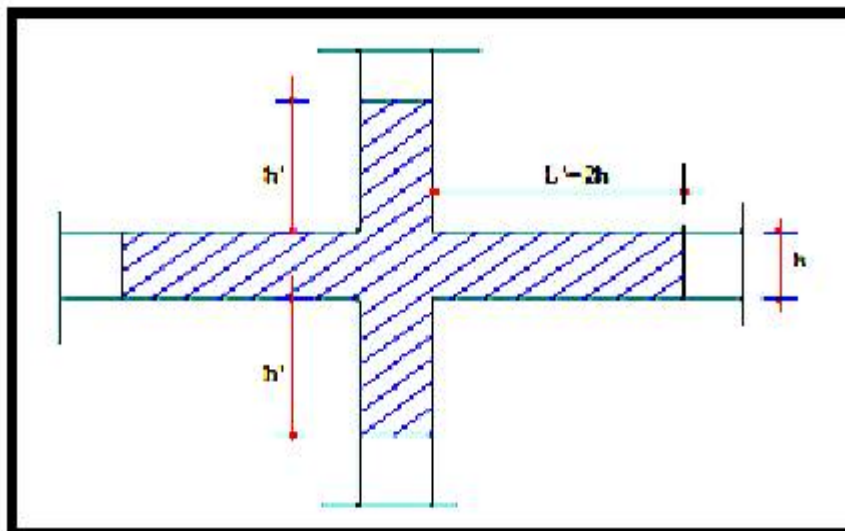


Figure VI- 2: zone nodales.

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales :**

$$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 50 \text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 65 \text{cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivant soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si} \quad L < 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5\text{m} \end{array} \right.$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

donnée par : $f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

Avec :

f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12$

• **Calcul de la flèche :**

L : la portée maximale des poutres principales :

Dans notre cas : $L = 4,50 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{cm}$

A partir de logiciel robot, On a $f_{\max} = 0,3 \text{ cm}$

Donc :

$$f_{\max} = 0,3 \text{cm} < \bar{f} = 0,9 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} .$$

VI. 2.6.1.2 Ferrailage de la Poutre secondaire (30x35) cm :

1. Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons (35x30) cm² :

| Section (cm ²) | ELU | | ELS | | ELA | |
|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | M _{ut} (KN.m) | M _{ua} (KN.m) | M _{st} (KN.m) | M _{sa} (KN.m) | M _{acct} (KN.m) | M _{acca} (KN.m) |
| 30x35 | 36,76 | 56,63 | 26,64 | 38,05 | 37,99 | 79,01 |

Tableau VI- 5: Sollicitations dans les poutres sous différentes combinaisons.

2. Ferrailage longitudinal des Poutres secondaires (35x30) cm² :

| Section (cm ²) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) | A _a | A _t | A _{RPA} | A _{min} | A _{adp} | |
|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | | | | | | Appui | Travée |
| 30x35 | 37,99 | 79,01 | 6,59 | 3,06 | 5,25 | 1,16 | 6HA12=6,79cm ² | 3HA16=6.03cm ² |

Tableau VI- 6: Ferrailage longitudinale des poutres secondaires.

3. Ferrailage transversal des poutres secondaires :

| Armature transversal (cm ²) | | | | | | | |
|---|--|-----------|--------------------------------------|---|--|----|----|
| Section (cm ²) | A _{t min} (cm ²) RPA | Φ (mm) | S _t (cm) (zone nodale) | S' _t (cm) (zone courante) | L _r ^{min} =40×φ _{Lmax} (cm) | | |
| 30x35 | 1,35 | Ø8 | 10 | 15 | 50 | 60 | 70 |

Tableau VI- 7: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.

4. Vérifications des Poutres secondaires (30×35) cm² :

| V _u (KN) | σ _{bc t} (Mpa) | σ _{bc a} (Mpa) | σ _b (Mpa) | σ _{st t} (Mpa) | σ _{st a} (Mpa) | σ _{st} (Mpa) | τ _u (Mpa) | τ _{bu} (Mpa) | f (cm) | f _{limite} (cm) |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------------------------|
| 42,10 | 5,74 | 7,70 | 15 | 166,25 | 199,50 | 201,63 | 0,47 | 2,50 | 0,2 | 0,9 |

Tableau VI- 8: Vérification des Poutres secondaires.

VI.2.6.3 Schéma de ferrailage :

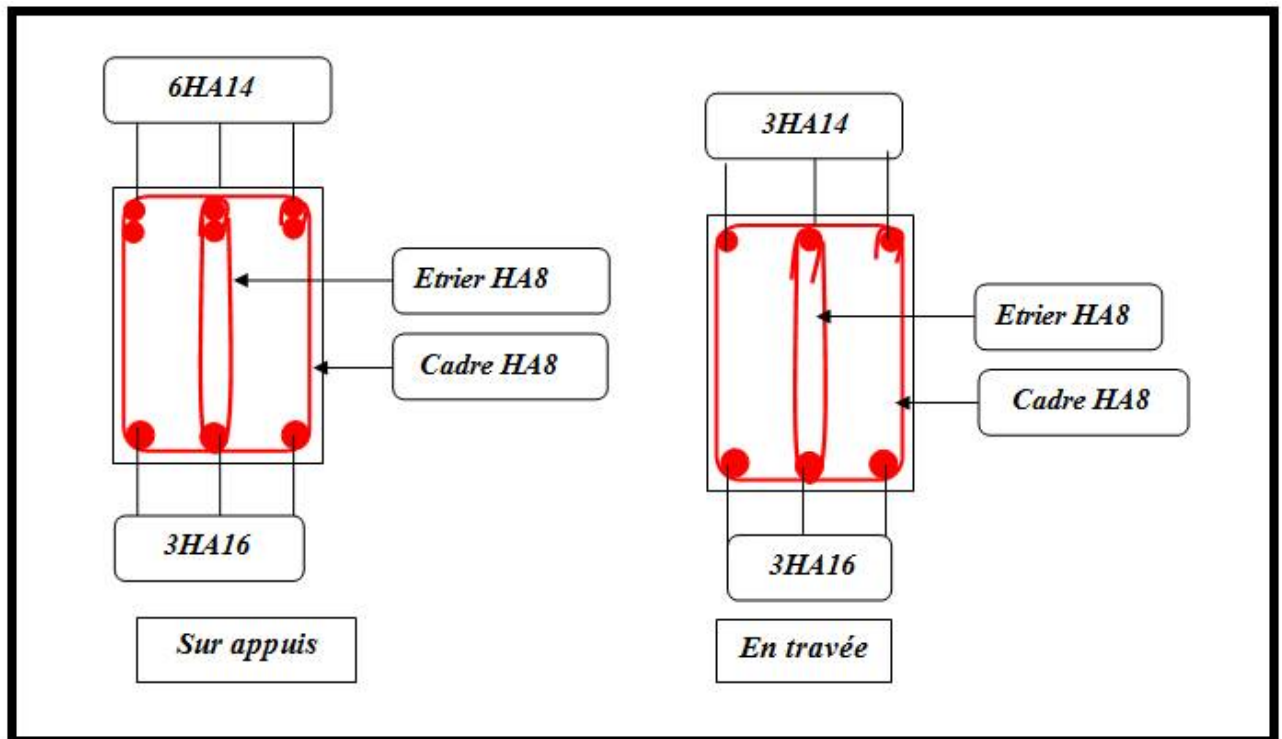


Figure VI- 3: Schéma de ferrailage des poutres principales (30×40) cm.

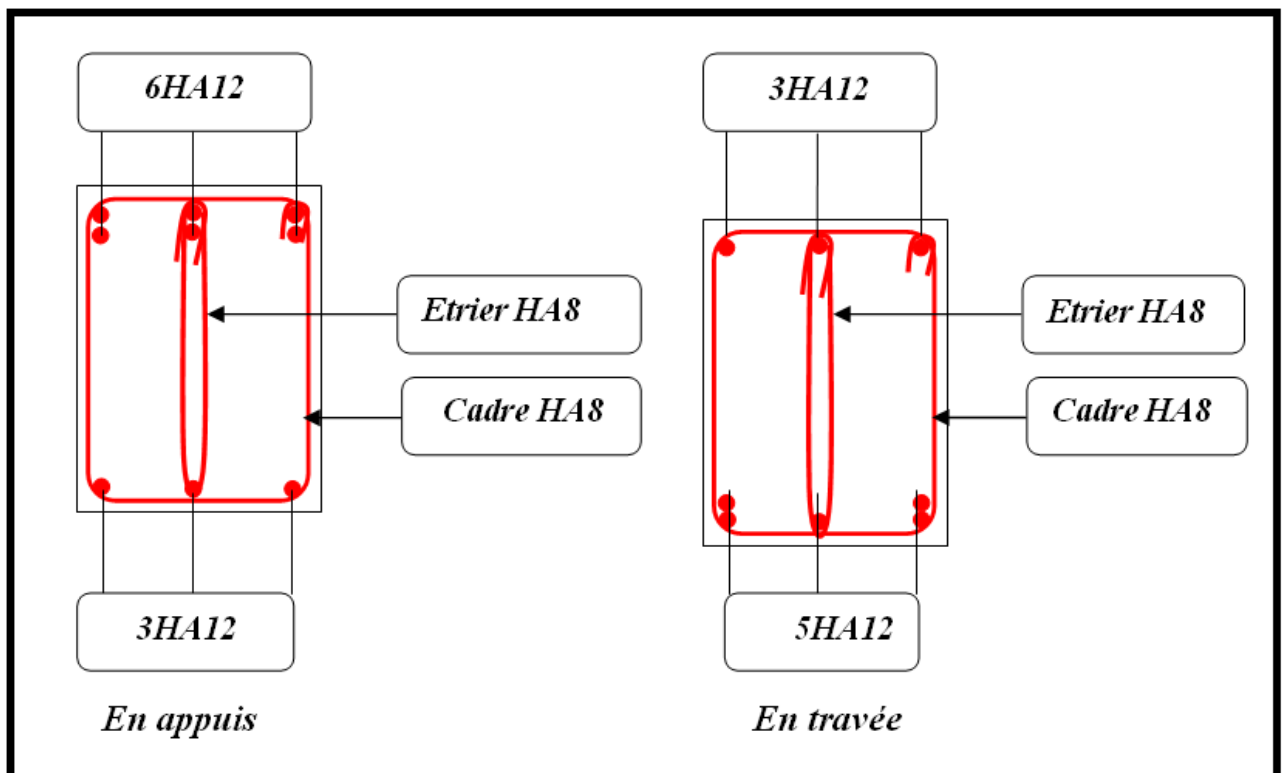


Figure VI- 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

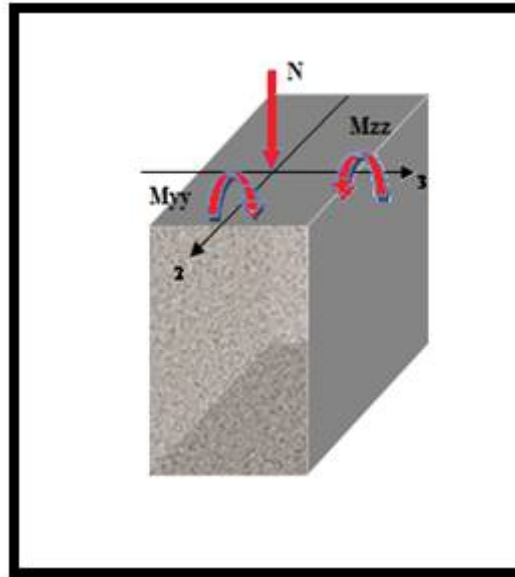


Figure VI- 5: Sollicitations sur les poteaux.

VI-3.3 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

VI-3.4 Calcul des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,8 \% b.h \dots\dots\dots$ (zone II a).
- Leur pourcentage maximal : $A_s \leq A_{\max} = 4 \% b.h \dots\dots\dots$ en zone courante
 $A_s \leq A_{\max} = 6 \% b.h \dots\dots\dots$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale en zone III est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L \dots\dots\dots$ (zone II a)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
 $C \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (zone II a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{m} \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

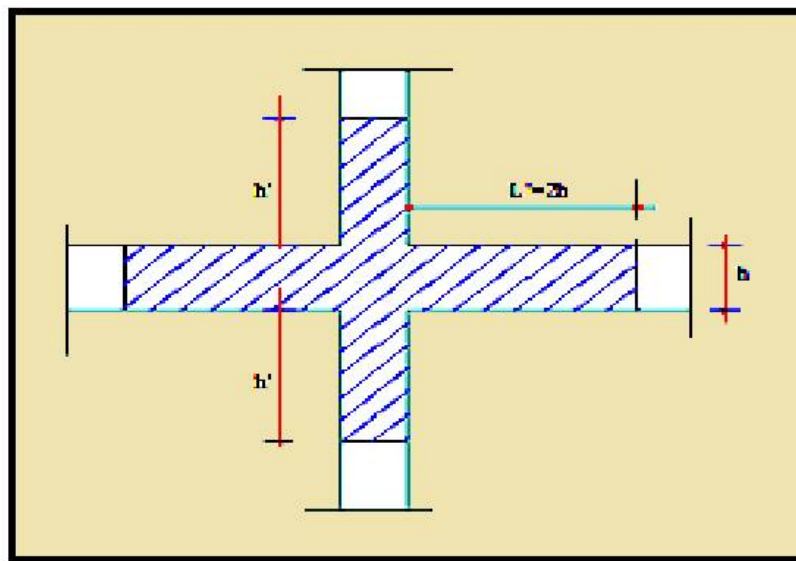


Figure VI- 6: zone nodales.

VI.3.5 Calcul de ferrailage des poteaux :

Un exemple de calcul d'un poteau en flexion composé sera détaillé puis un tableau donnera les résultats pour l'ensemble des poteaux. L'exemple traitera un poteau de section **(40×40) cm**.

VI.3.5.1 Ferrailage longitudinal :

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Combinaisons | ELU | | 0,8G±E | | G+Q ±E | | ELS | |
|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| | N _{max} (KN) | M _{core} (KN.m) | N _{min} (KN) | M _{core} (KN.m) | M _{max} (KN.m) | N _{core} (KN) | N _{max} (KN) | M _{core} (KN.m) |
| Poteau (40x40) | 453,57 | 51,99 | 208,82 | 73,30 | 76,89 | 308,69 | 331,31 | 37,93 |

Tableau VI- 9: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons.

État limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$ et $e_1 = e_0 + e_a$.

Avec :

e_0 : excentricité du premier ordre.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ Où } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1. Calcul à L'ELU:

$$\begin{cases} N_u = 453,57 \text{ KN} \\ M_u = 51,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{51,99}{453,57} = 0,115\text{m}$

- $e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{500}{250} \right)$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 2\text{cm}) = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,135\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(1,5, \frac{20e_1}{h} \right) = \frac{0,7 \times 3,06}{40} \leq \max \left(1,5, \frac{20 \times 0,135}{40} \right)$$

$$\Rightarrow 0,054 \leq \max(1,5\text{cm}; 0,0675)$$

$$\Rightarrow 0,054 \leq 1,5$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{32,76}{32,76 + 5,17} = 0,410$$

- $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,410 \times 2)$

$$e_2 = 0,010$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,144\text{m}$$

- **Calcul des moments M_2 et M_3 :**

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d) N_0$$

avec

$$N_0 = bh\sigma_{bc}$$

$$N_0 = bh\sigma_{bc} = 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 2272 \text{ KN}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (453,57 - 2272) \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = -309,133 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 453,57 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0,03 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0,03) \times 2272 = 132,414 \text{ KN.m}$$

- **Vérification :**

$$M_u \leq M_2 \Rightarrow 51,99 > -309,133 \dots \dots \dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

$$M_u \geq M_3 \Rightarrow 51,99 < 132,414 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0,857h - d') N_0} = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0,4 + 453,57 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) - 51,99}{(0,857 \times 0,4 - 0,03) 2272} = 0,527$$

Donc : $\Psi \leq 0,8095$

La section est partiellement comprimée (**SPC**).

- **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

Calcul du moment fictif :

Avec : $a = d - \frac{h}{2} + e = 0.37 - \frac{0,4}{2} + 0,144 = 0,314 \text{ m}$

$$M_{uf} = N_u \cdot a = 627,07 \times 0,314 = 142,57 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

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

Le calcul de moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\%$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{142,57 \times 10^{-3}}{14,20 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,183$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A_u' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,255$$

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

• **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que :

La 1^{ère} section fictive :

$$A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{M_{uf}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{142,57 \times 10^3}{0,898 \times 37 \times 348} = 12,33 \text{ cm}^2$$

• **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

- **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 12,33 - \frac{142,57 \times 10^3}{100 \times 348} = -0,70 \text{ cm}^2 < 0$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \{1,6 \text{ cm}^2; 1,79 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 1,79 \text{ cm}^2$$

Les Condition de le RPA99/V2003 :

- **Armatures maximales :**

En zone courante :

$$A_s \leq A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\text{max}} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.

- **Armatures minimales :**

$$A_{\text{min}} = 0,8 \% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 40 \cdot 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\text{min}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 13,57 \text{ cm}^2 = 12\text{T}12$

2. Calcul en Situation accidentelle: G + Q ± E :

$$\begin{cases} M_{\text{max}} = 76,89 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 308,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'excentricité :**

▪ $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{76,89}{308,69} = 0,249m$

▪ $e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{500}{250}\right)$

$e_a = \max(2cm ; 2cm) = 0,02m$

$e_1 = e_0 + e_a = 0,269m$

$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(1,5, \frac{20e_1}{h}\right) = \frac{0,7 \times 3,06}{40} \leq \max\left(1,5; \frac{20 \times 0,269}{40}\right)$

$\Rightarrow 0,054 \leq \max(1,5cm; 0,1345)$

$\Rightarrow 0,054 \leq 1,5$

$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{32,76}{32,76 + 5,17} = 0,410$

▪ $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40}(2 + 0,410 \times 2)$

$e_2 = 0,010$

$e = e_1 + e_2 = 0,279m$

• **Calcul des moments M_2 et M_3 :**

$M_2 = (N_{acc} - N_0)\left(\frac{h}{2} - d'\right)$

$M_3 = N_{acc}\left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0,337h - 0,81d)N_0$

avec

$N_0 = bh\sigma_{bc}$

$N_0 = bh\sigma_{bc} = 0,4 \times 0,4 \times 21,74 \times 10^3 = 3478,400KN$

$M_2 = (308,69 - 3478,400)\left(\frac{0,4}{2} - 0,03\right) = -538,851KN.m$

$M_3 = 308,69 \times \left(\frac{0,4}{2} - 0,03\right) - (0,337 \times 0,4 - 0,81 \times 0,03) \times 3478,400 = 132,753KN.m$

Vérification :

$M_{acc} \leq M_2 \Rightarrow 76,89 < -333,763 \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

$M_{acc} \geq M_3 \Rightarrow 76,89 < 132,753 \dots \dots \dots$ la condition est non vérifiée.

- **Calcul du coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_{acc}\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_{acc}}{(0,857h - d')N_0} = \frac{0.3754 \times 3478,400 \times 0,4 + 308,69\left(\frac{0,4}{2} - 0,03\right) - 76,89}{(0,857 \times 0,4 - 0,03) \times 3478,400} = 0,460$$

Donc : $\Psi \leq 0,8095$

La section est partiellement comprimée (SPC).

- **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

Calcul de moment fictif :

$$a = d - \frac{h}{2} + e = 0.37 - \frac{0,4}{2} + 0,279 = 0,449\text{m}$$

$$M_{accf} = N_u \cdot a = 437,54 \times 0,449 = 138,54 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{accFictif}$

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

Le calcul de moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{138,54 \times 10^{-3}}{21,74 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,116$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A_u' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

• **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

• **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

• **La 2^{ème} section fictive :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{M_{\text{accf}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{138,54 \times 10^3}{0,938 \times 37 \times 400} = 9,98 \text{ cm}^2$$

• **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

• **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 9,98 - \frac{138,54 \times 10^3}{100 \times 400} = 2,26 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \{ 1,6 \text{ cm}^2; 1,79 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq 1,79 \text{ cm}^2$$

• **Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

• **Armatures maximales :**

En zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,8 \% \cdot (b.h) = 0,008 \cdot 40 \cdot 40 = 12,8 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 12,80 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 13,57 \text{cm}^2 = 12\text{T}12$

3. Calcul à l' ELA Combinaison : 0,8G+E

$$\begin{cases} N_{\min} = 208,82 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 73,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'excentricité :**

$$\blacksquare e_0 = \frac{M}{N} = \frac{73,30}{208,82} = 0,351 \text{m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{500}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 2\text{cm}) = 0,02 \text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,371 \text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(1,5, \frac{20e_1}{h}\right) = \frac{0,7 \times 3,06}{40} \leq \max\left(1,5; \frac{20 \times 0,371}{40}\right)$$

$$\Rightarrow 0,054 \leq \max(1,5\text{cm}; 0,186)$$

$$\Rightarrow 0,054 \leq 1,5$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{32,76}{32,76 + 5,17} = 0,410$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,410 \times 2)$$

$$e_2 = 0,010$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,381m$$

• **Calcul des moments M_2 et M_3 :**

$$M_2 = (N_{acc} - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_3 = N_{acc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0,337h - 0,81d) N_0$$

avec

$$N_0 = bh\sigma_{bc}$$

$$N_0 = bh\sigma_{bc} = 0,4 \times 0,4 \times 21,74 \times 10^3 = 3478,400KN$$

$$M_2 = (208,82 - 3478,400) \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = -555,829KN.m$$

$$M_3 = 208,82 \times \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) - (0,337 \times 0,4 - 0,81 \times 0,03) \times 3478,400 = 112,779KN.m$$

• **Vérification :**

$$M_{acc} \leq M_2 \Rightarrow 73,30 < -555,829 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$M_{acc} \geq M_3 \Rightarrow 73,30 < 112,779 \dots \dots \dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

• **Calcul du coefficient de remplissage Ψ :**

$$\Psi = \frac{0,3754N_0h + N_{acc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_{acc}}{(0,857h - d')N_0} = \frac{0,3754 \times 3478,40 \times 0,4 + 208,82 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) - 73,30}{(0,857 \times 0,4 - 0,03) 2272} = 0,445$$

$$\text{Donc : } \Psi \leq 0,8095$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

• **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

• **Calcul de moment fictif :**

$$\text{Avec : } a = d - \frac{h}{2} + e = 0,37 - \frac{0,4}{2} + 0,381 = 0,551m$$

$$M_{accf} = N_u \cdot a = 208,82 \times 0,551 = 115,00KN.m$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$$M_{accFictif}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**
- **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{115,00 \times 10^{-3}}{21,74 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,097$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A_u' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,127$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,949$$

- **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

- **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

- **La 2^{ème} section fictive :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{\text{accf}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{115,00 \times 10^3}{0,949 \times 37 \times 400} = 8,19 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

- **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 8,19 - \frac{208,82 \times 10^3}{100 \times 400} = 2,97 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \{1,6 \text{ cm}^2; 1,79 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 1,79 \text{ cm}^2$$

- **Les Conditions du RPA99/V2003 :**

Armatures maximales :

En zone courante :

$$A_s \leq A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\text{max}} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 40 \cdot 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 13,57 \text{ cm}^2 = 12\text{T12}$

VI.3.5.2 Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}}$), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

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

$$b = 40 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{37,93}{331,31} = 0,114 \text{ m}$$

$$S = b \times h + 15A_{\text{totale}} \Rightarrow S = 40 \times 40 + 15 \times 13,57 = 21712 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,128$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} + 40 \times 40 \times (-0,128)^2 + 15 \left[13,57 \left(37 - \frac{40}{2} + (-0,128)\right)^2 \right] \Rightarrow I = 216823,191 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{331,31}{21712} + \frac{331,31(0,114 + 0,128) \left(\frac{40}{2} - 0,114\right)}{216823,191} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{331,31}{21712} - \frac{331,31(0,114+0,128)\left(\frac{40}{2}-0,114\right)}{216823,191} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 0,008\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,023\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.3.5.3 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\text{min}}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\text{min}}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\text{min}}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

λ_g: est l'élanement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a x b : la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7x l_0 = 2,142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

Donc :

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

• **Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\varphi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\varphi_L^{\min} = 14\text{mm}$$

$$t \leq \min(21; 40\text{cm}; 70\text{cm})$$

$$t \leq 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II a)

• **Zone nodale :**

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 8\text{cm}$$

• **Zone courante :**

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\varphi_1\right) = \min\left(\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 10 \times 1,6\right)$$

$$t' \leq 16\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{L\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra $\varphi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 110,96 \times 10^3 \times 0,10}{0,40 \times 235} \times 10^{-2} = 4,43\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_t = 7\varphi 10 = 5,50\text{cm}^2 > A_{t,\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

• **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

Longueur de recouvrement :

$$L_r^{\min} = 40 \times \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 70 \text{ cm}$$

VI.3.5.5 Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composée)

Les tableaux suivants résument le calcul du ferrailage de l'ensemble des poteaux :

| Combinaisons | ELU | | 0,8G±E | | G+Q ±E | | ELS | |
|-----------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| | N _{max} (KN) | M _{core} (KN.m) | N _{min} (KN) | M _{core} (KN.m) | M _{max} (KN.m) | N _{core} (KN) | N _{max} (KN) | M _{core} (KN.m) |
| Poteau (40x40) | 453,57 | 51,99 | 208,82 | 73,30 | 76,89 | 308,69 | 331,31 | 37,93 |
| Poteau (45x45) | 940,81 | 35,74 | 423,1 | 71,11 | 74,96 | 632,5 | 686,49 | 26,02 |
| Poteau (50x50) | 1677,89 | 52,81 | 755,16 | 75,15 | 78,43 | 1132,32 | 1223,87 | 38,49 |

Tableau VI- 10: Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons.

| Section (a) cm ² | Combinaisons | | | Amin (cm ²) | | Ferrailage longitudinal | |
|--------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|-------|-------------------------|----------------------------|
| | ELU | 0,8G±E | G+Q ±E | BAEL | RPA | choix | Section cm ² |
| | A(cm ²) | A(cm ²) | A(cm ²) | | | | |
| 40x40 | 0 | 2,97 | 2,26 | 1,79 | 12,80 | 12HA12 | 13,57 |
| 45x45 | 0 | 0,14 | 0 | 2,28 | 16,20 | 4HA16+8HA12 | 17,09 |
| 50x50 | 0 | 0 | 0 | 2,84 | 20,00 | 4HA16+8HA14 | 20,35 |

Tableau VI- 11: Ferrailage longitudinal des poteaux.

| Section (a) cm ² | Niveau | Ferrailage transversal | | |
|--------------------------------|-------------------------|------------------------|---------|----------------|
| | | t (cm) | t' (cm) | A _t |
| 40x40 | 9;8;7 | 8 | 15 | φ10 |
| 45x45 | 6;5;4 | 8 | 15 | φ10 |
| 50x50 | 3;2;1 et RDC | 8 | 15 | φ10 |

Tableau VI- 12: Ferrailage transversal des poteaux.

V.3. 5.6 Vérification vis -à vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

| Section (cm ²) | N _{ser} (KN) | M _{ser} (KN.m) | σ _{inf} (MPa) | σ _{sup} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Vérification |
|-------------------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|
| 40x40 | 208,91 | 27,62 | -0,08 | 3,09 | 15 | C-V |
| 45x45 | 686,49 | 26,02 | 0,018 | 0,032 | 15 | C-V |
| 50x50 | 1223,87 | 38,49 | 0,013 | 0,035 | 15 | C-V |

Tableau VI- 13 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive.

VI.3.5.7 Schéma de ferrailage :

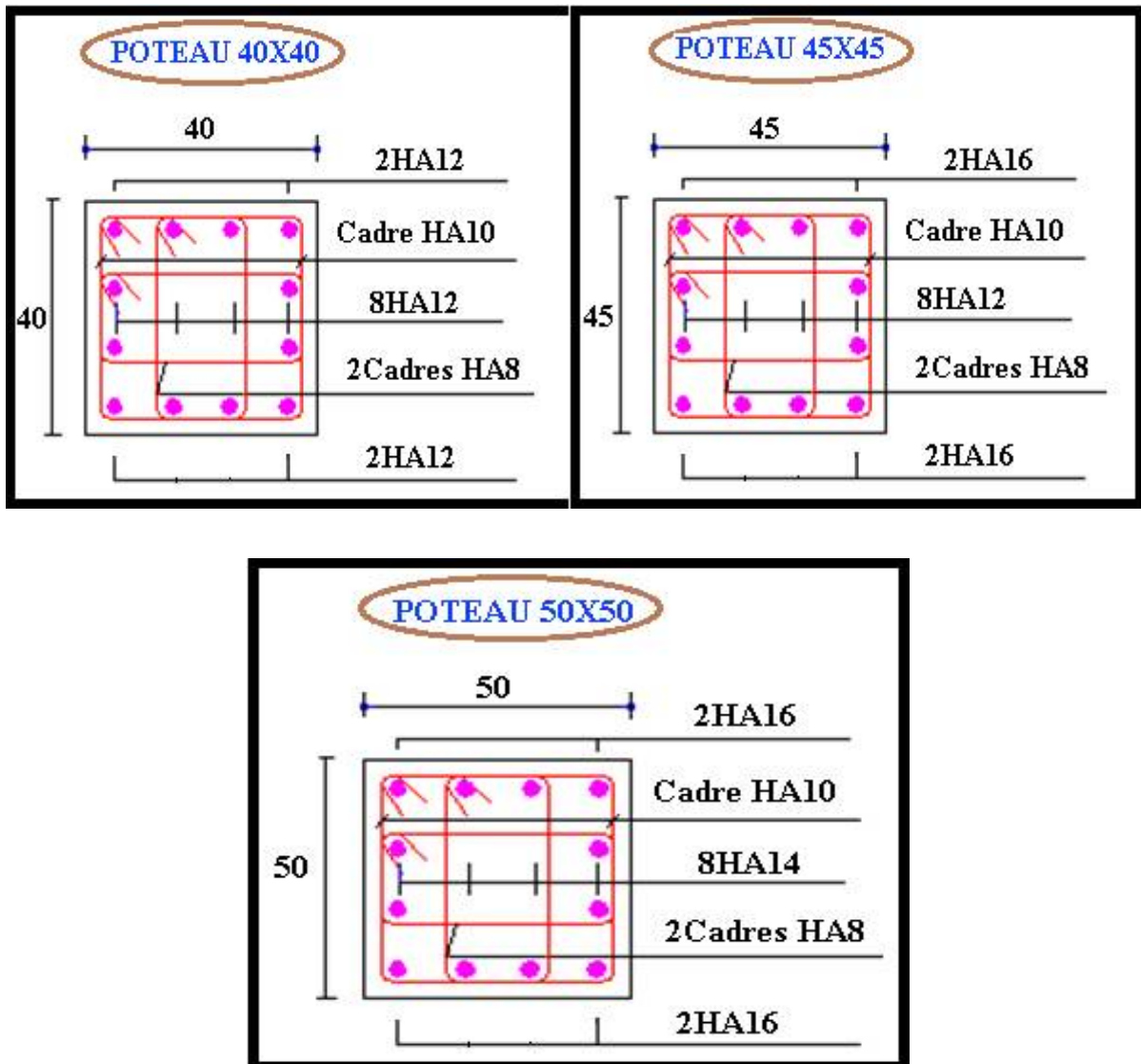


Figure VI- 7: Schéma de ferrailage des Poteaux carrés.

VI.4 Étude des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc, 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 aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales.
2. Armatures horizontales.
3. Armatures transversales.

À la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

VI.4.2 Combinaison

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ♦ $1,35G + 1,5 Q$
- ♦ $G + Q \pm E$
- ♦ $0.8 G \pm E$

VI.4.3 Prescriptions imposées par le RPA99 :

a) Armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par l'RPA 99 et décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
3. À chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($st \leq 15\text{cm}$).

4. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2) :

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes Article (7.7.4.3):

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est de :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
2. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$
 - $S \leq 30\text{cm}$
3. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
4. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 -

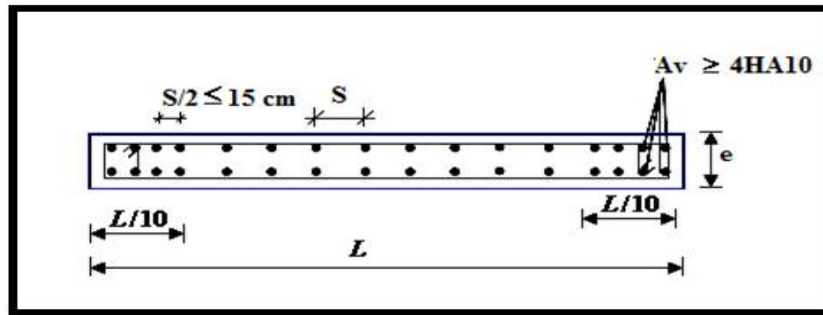


Figure VI- 8: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.4.4 Pré dimensionnement des voiles:

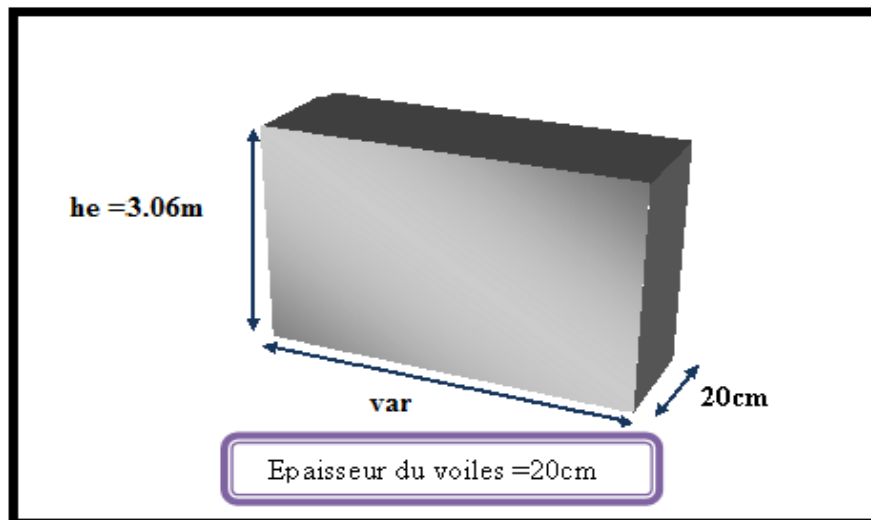


Figure VI- 9: Section des voiles.

VI.4.5 Méthode de calcul :

On utilise la méthode dite des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \leq \alpha$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V'}{I} \leq \alpha$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée. $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \rightarrow \text{RPA article 7.7.4}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue. $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et l'on distingue trois cas :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1; \sigma_{\min} = \sigma_2$$

1^{er} cas :

Si : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée \rightarrow La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

Calcul des efforts de compression :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

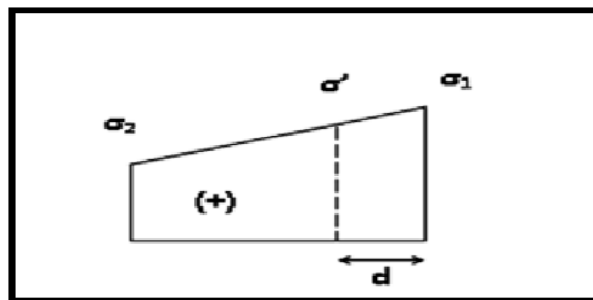


Figure VI- 10: diagramme d'une section entièrement comprimée.

2^{eme} cas :

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue. L'effort de traction est donné par la formule :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

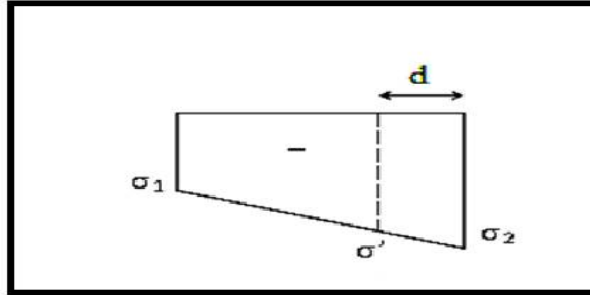


Figure VI- 11: diagramme d'une section entièrement tendue.

la section des armatures verticales est égale à ($F_t = N$) :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas:

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule l'effort de traction et celui de compression dans chaque zone.

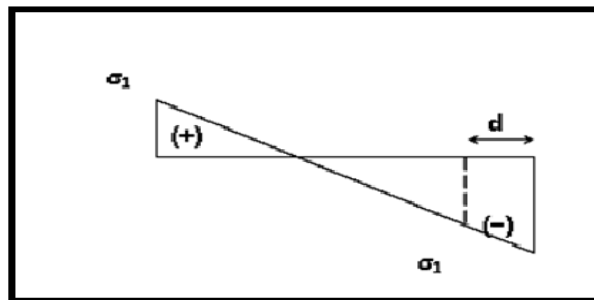


Figure VI- 12: diagramme d'une section partiellement comprimée.

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables :

$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_{\max}}{L - L_t} = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} \right) + 1 \right]}$$

VI.4.5 Calcul du ferrailage vertical :

VI.4.5.1 Exemple d'application :

| COMBINAISON | N_x | M_Z | T_Y |
|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| ELU | 1810,54 | 24,78 | 21,20 |
| G + Q+Ex | 344,99 | 1627,60 | 268,92 |
| G + Q-Ex | 2311,60 | 1591,89 | -238,29 |
| G + Q+EY | 19,61 | 136,55 | 91,31 |
| G + Q-EY | 2676,20 | 100,84 | -60,68 |

Tableau VI—14 : les sollicitations N_x, M_Z et T_Y sous différents combinaisons.

VI.4.5.1.1 Calcul de la longueur de flambement :

Le tableau suivant donne le rapport entre la longueur de flambement (L_f) et la hauteur libre entre planchers (L = 4,00m) du voile armé :

| Liaison mur | | L_f/ L |
|---|--|-------------------------|
| Mur encastré en tête et en pieds | Il existe un plancher de part et à l'autre | 0,8 |
| | Il existe un plancher d'un seul coté | 0,85 |
| Mur articulé en tête et en pieds | | 1 |

Tableau VI- 14: Le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre.

Pour le voile en question, on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8.L = 0,8x(3,06 - 0,40) = 2,128m$$

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L} = \frac{2,128 \sqrt{12}}{4,5} = 1,638$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{24,78}{1810,54} = 0,01\text{m}$$

- Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que : $\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \cdot \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\}$

Donc : $\lambda < \max \left\{ 50; \min \left(67 \cdot \frac{0,01}{4,0}; 100 \right) \right\} = 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

VI.4.5.1.2. Armatures verticales :

Détermination des sollicitations :

$M_{\max} = 1627,60 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 1810,54 \text{ KN}$

$L = 4,5 \text{ m}$; $v = L/2 = 2,25 \text{ m}$; $\Omega = 1,2 \text{ m}^2$; $I = (0,2 \times (4,50)^3) / 12 = 1,519 \text{ m}^4$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1810,54}{1,2} + \frac{1627,60 \times 2,25}{1,519} \rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1810,54}{1,2} - \frac{1627,60 \times 2,25}{1,519} \rightarrow \sigma_2 = -2,70 \text{ Mpa}$$

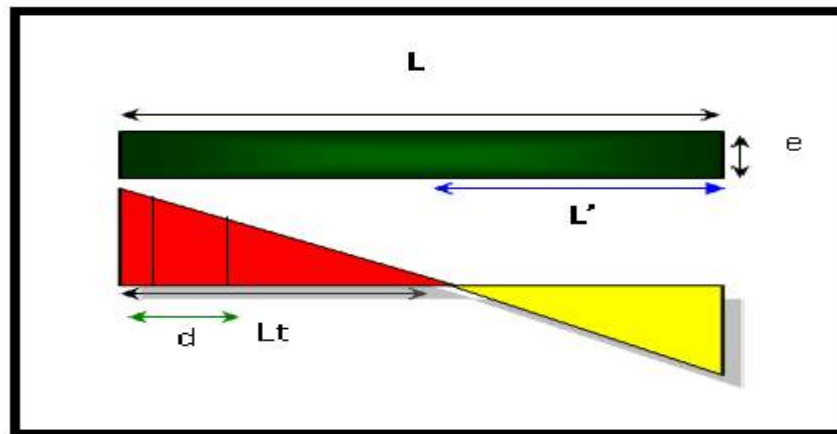


Figure VI- 13: Schéma de distribution des contraintes sur "L".

- Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4,5 \left(\frac{2,16}{2,16 + 2,70} \right) = 1,98 \text{ m} \rightarrow L' = L - L_t = 4,5 - 1,98 = 2,52 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3,06 / 2 ; (2/3) \times 2,52) = 1,53 \text{ m} \rightarrow d = 1,53 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

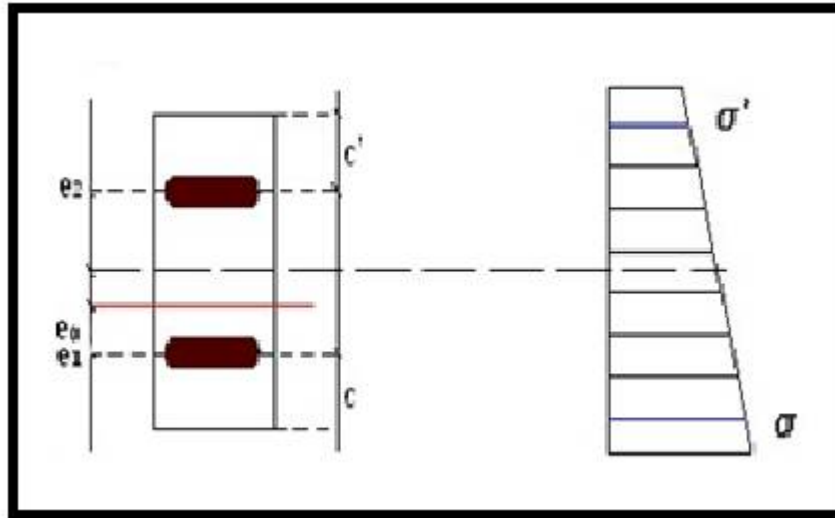


Figure VI- 14: Schéma de distribution des contraintes.

$$\operatorname{tg} \alpha = \sigma_2 / L_t = -2,70 / 1,98 = -1,362.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \operatorname{tg} \alpha (L_t - d) = -0,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = -0,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} - \frac{M_1 \cdot v_1}{I} = -2,70 \text{ Mpa}$$

$$I' = (0,20 \times (1,53)^3) / 12 = 0,05969 \text{ m}^4 / v_1' = 1,53 / 2 = 0,765 \text{ m} / \Omega' = 0,20 \times 1,53 = 0,3060 \text{ m}^2$$

Donc :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -507,03 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 81,29 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,16 \text{ m} < d/6 = 0,188 \text{ et } N \text{ est un effort de compression} \Rightarrow \text{S.E.T (section entier ment}$$

tendue).

Soit : $c = c' = 0,03 \text{ m}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,895 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,575 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 1,27 / (2 \times 1,53) = 0,41 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.1.3 Armatures minimales exigées par le RPA 99/ version 2003 :

D'après le RPA 99/version 2003 Article (7.7.4.1) : $A_{RPA} = 0,20\% b L_t$

b : Épaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 20 \times 1,98 = 7,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 7,93 / (2 \times 1,53) = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

VI.4.5.1.4 Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 20 \times 450 = 13,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 13,5 / (2 \times 1,53) = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s . A_{\min} . A_{RPA}) = 4,41 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 4,41 \times (4,5/2) = 19,85 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante : soit 12 HA 12 ($A_s = 13,57 \text{ cm}^2$).

En zone d'about : soit 8 HA 12 ($A_s = 9,05 \text{ cm}^2$).

VI.4.5.1.5 Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$.

VI.4.5.1.6 - Ferrailage longitudinal des autres voiles :

| Voile | V1 | V2 | V3 | V4 |
|------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| N (KN) | -344,99 | -1983,53 | 2238,87 | -590,09 |
| M (KN .m) | 1627,60 | 1473,99 | 2940,17 | 1404,96 |
| L (m) | 4,50 | 4,50 | 5,50 | 3,40 |
| Nature | SET | SET | SET | SET |
| Lt (m) | 1,98 | 0,55 | 4,26 | 1,42 |
| d (m) | 1,53 | 1,53 | 0,83 | 1,32 |
| σ'_2 | -0,62 | -6,90 | -1,06 | -0,30 |
| N1 (KN) | -507,03 | 468,26 | -196,81 | -600,01 |
| M1 (KN.m) | 81,29 | 418,79 | 2,92 | 114,87 |
| As1+As2 (cm²) | 1,27 | 1,17 | 0,49 | 1,50 |
| As (RPA) cm² | 7,93 | 2,19 | 17,03 | 5,68 |
| Asmin cm² | 13,50 | 13,50 | 16,50 | 10,20 |
| As (2 faces) cm² | 19,85 | 19,85 | 28,21 | 13,14 |
| A cm² (adoptée) | 22,62 | 22,62 | 29,71 | 14,14 |
| St(about) cm | 10 | 10 | 10 | 10 |
| St(courante) cm | 20 | 20 | 20 | 20 |
| HA d'about | 8HA12 | 8HA12 | 8HA12 | 8HA10 |
| HA courant | 12HA12 | 12HA12 | 18HA12 | 10HA10 |

Tableau VI- 15: Ferrailages des voiles.

VI.4.5.2 Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% RPA99 version 2003 Article (7.7.2). Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \cdot d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1,4 \times \frac{465,94 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,61} = 2,06 \text{ MPa}$$

Vérification : $\tau_u = 2,06 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

VI.4.5.3 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_t \cdot S_t} \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj} K) / 0,8 f_e$$

$K = 0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K = 1$ en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28}$ en flexion composée avec N : effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$ en flexion composée avec N : effort de traction.

Avec : σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$. D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$.
- 0,25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$.

VI.4.5.3.1 Exemple d'application :

- **Voile V1 :**

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b_0 d} = 1,4 \times \frac{268,92 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,53} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

Vérification : $\tau_u = 1,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$

$$St \leq \min (1,5 e; 30\text{cm}) \quad \text{Soit: } St = 20 \text{ cm}$$

$$A_{t \geq} (b \times St \times \tau_u) / (0,8 \times f_c)$$

$$A_{t \geq} (20 \times 20 \times 1,23) / (0,8 \times 400)$$

$$A_t \geq 1,54 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.3.2 Ferrailage horizontal des autres voiles :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

| voile | L (m) | T (KN) | τ_u (Mpa) | A_t (cm²) | $A_{\text{adoptée}}$ (cm²) | Choix | S_t (cm) |
|--------------|--------------|---------------|----------------------------------|--|---|--------------|------------------------------|
| V1 | 4,50 | 268,92 | 1,23 | 1,54 | 2,01 | 4HA8 | 20 |
| V2 | 4,50 | 211,53 | 0,97 | 1,21 | 2,01 | 4HA8 | 20 |
| V3 | 5,50 | 465,94 | 2,06 | 2,50 | 3,14 | 4HA10 | 20 |
| V4 | 3,40 | 174,80 | 0,66 | 0,827 | 2,01 | 4HA8 | 20 |

Tableau VI- 16: choix des barres du ferrailage horizontal des voiles.

VI.4.5.4 Schéma de ferrailage :

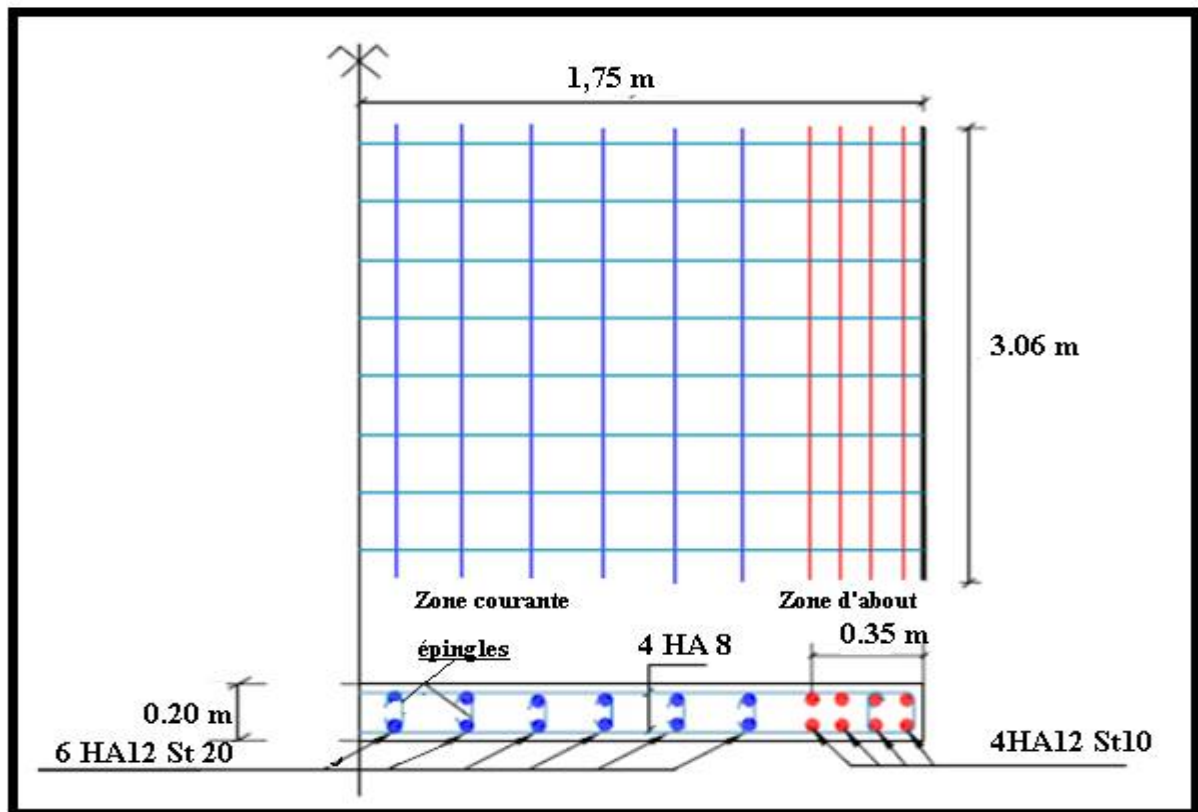


Figure VI- 15: Schéma de ferrailage de voile V1.

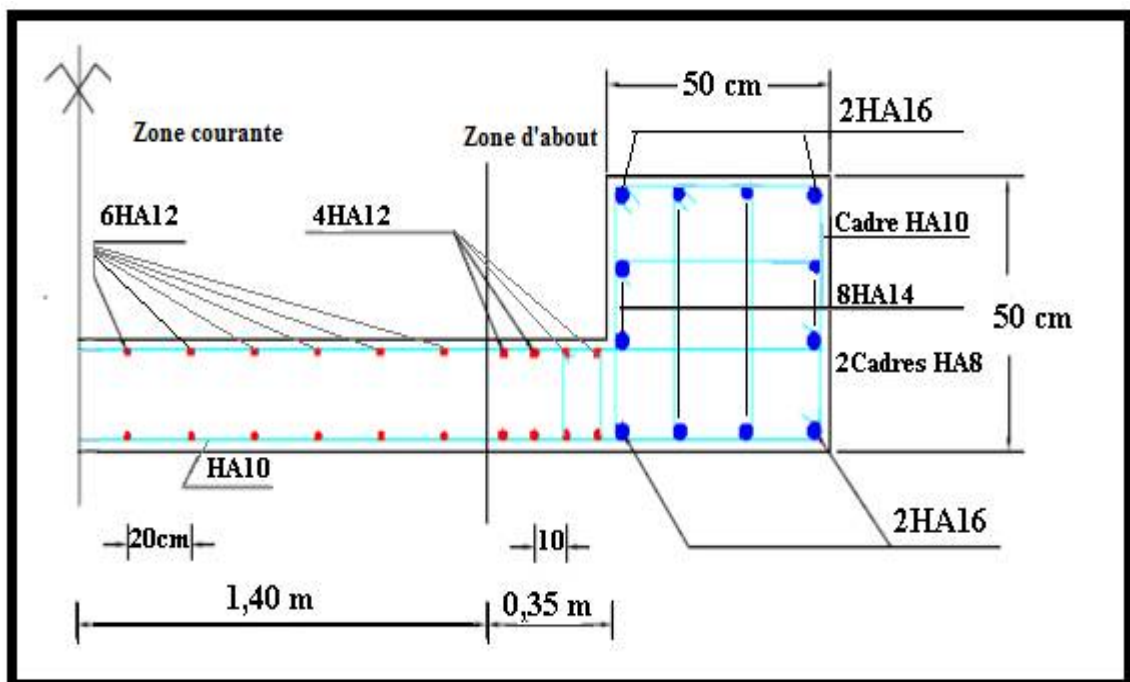


Figure VI- 16: Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble du Poteau (RDC) et de voile V3.

CHAPITRE VII

Étude De L'infrastructure

VII.1- Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2-Étude des longrines :

VII.2.1 Introduction :

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments

VII.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol. La construction se trouve sur un site classé S_2 alors la section minimale :(25cm x 30cm) pour notre structure nous adopterons les dimensions suivantes :

b = 30cm, h =30cm.

VII.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines:

VII.2.3.1 État limite ultime:(selon article 10.1.1 b du RPA page98)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces qui est égale à :

$$F = N_{\max} / \alpha \geq 20\text{kN (RPA 99 Version 2003)}$$

$\alpha = 15$: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_{\max} : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

N_{\max} : 1667,89KN

$$F = 1677,89 / 15 = 111,86 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{111,86 \times 10}{250} = 4,47 \text{ cm}^2$$

VII.2.3.2 État limite service:

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{tj}}, 240 \text{ Mpa}) \right\}.$$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 1223,87 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow A_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / \bar{\sigma}_s = (1223,87 \times 10 / 15) / 240 = \mathbf{3,40 \text{ cm}^2}$$

VII.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} / f_e = 400 \text{ Mpa} / d = 37 \text{ cm} / b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 37 \times 2,1}{400} = 5,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \mathbf{5,83 \text{ cm}^2}$$

VII.2.3.4 Recommandation du RPA 99 Version 2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de : (20 cm, 15 ϕ).

$$\text{Donc : } A_{RPA} = 0,006 \times 30 \times 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s; A_{ser} ; A_{smin} ; A_{RPA}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 + 2HA14 avec $A_s = 7,60 \text{ cm}^2$**

VII.2.4 Armatures transversales :

VII.2.4.1 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante

$$: \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de longrine.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,max} \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t,max} \leq \min (11,43; 14; 30)$$

$$\phi_{t,max} \leq 11,43\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235

VII.2.4.2 Espacement des armatures transversales (les cadres) :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi_L) \rightarrow St = \min (20\text{cm}; 15 \times 1,4) = 21\text{cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 15\text{cm}$$

VII.2.5 Disposition des armatures :

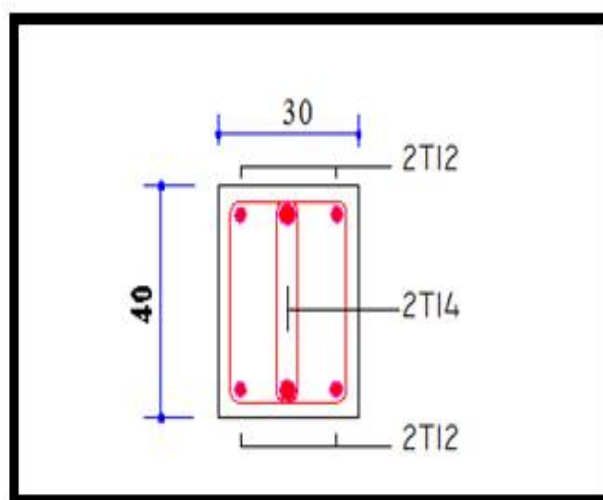


Figure VII- 1: Schéma de ferrailage de longrine.

VI.3--Étude des fondations

VI.3.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ L'aspect économique.
- ♦ La facilité de réalisation.

VII.3.1.2 Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

1. Semelles (isolées et filantes)
2. Radier.
3. Fondation profonde (Pieux)

Lorsque la surface occupée par la fondation type semelle isolée dépasse 50%% de la superficie totale du bâtiment, il y aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radié).

VII .3.1.3 Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- Selon le BAEL91 :
 - $1,35G+1,5Q$ (Ferrailage des semelles)
 - $G + Q$ (Vérification de la contrainte du sol).

- Selon le RPA99 version 2003 : Article (10.1.4.1)
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

VII.3.1.4 Réactions à la base de la structure

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

| Combinaisons | Effort normal N [KN] | Moment M_x [KN.m] | Moment M_y [KN.m] |
|---------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1,35G+1,5Q | 98781,24 | 1016181,51 | 1237089,45 |
| G + Q | 72317,42 | 743952,63 | 905672,88 |
| 0,8G ± E | 51706,09 | 419181,15 | 647594,44 |
| G + Q ± E | 72317,42 | 743988,28 | 805067,39 |

Tableau VII- 1: Réaction à la base de la structure.

VI .3.1.5 Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de 2,50 bars à 3m de profondeur.

VI .3.1.6 Profondeur d'ancrage des fondations :(Formule Empirique)

La profondeur d'ancrage d'une construction est donnée par la formule suivante :

$$D \geq \frac{ht}{10} \Rightarrow D \geq \frac{33}{10} = 3,3m$$

Avec : on opte $D=3,5$ m

h_t : hauteur totale de l'ouvrage.

D : profondeur d'ancrage de fondations.

VII.3.2 Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{serv}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$\begin{cases} N_{service} = 72317,42KN \\ \bar{\sigma}_{sol} = 2,50bars = 250KN/m^2 \end{cases}$$

- **La surface totale des semelles est donné par :**

$$S_s \geq \frac{N_{serv}}{\sigma_{sol}} = \frac{72317,42}{250} = 289,27 \text{ m}^2$$

Ss : Surface totale (nécessaire) des semelles = 289,27 m²

Sb : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 469,55m²

- **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{289,27}{469,55} = 0,62 \rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 62 \% > 50 \%$$

On en déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui conduit au chevauchement des semelles. Cela nous amène à opter pour un radier nervuré comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ♦ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ♦ La réduction des tassements différentiels.
- ♦ La facilité de l'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

VII .3.3 Radier nervuré :

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

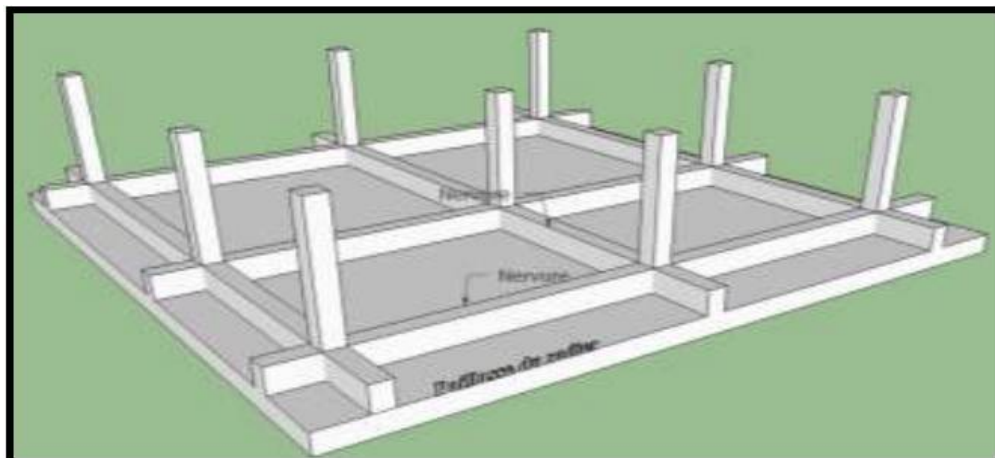


Figure VII- 2 : Vue en 3D un radier.

VII .3.3.1 Étude du radier :

Les efforts dans le radier sont à déterminer à partir des réactions exercées par le sol de fondation, lesquelles sont elles-mêmes fonction de la déformabilité du radier et de la compressibilité du sol. Le problème ainsi posé est en général est très complexe. Ce n'est que dans certains cas particuliers qu'il peut être abordé à partir de l'étude de la poutre reposant sur le sol élastique, le sol joue le rôle d'un ressort d'un coefficient de raideur K , il existe une formule empirique pour estimer ce dernier, cette formule est généralement utilisé par les numériciens lors de la modélisation en éléments fini des ouvrages géotechniques et elle est tirée des essais dynamiques insitu :

$$K \approx 1.2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.2 \times 250 = 30000 \text{KN} / \text{m}^3$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La contrainte admissible du sol.

K : Coefficient de raideur du sol.

VII .3.3.2 Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante : $\frac{N_{\text{max}}}{S_{\text{radier}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{base de la tour}} + P_{\text{érimètres}} \times D$$

$$S_{\text{Radier}} = 469,55 + 123,65D$$

Avec :

S_r : Surface du radier. / S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment. / D : débordement.

VII .3.3.3 Calcul du D (débordement) :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S + P \times D \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$469,55 + 123,65D \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$469,55 + 123,65D \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$D \geq \left(\frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} - 469,55 \right) \times \frac{1}{123,65}$$

$$D \geq \left(\frac{72317,42}{250} - 469,55 \right) \times \frac{1}{123,65}$$

$$D \geq 1,46\text{m}$$

On opte : **D=150 cm**

VII .3.3.4 Vérification des dimensions du radier:

$$S_{\text{Radier}} = 469,55 + 1,5 \times 123,65 = 655,03 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 655,03 \text{ m}^2 \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{98781,24}{250}$$

$$S_{\text{radier}} = 655,03 \text{ m}^2 \geq 395,124 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

N : effort maximal ultime.

S_r : Surface du radier.

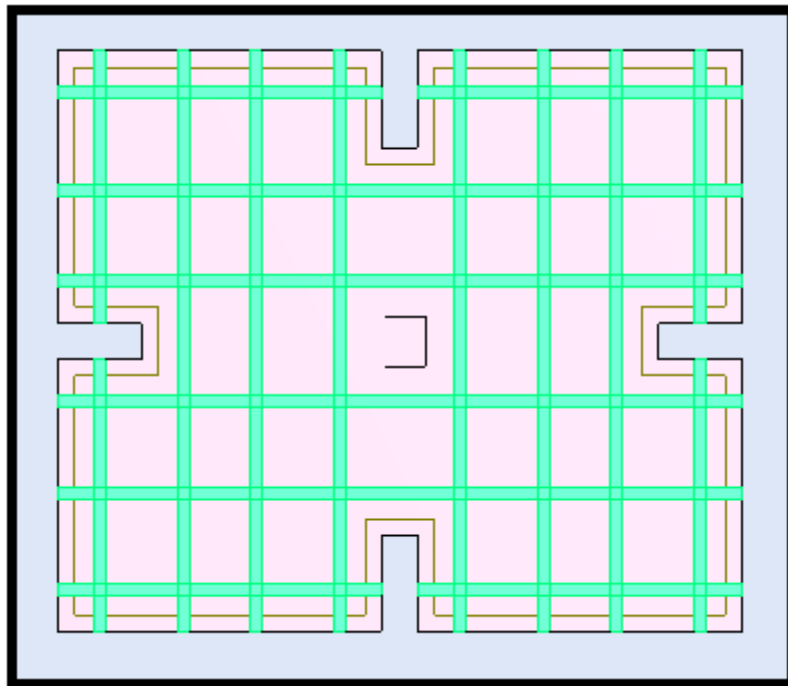


Figure VII- 3: Vue en plan du radier.

VII .3.3.5 Pré dimensionnement du radier :

A. Formules Empiriques :

Un radier peut être considéré comme rigide si, en première approximation l'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- Pour les nervures, de hauteur h et de portée l₁ entre axes des poteaux :

$$h \geq \frac{l_1}{10} \Rightarrow h \geq \frac{5,00}{10} = 0,5 \text{ m}$$

on opte h=0,60 m

Pour la dalle, d'épaisseur h₀ et de portée l₂ entre axes des nervures :

$$h \geq \frac{l_1}{10} \Rightarrow h \geq \frac{5,00}{10} = 0,5\text{m}$$

on opte $h=0,80\text{ m}$

L'épaisseur h_0 doit en outre être telle que la résistance à l'effort tranchant puisse être assurée sans qu'on ait besoin d'armatures transversales pour reprendre cet effort. Dans le cas d'un radier rigide, le calcul est généralement mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. En toute section, le moment de flexion et l'effort tranchant sont déterminés à partir des charges et des réactions appliquées d'un même côté de cette section.

B. Condition de raideur (Rigidité) :

Pour un radier rigide, on doit vérifier :

$$\begin{cases} L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \end{cases}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique).

b : largeur du radier.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e \geq \frac{2 \times 5,0}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3,18\text{ m}$$

Avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ $L_{\max} = 5\text{ m}$, $E = 3,21 \times 10^7\text{ KN/m}^2$, $K = 30000\text{ KN/m}^3$

D'où:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 30000 \times 5^4}{3,21 \times 10^7 \times \pi^4}} = 0,66\text{m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 0,70\text{ m}$.

C. Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur $b=1\text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{cj}$$
$$\bar{\tau} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ M P a}$$
$$T_{\max} = \frac{N_{\max}}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

D'où :

N : L'effort normal maximal revenant au radier.

S : La surface totale du radier

L_{\max} : est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{98781,24 \times 10^{-3}}{617,93} \times \frac{4,5}{2}$$

$$T_{\max} = 0,36 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}} = \frac{0,36}{1 \times 1,25} = 0,29 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h \geq 0,29 \Rightarrow h \geq \frac{0,29}{0,9} = 0,32 \text{ m}$$

On opte $h=40 \text{ cm}$.

VII .3.3.6 Choix final de dimensions du radier :

Afin de répondre aux trois conditions (A, B, C) citées auparavant nous avons adopté pour les dimensions du radier :

- ♦ Hauteur de la nervure $h = 90 \text{ cm}$.
- ♦ Hauteur de la table du radier $h_0 = 70 \text{ cm}$.
- ♦ Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

VII .3.3.7 Vérification du radier :

VII .3.3.7.1 Vérification de l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire justifier la stabilité du bâtiment vis-à-vis du soulèvement sous l'effet de la sous-pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($z = 3,5\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 717,98\text{m}^2$)

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile}} + G_{\text{AMORCEPOTEAU}} + G_{\text{REMBLAI}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

$$\mathbf{W = 118376,265\text{KN}}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 1,5 \times 10 \times 3,5 \times 655,03 = 34388,8125 \text{ KN}$$

$\alpha \gamma Z S_r = 34388,8125 \text{ KN} < 118376,265 \text{ KN}$. → La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VII .3.3.7.2 Vérification du poinçonnement :

Une vérification locale concernant le non-poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radié).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle, sous l'action des forces localisées, il ya lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

Pour vérifier le non-poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{P_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28}}$$

Avec ;

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

H : Épaisseur du radier.

Dans notre cas le poteau central le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$P_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$P_u = 1677,89\text{KN} = 1,68\text{MN}$$

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a, b: Dimensions du poteau.

$$\mu_c = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,70) = 4,80\text{m}$$

Donc : $P_u = 1,68\text{MN} < 0,045 \times 4,80 \times 0,70 \times 25 = 3,78 \text{ MN}$Condition Vérifié.

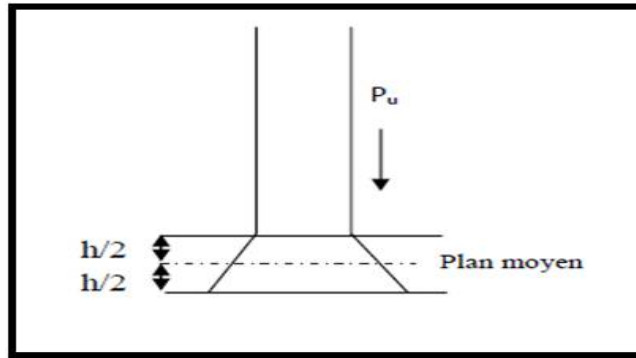


Figure VII- 4:Schéma de transmission des charges sur le radier.

Le voile le plus sollicité est le voile V3, de longueur 5,50 m Il transmet une charge :

$$P_u = 2238,87 \text{KN} = 2,24 \text{MN}.$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$P_u / \text{ml} = 2,24 / 5,50 = 0,41 \text{ MN/ml}$$

$$\mu_c = 2 (L + b + 2 \text{ hr})$$

L, b: Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2 \times (5,50 + 0,20 + 2 \times 0,7) = 14,20 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28} = 0,045 \times 14,20 \times 0,70 \times 25 = 11,18 \text{MN}$$

$$P_u = 2,24 \text{ MN} < 11,18 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

VII .3.3.8 Vérification de la stabilité du radier :

VII .3.3.8.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible. Don,c il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N_T : effort normal du aux charges verticales.

$$N_T = N + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile}} + G_{\text{AMORCEPOTEAU}} + G_{\text{REMBLAI}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{dalle flottante}} = 157056,658 \text{KN}$$

N : effort normal maximal à la base de la structure a L'ELS.

VII .3.3.8.2 Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

- Accidentelles : $0.8G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

| Combinaisons | Effort normal N [KN] | Moment M _x [KN.m] | Moment M _y [KN.m] |
|-----------------|-------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 0,8G ± E | 122908,038 | 419181,15 | 647594,44 |

Tableau VII- 2: Efforts exercés à la base de bâtiment à l'E.L.A.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{419181,15}{122908,038} = 3,41\text{m} \leq \frac{B_x}{4} = \frac{28,5}{4} = 7,125\text{m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{647594,44}{122908,038} = 5,27\text{m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{24,10}{4} = 6,025\text{m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VII .3.3.8.3 Vérification des contraintes sous le radier:

Sous les combinaisons (**G+Q ± E**), on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times V_y + \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times V_y - \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M_x : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

M_y : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe y.

S : section du radier S_{rad} = 655,03m²

V_x ; V_y: L'axe neutre de radier.

I_x; I_y : Inertie du radier dans le sens X et Y respectivement.

Données:

$$I_x = 114633,2173 \text{ m}^4 \quad / \quad V_x = 14,25\text{m} / V_y = 12,05 \text{ m}$$

$$I_y = 161673,1427 \text{ m}^4$$

$$M_x = 743988,28 \text{ KN/m}^2 / M_y = 805067,39 \text{ KN/m}^2 / N = 113748,628 \text{ KN}$$

- $\sigma_1 = 307,31 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_2 = 39,99 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 240,49 \text{ KN/m}^2 < 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié.}$$

VII .3.3.9 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité.
- Le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur $h=70 \text{ cm}$.
- Le calcul du ferrailage du radier se fera en flexion simple.

VII .3.3.9 Résultats de la modélisation du radier :

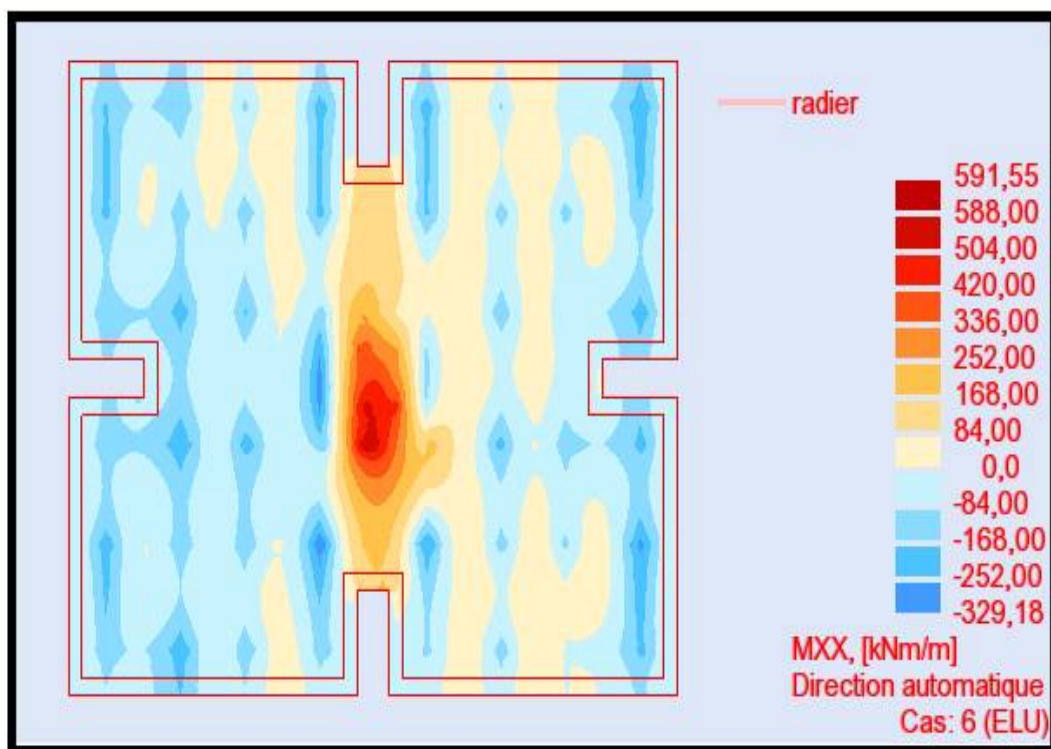


Figure VII- 5: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELU».

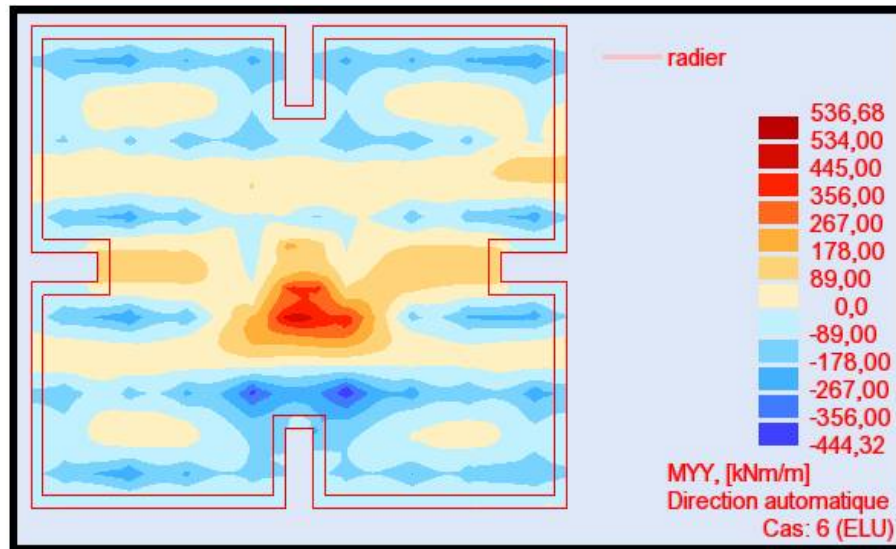


Figure VII- 6: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Myy «ELU».

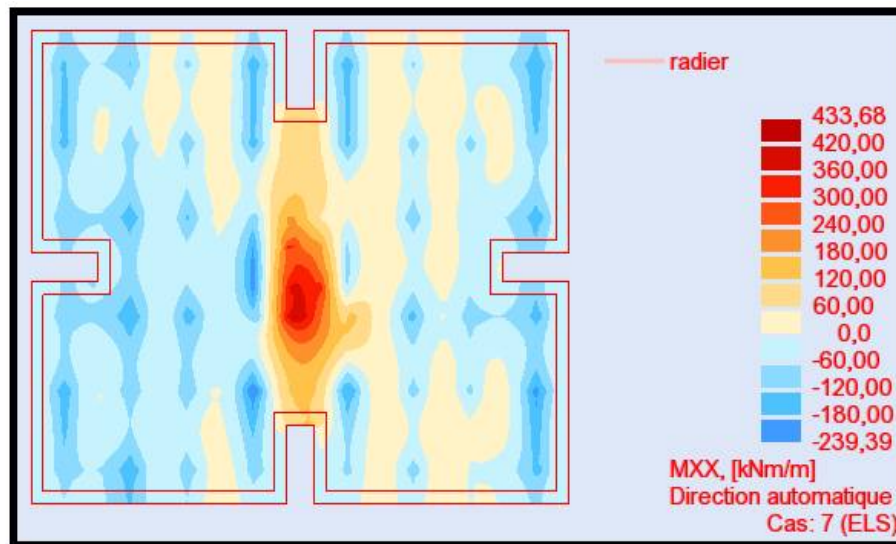


Figure VII- 7: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELS».

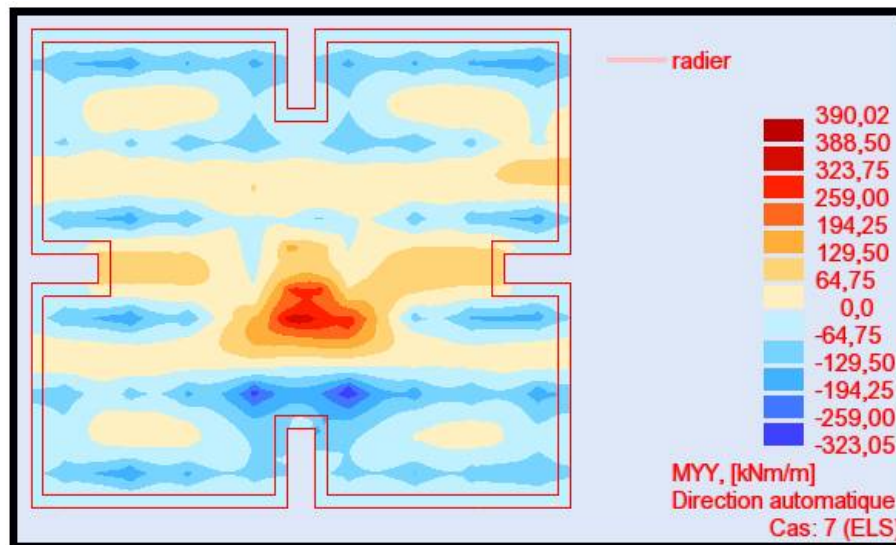


Figure VII- 8: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Myy «ELS».

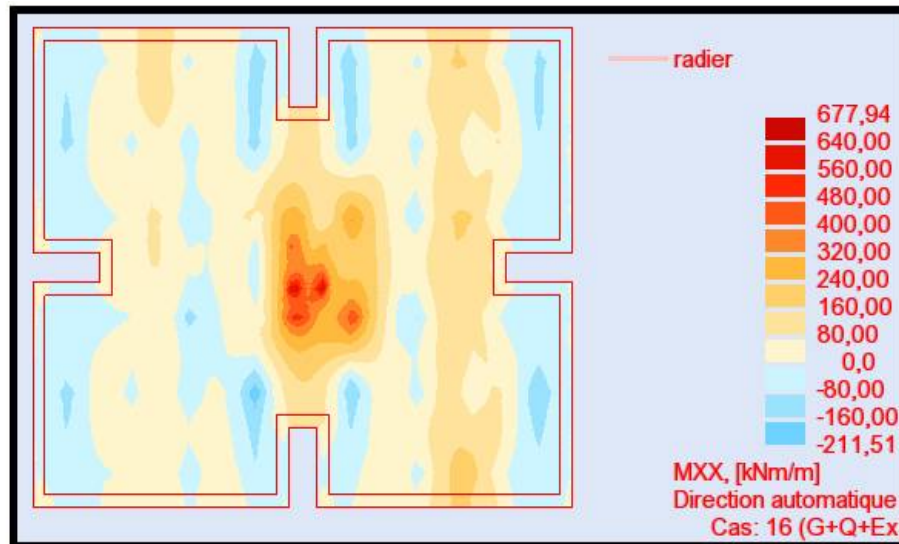


Figure VII- 9: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELA».

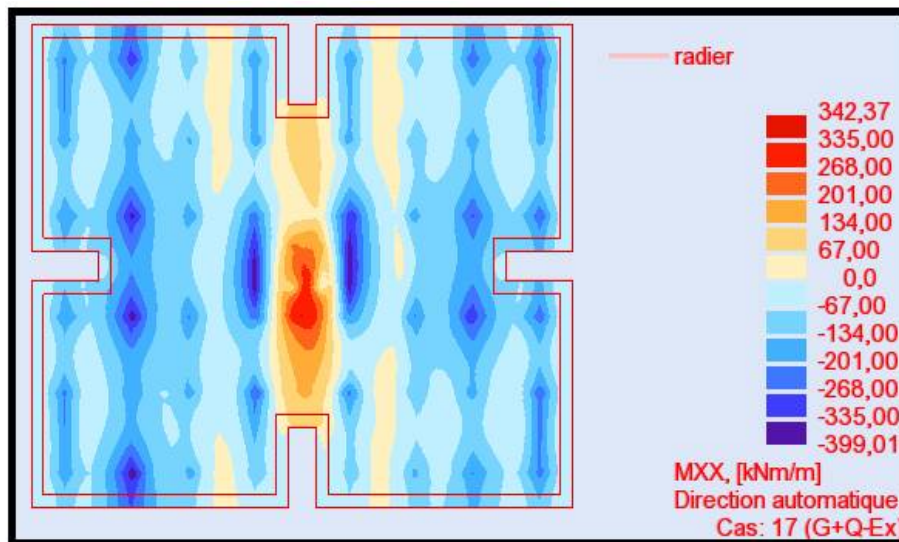


Figure VII- 10: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

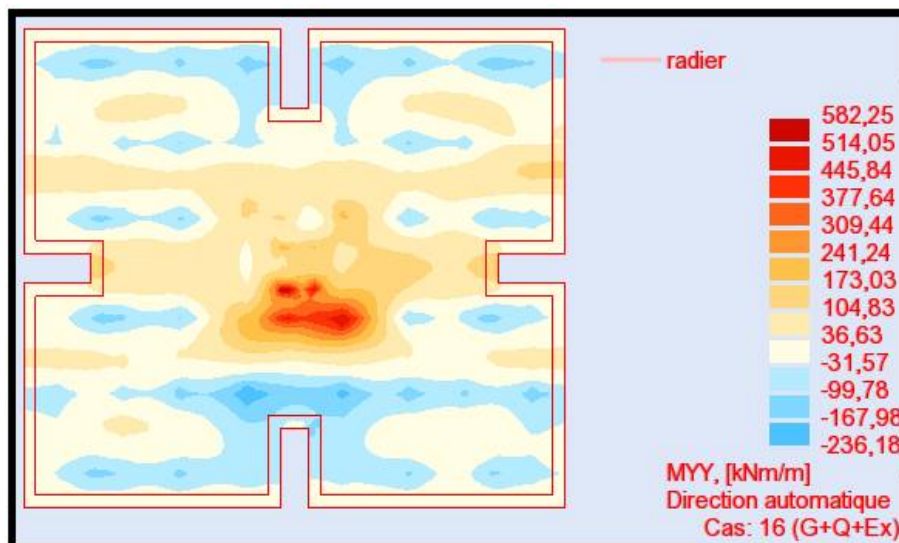


Figure VII- 11: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

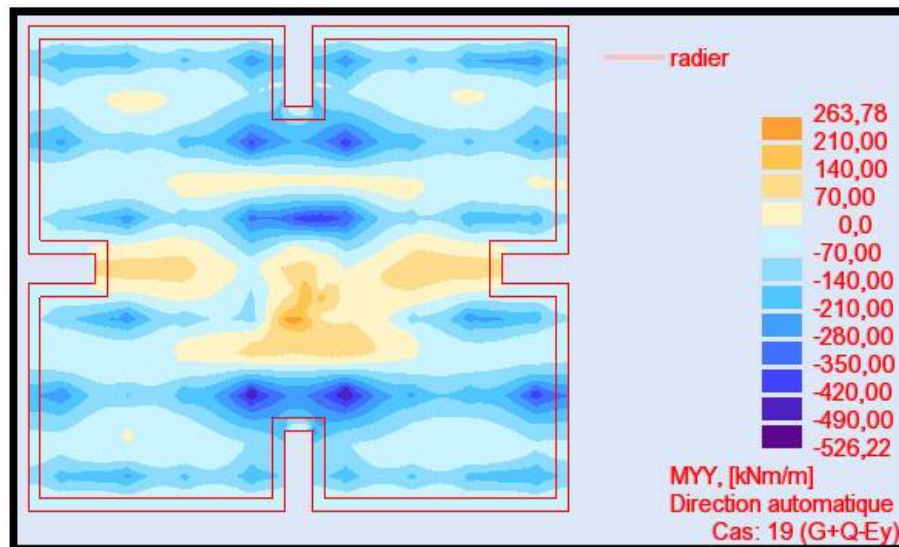


Figure VII- 12: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

VII .3.3.9.1 Calcul du ferrailage de la dalle :

VII .3.3.9.1.1 Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est se fait sur une bande de **1 ml**. On prend le moment maximal des combinaisons du BAEL et RPA que l'on a déjà citées.

Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 21.74 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

A. En travées :

- Ferrailage suivant Lx :

$$M_{tx} = 677,94 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{t,x}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{677,94 \times 10^3}{21,74 \times 1,00 \times (0,65)^2} = 0,074 \rightarrow \mu = 0,074 < \mu_{AB} = 0,372 \rightarrow \text{Donc les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{677,94 \times 10^3}{500 \times 0,962 \times 65} = 21,69 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- **Condition de non fragilité :** D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - l_x/l_y}{2} b \cdot h_0 = 0,0006 \frac{3 - (25,5 / 24,10)}{2} \times 100 \times 60 = 3,22 \text{cm}^2.$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 70 = 4,20 \text{cm}^2.$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 70; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte $\rightarrow S_t = 15\text{cm}$

- **Choix des armatures :** $A_{st} = 7\text{HA}20 = 21,99 \text{cm}^2/\text{ml}$

Les tableaux suivants résument le calcul du ferrailage du panneau le plus sollicité :

| sens | M_t (KN.m) | b (cm) | d (cm ²) | μ | α | β | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{rad} (cm ²) |
|------|-----------------|-----------|-------------------------|-------|----------|---------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| x-x | 677,91 | 100 | 65 | 0,074 | 0,096 | 0,962 | 21,69 | 3,22 | 7T20 = 21,99 |
| y-y | 582,25 | 100 | 65 | 0,063 | 0,082 | 0,97 | 18,52 | 4,20 | 6T20 = 18,85 |

Tableau VII- 3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée.

| Sens | M_a (KN.m) | b (cm) | d (cm ²) | μ | α | β | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{rad} (cm ²) |
|------|-----------------|-----------|-------------------------|-------|----------|------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| x-x | 342,37 | 100 | 65 | 0,037 | 0,048 | $\frac{0,98}{1}$ | 10,74 | 3,22 | 7T14= 10,78 |
| y-y | 263,78 | 100 | 65 | 0,029 | 0,036 | 0,99 | 8,24 | 4,20 | 6T14=9,24 |

Tableau VII- 4: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui.

- Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable,

Données :

| | | M_{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | A_s (cm ²) | A_s' (cm ²) |
|----------|------------|---------------------|-----------|-----------|-----------|------------|----|-----------------------------|------------------------------|
| Sens x-x | en travée | 433,68 | 100 | 70 | 65 | 5 | 15 | 21,99 | 0 |
| | Sur appuis | 239,39 | 100 | 70 | 65 | 5 | 15 | 10,78 | 0 |
| Sens y-y | en travée | 390,02 | 100 | 70 | 65 | 5 | 15 | 18,85 | 0 |
| | Sur appuis | 323,05 | 100 | 70 | 65 | 5 | 15 | 9,24 | 0 |

Tableau VII- 5: Donnés de vérification a l'ELS.

- État limite de compression de béton :

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|----------|------------|-----------|------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| Sens x-x | en travée | 17,67 | 922809,34 | 0,0470 | 8,30 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 12,97 | 510468,949 | 0,0469 | 6,08 | 15 | C-V |
| Sens y-y | Sur appuis | 16,55 | 814830,927 | 0,0479 | 7,92 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 12,11 | 446911,562 | 0,0723 | 8,75 | 15 | C-V |

Tableau VII- 6: Vérification d'état limite de compression de béton.

- État limite d'ouverture de fissures :

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|----------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|---|---|---------------------|
| Sens x-x | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 333,64 | 200 | C-N-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 365,99 | 200 | C-N-V |
| Sens y-y | Sur appuis | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 347,84 | 200 | C-N-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 573,49 | 200 | C-N-V |

Tableau VII- 7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire:**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont pas justifiées à l'ELS, la solution est d'augmenter les sections d'armatures :

Sens x-x:

- en travée : 8HA25
- Sur appuis : 8HA20

Sens y-y :

- en travée : 8HA25
- Sur appuis : 8HA25

Les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm³) | σ_{bc} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | vérification |
|----------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|---|---|---------------------|
| Sens x-x | en travée | 22,40 | 1443631,83 | 0,0300 | 6,73 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 17,67 | 922809,34 | 0,0259 | 4,58 | 15 | C-V |
| Sens y-y | Sur appuis | 22,40 | 1443631,83 | 0,0270 | 6,05 | 15 | C-V |
| | Sur appuis | 21,24 | 1306364,26 | 0,0247 | 5,25 | 15 | C-V |

Tableau VII- 8: vérification de l'état limite de compression du béton.

| | | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{st} (MPA) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | vérification |
|----------|------------|-----------|------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| Sens x-x | en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 191,95 | 200 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 184,17 | 200 | C-V |
| Sens y-y | Sur appuis | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 172,63 | 200 | C-V |
| | Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 162,32 | 200 | C-V |

Tableau VII- 9: Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

VII .3.3.9.1.2 Ferrailage transversal :

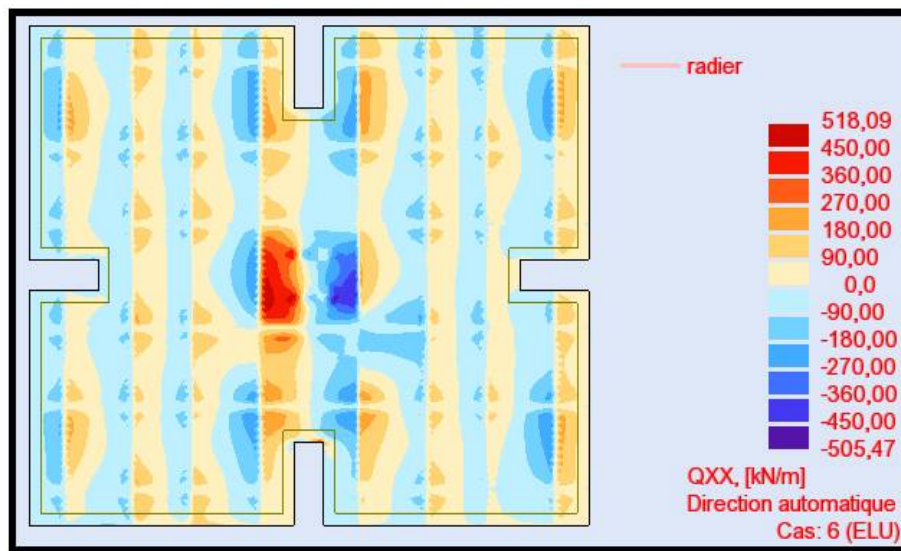


Figure VII- 13: Effort tranchant agissant sur le radier : T_{xx} «ELU».

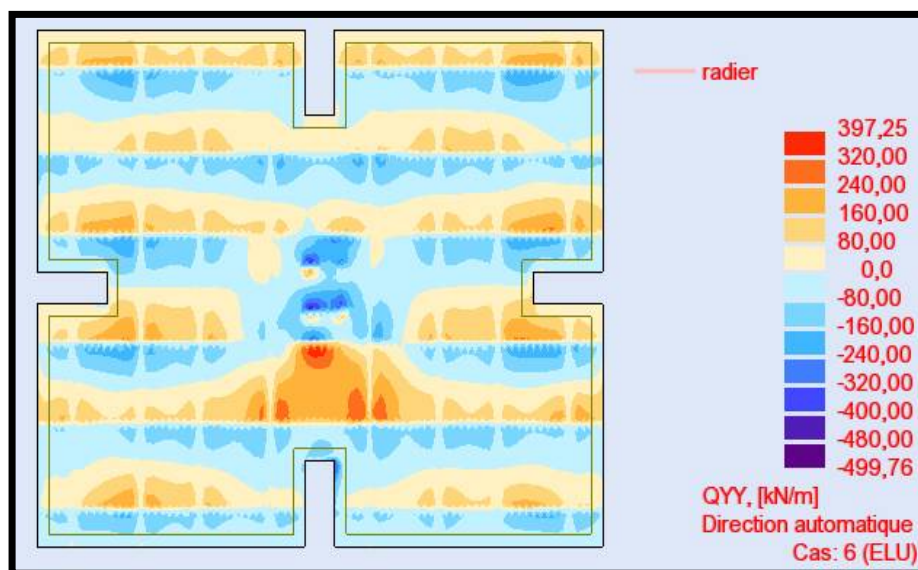


Figure VII- 14: Effort tranchant agissant sur le radier : T_{yy} «ELU».

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton : $\tau_u < 0,05 \times f_{c28}$

♦ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 518,09 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{518,09 \times 10^3}{(100 \times 65) \times 100} = 0,80 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition Vérifiée (pas d'armatures transversale).

Disposition des armatures :

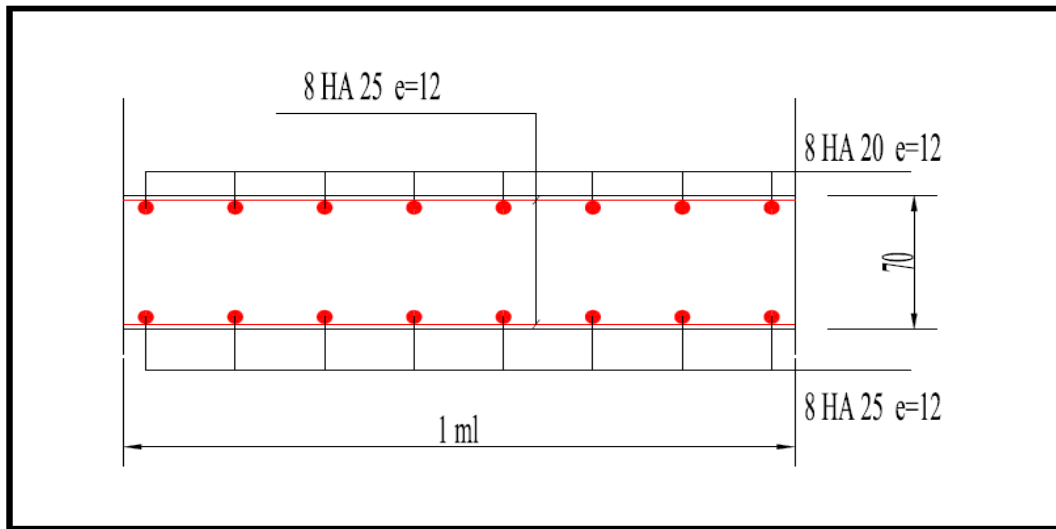


Figure VII- 15: Ferrailage de la dalle du radier (sens xx).

VII .3.3.9.2 Ferrailage de la nervure :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont tirées du modèle numérique du radier.

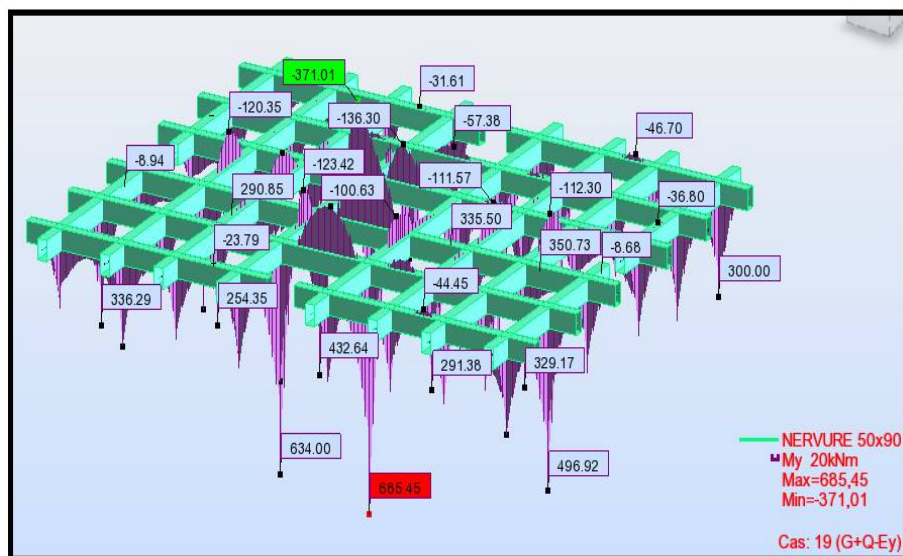


Figure VII- 16: Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA).

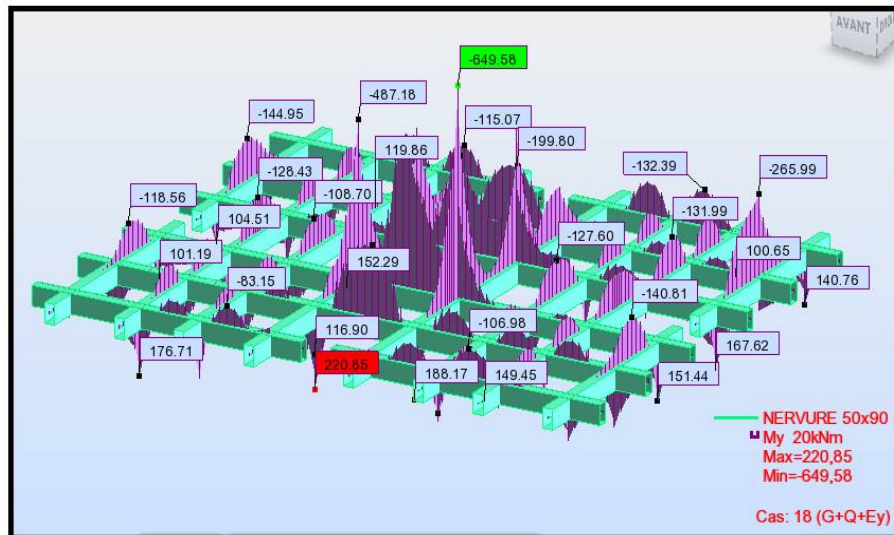


Figure VII- 17:Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA).

Le ferrailage des nervures se fait en flexion simple → Section rectangulaire (50×50) cm.

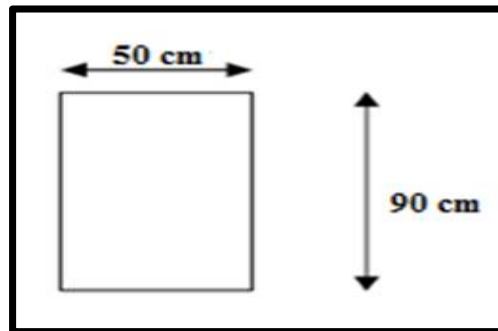


Figure VII- 18: Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui.

VII .3.3.9.2.1 Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des nervures se fera avec les sollicitations maximales en travée et en appui.

♦ Ferrailage sur appuis :

Le moment maximal en appuis $M_{amax} = 649,58 \text{KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{649,58 \times 10^{-3}}{14,20 \times 0,50 \times (0,85)^2} = 0,041 \rightarrow \mu = 0,041 < \mu_l = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,053 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

♦ **Détermination des armatures :** $A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{649,58 \times 10^3}{500 \times 0,979 \times 85} = 15,61 \text{ cm}^2$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{50 \times 90}{1000}, 0,23 \times 50 \times 85 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$A_{min} = \max(4,50; 4,11) = 4,50 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 50 \times 90 = 22,50 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A_{st} = 22,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 22,87 \text{ cm}^2$$

♦ **Ferraillage en travée :**

| M_t (KN.m) | b (cm) | d (cm) | μ | α | β | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{rpa} (cm ²) | A_{choisi} (cm ²) |
|-----------------|-----------|-----------|-------|----------|---------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 220,65 | 50 | 85 | 0,028 | 0,036 | 0,986 | 5,27 | 4,50 | 22,50 | 6HA20+2HA16 = 22,87 |

➤ **Vérification des contraintes a L'ELS :**

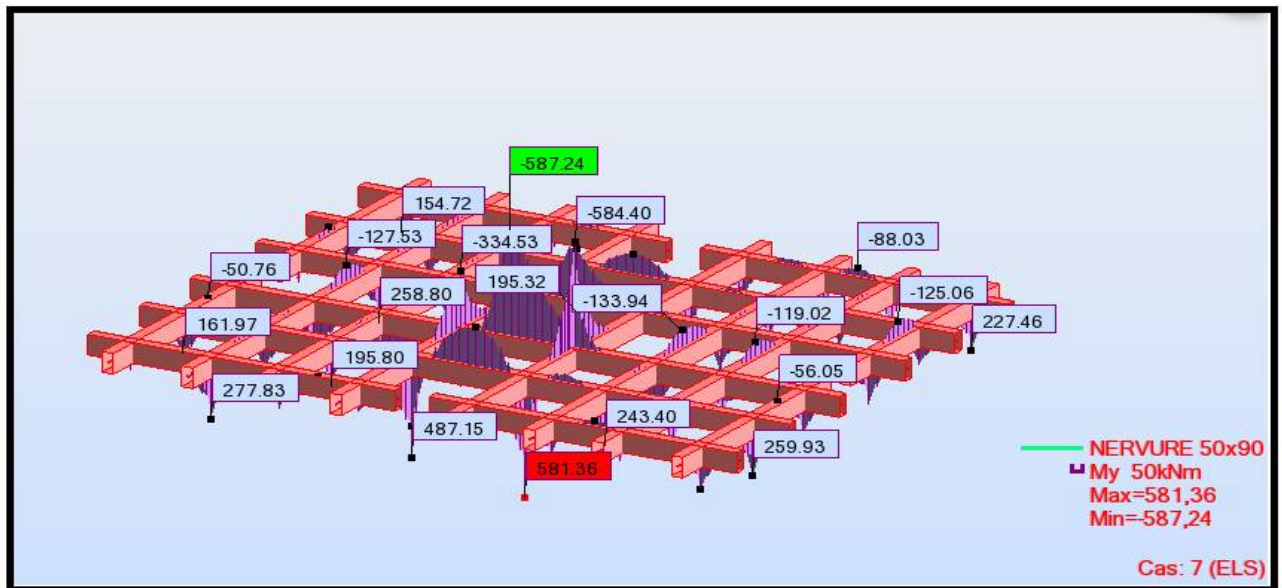


Figure VII- 19: Les diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELS).

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable on considère que le milieu est agressif.

♦ **Les données:**

| | M _{ser} (KN.m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | d' (cm) | n | As (cm ²) | As' (cm ²) |
|------------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|------------|----|--------------------------|---------------------------|
| en travée | 581,36 | 50 | 90 | 85 | 5 | 15 | 22,87 | 0 |
| Sur appuis | 587,24 | 50 | 90 | 85 | 5 | 15 | 22,87 | 0 |

Tableau VII- 10: les données de vérification à l'ELS.

♦ **Etat limite de compression de béton: (A.4.5.2 du BAEL)**

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ _{bc} (MPA) | σ̄ _{bc} (MPA) | vérification |
|------------|-----------|------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| en travée | 27,97 | 1480434,89 | 0,0393 | 10,99 | 15 | OK |
| Sur appuis | 27,97 | 1480434,89 | 0,0397 | 11,10 | 15 | OK |

Tableau VII- 11: vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **Etat limite d'ouverture de fissures: (A.4.5.3 du BAEL)**

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ _{st} (MPA) | σ̄ _{st} (MPA) | vérification |
|------------|-----------|------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 335,91 | 200 | NON OK |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 339,31 | 200 | NON OK |

Tableau VII- 12: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire:**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont justifiées à ELS alors on augmente les sections d'armatures :

En travée : 8HA25+2HA20

Sur appuis : 8HA25+2HA20

Les résultats de vérification sont aux tableaux suivants :

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | vérification |
|------------|-----------|------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| en travée | 36,48 | 2423977,41 | 0,0240 | 8,75 | 15 | OK |
| Sur appuis | 36,48 | 2423977,41 | 0,0242 | 8,84 | 15 | OK |

Tableau VII- 13: vérification d'état limite de compression de béton.

| | y (cm) | I (cm) | K (KN/cm ³) | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | vérification |
|------------|-----------|------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| en travée | 12,22 | 73788,6038 | 0,0506 | 174,54 | 200 | OK |
| Sur appuis | 14,54 | 102018,248 | 0,075 | 176,30 | 200 | OK |

Tableau VII- 14: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

VII .3.3.9.2.Vérification de l'effort tranchant :

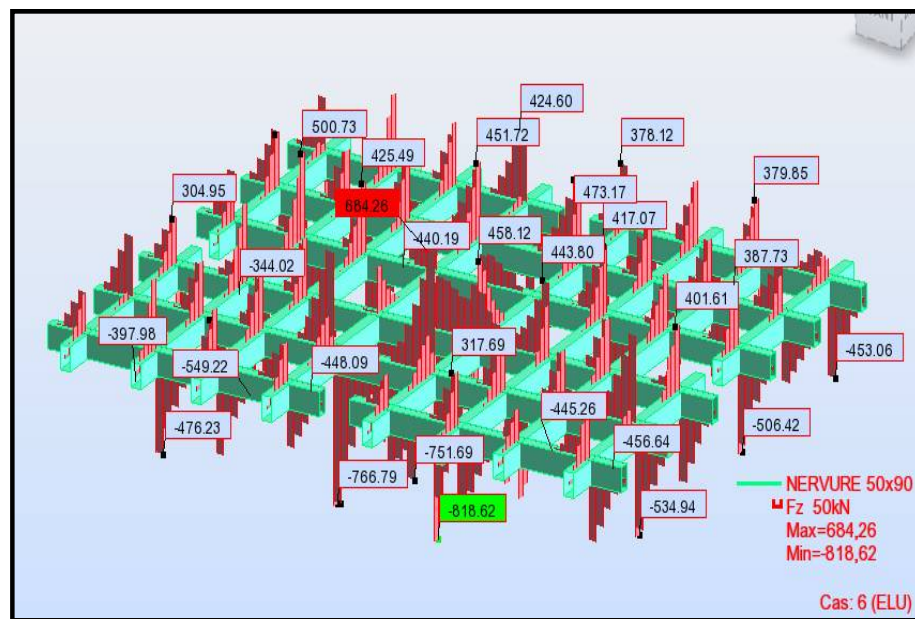


Figure VII- 20: Diagrammes des efforts tranchant agissants aux niveaux des nervures.

$$T_u^{\max} = 818,62 \text{ KN}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

- ♦ Armature droite :

$$\bar{\tau}_{\text{umax}} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,50\text{MPa}$$

- ♦ Armature à 45°

$$\bar{\tau}_{u\max} = \min\left(0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right) = 4,50\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{818,62 \times 10^3}{(50 \times 85) \times 100} = 1,93 \text{ MPa} \quad \tau_u = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{u\max} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

VII .3.3.9.2.3 Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{800}{35}; 20; \frac{500}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min(22,86; 20; 50)$$

$$\phi_{t,\max} \leq 20\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 6\phi_{10} = 4,71\text{cm}^2/\text{ml}$

- Espacement des armatures transversales (les cadres) :

Selon BAEL91mod99 :

$$S_{t_1,\max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1,\max} = \min(76,50; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1,\max} = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{4,71 \cdot 500}{0,4 \cdot 50} \leq 117,75\text{cm}$$

$$S_{t_2,\max} = 117,75\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij} \cdot K}{0,8f_c(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{4,71 \cdot 0,8 \cdot 500}{50 \cdot (1,73 - 0,3 \cdot 2,1)} = 34,25 \text{ cm}$$

$$S_{t_3, \max} = 34,25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(40; 117; 34,25) \Rightarrow S_t = 34,25 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(22,5; 24) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

VII .3.3.9.2.3 Armatures de peau : selon BAEL91 mod99. Article (4.5.34)

Des armatures dénommées «armatures de peau» sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 0,90} = 3,33 \text{ cm}^2 = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ paroi} \rightarrow \text{Soit donc : } A_p = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ paroi}$$

Disposition des armatures :

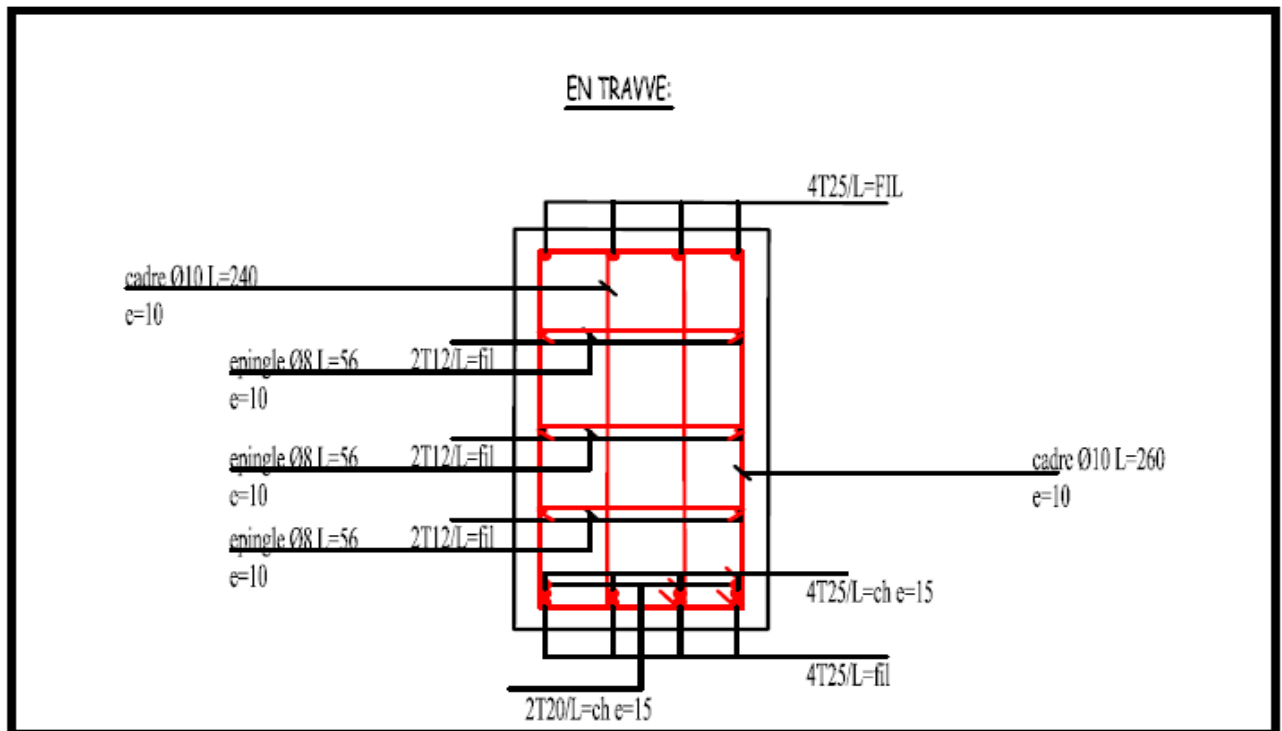


Figure VII- 21: Ferrailage de la nervure en travée.

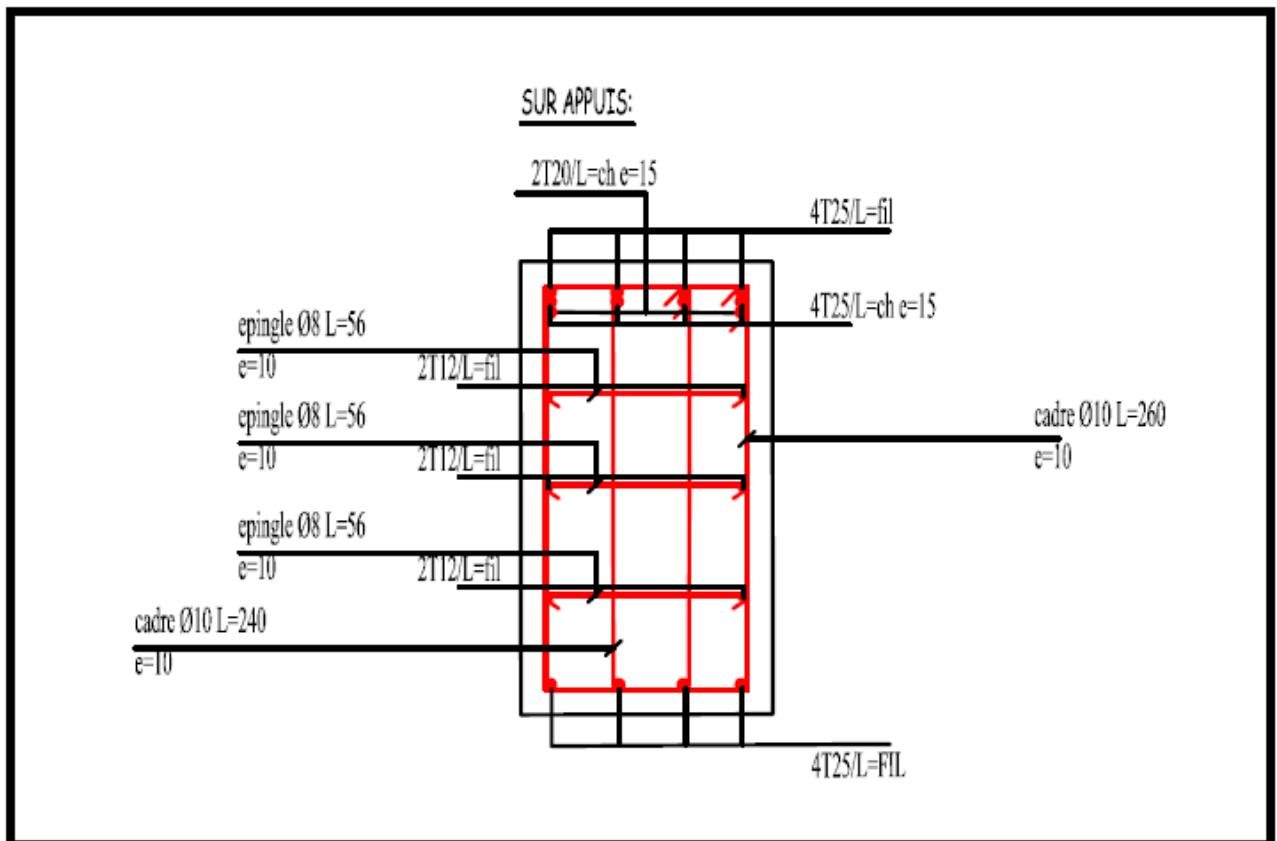


Figure VII- 22: Ferrailage de la nervure sur appuis.

Conclusion Générale

CONCLUSION :

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, **Auto desk Robot structural Analysis Professional 2014**, qui permet la modélisation de tous types de structure avec une grande précision.
- Une initiation au large domaine de la dynamique des structures et au calcul vibratoire. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière, nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

L'élaboration de ce mémoire nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis d'être initiés aux logiciels spécialisés en génie civil.

Bibliographie

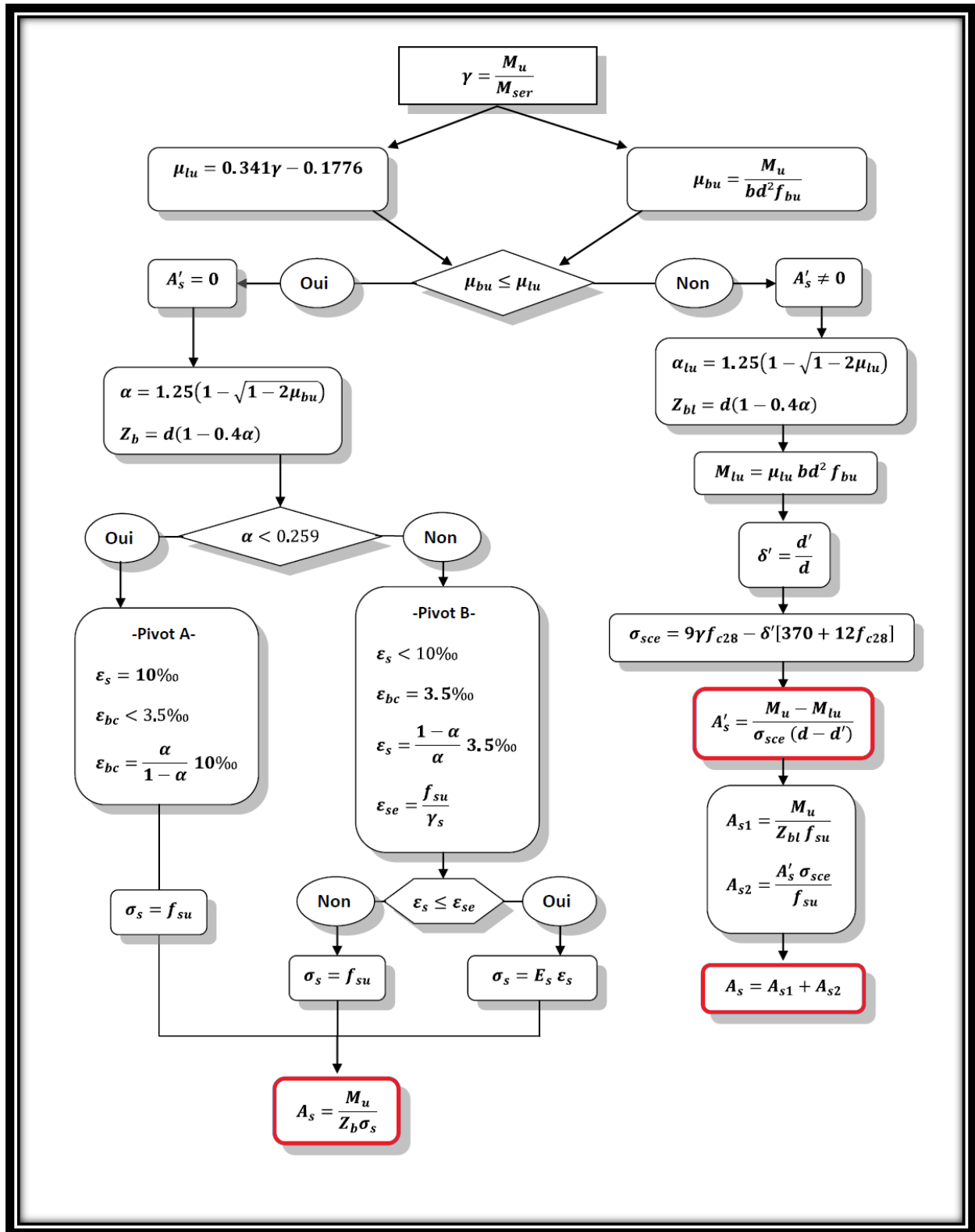
- Béton armé aux états limites BAEL 91: Ossatures et éléments
courants Jean Perchat.

- Charges permanentes et charges d'exploitation :
Document technique réglementaire DTR –BC.22.

-Cours de béton armé IUP GCI3 option OS Année 2004/05 :
Olivier Gagliardini UJF Grenoble.

- Mémoires des anciens étudiants.

Annexes



Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

Vérification à E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_c & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

$$b y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

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

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

non

E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \quad f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{oui} \quad M_u \leq M_0 \quad \text{non}$$

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire : $b \times h$

$$A_s ; A'_s$$

$$\bar{M}_u = M_u - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

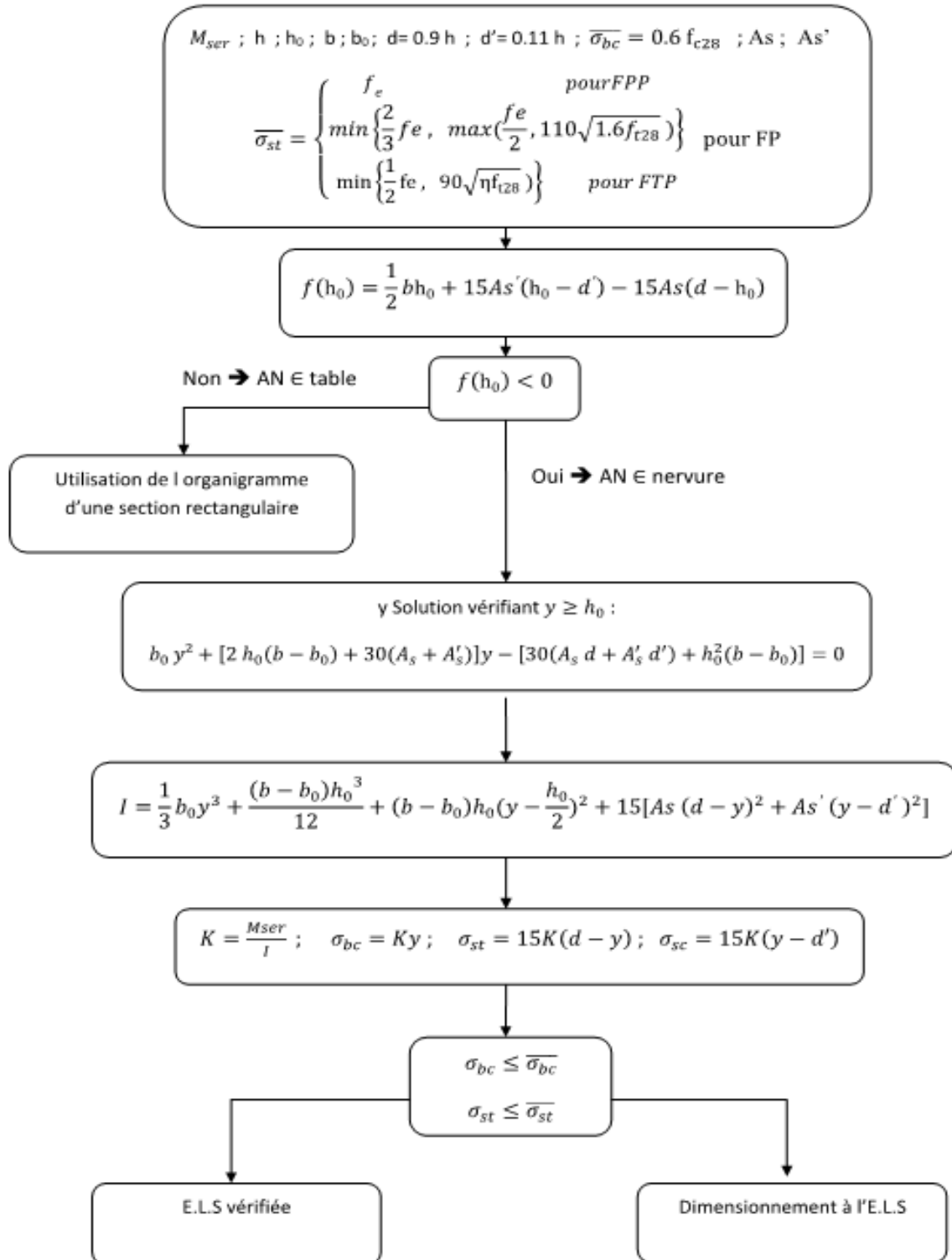
Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire $b_0, d ; \bar{M}_u$

$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

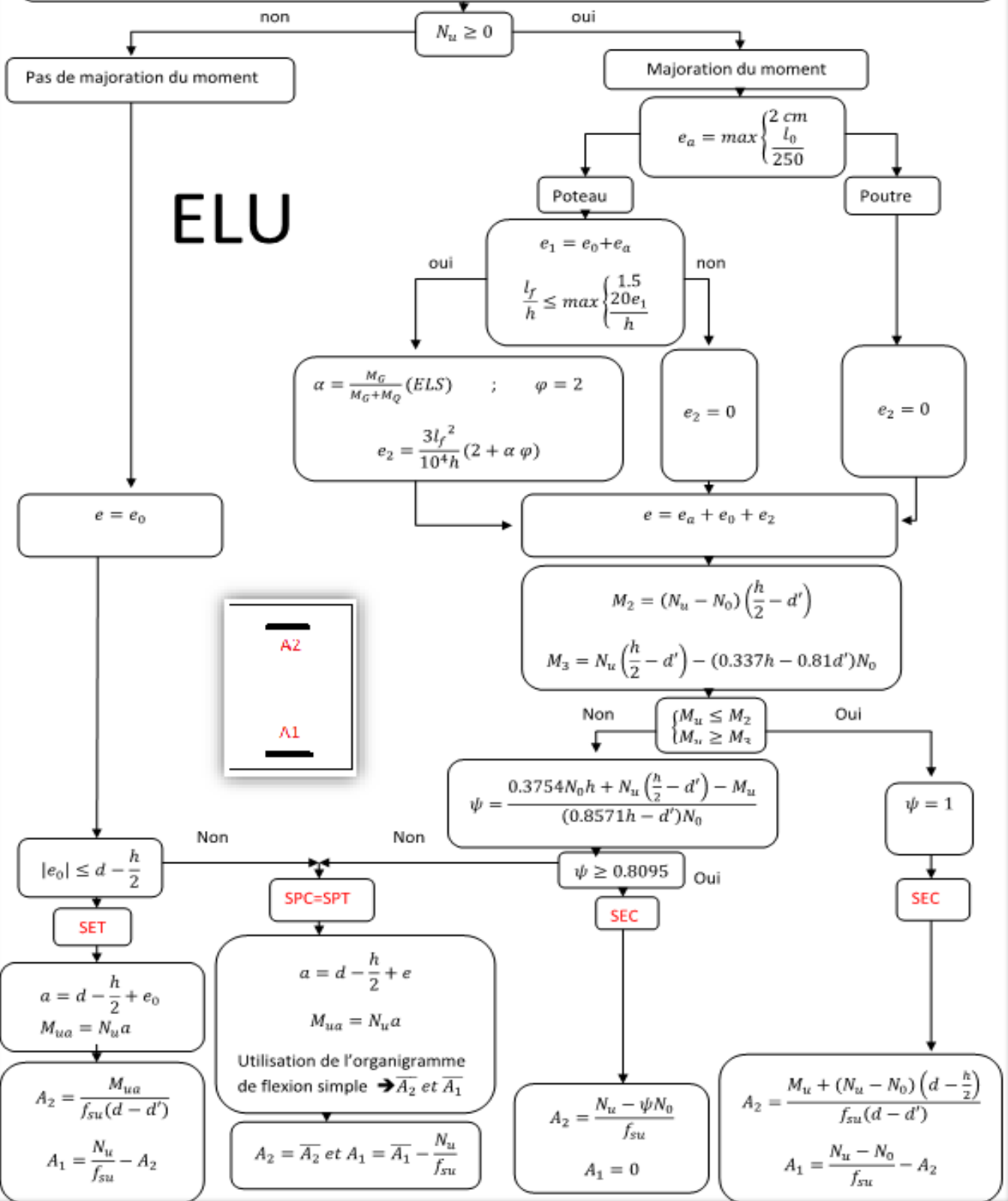
Vérification à E.L.S d'une section en T



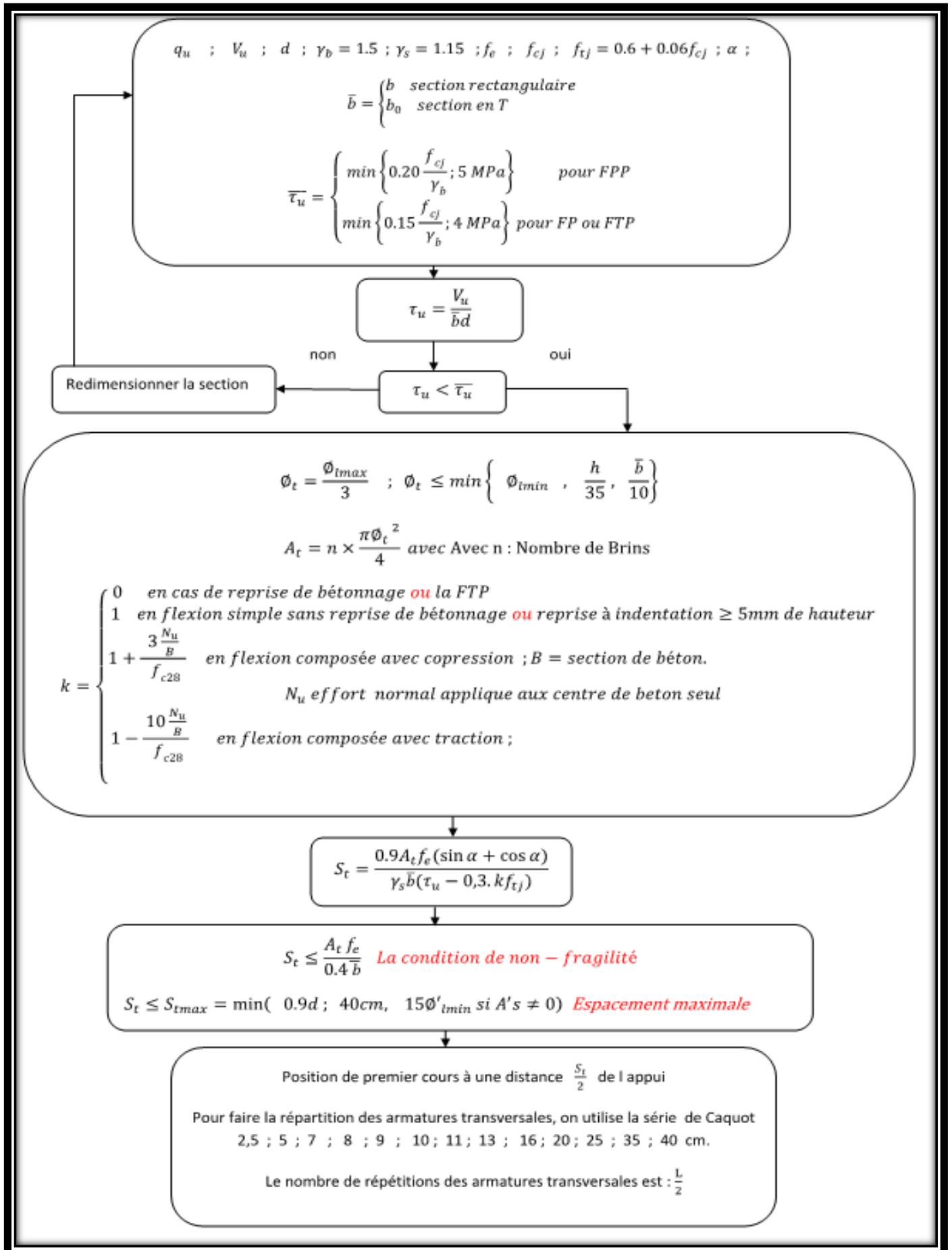
Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

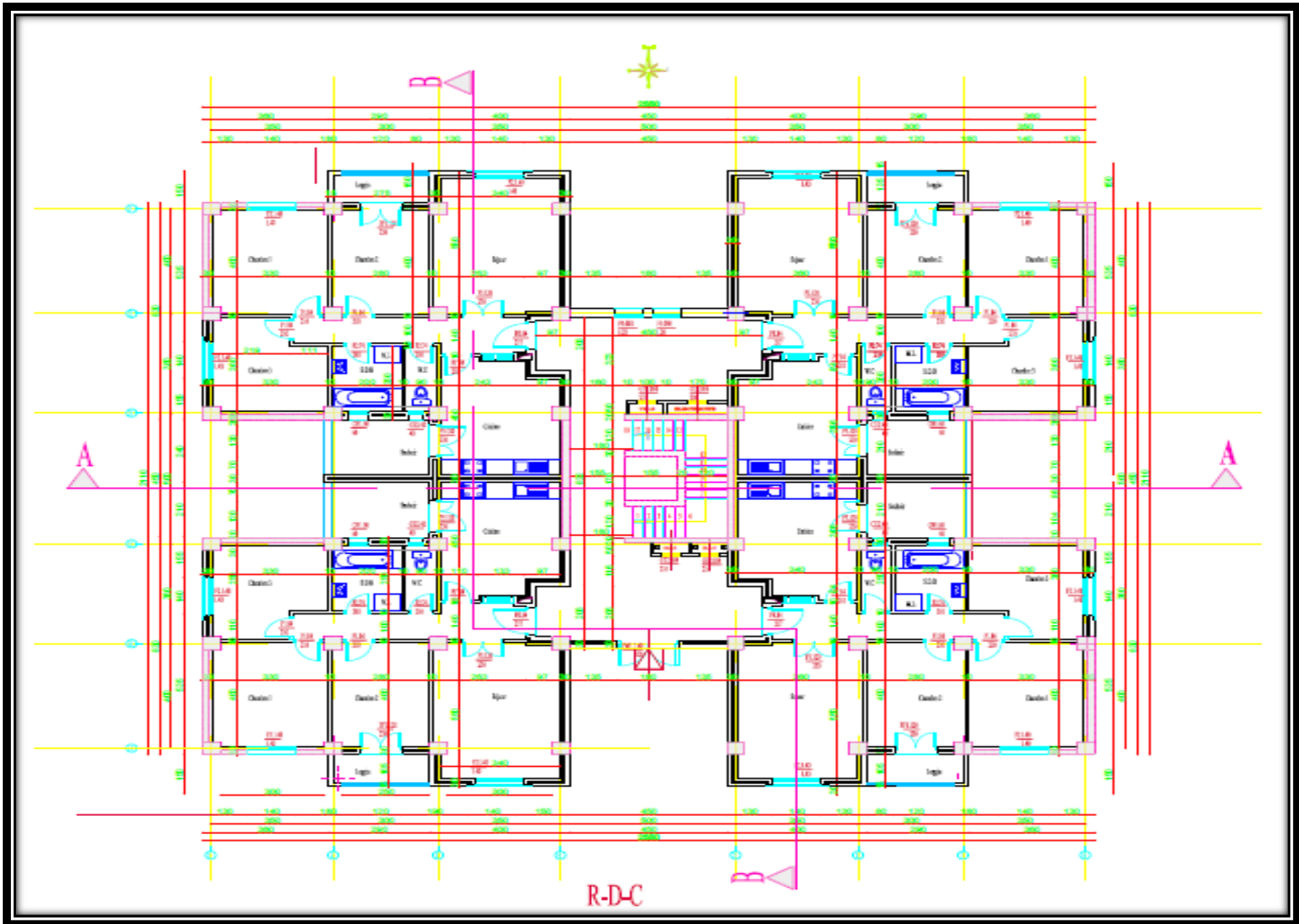
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



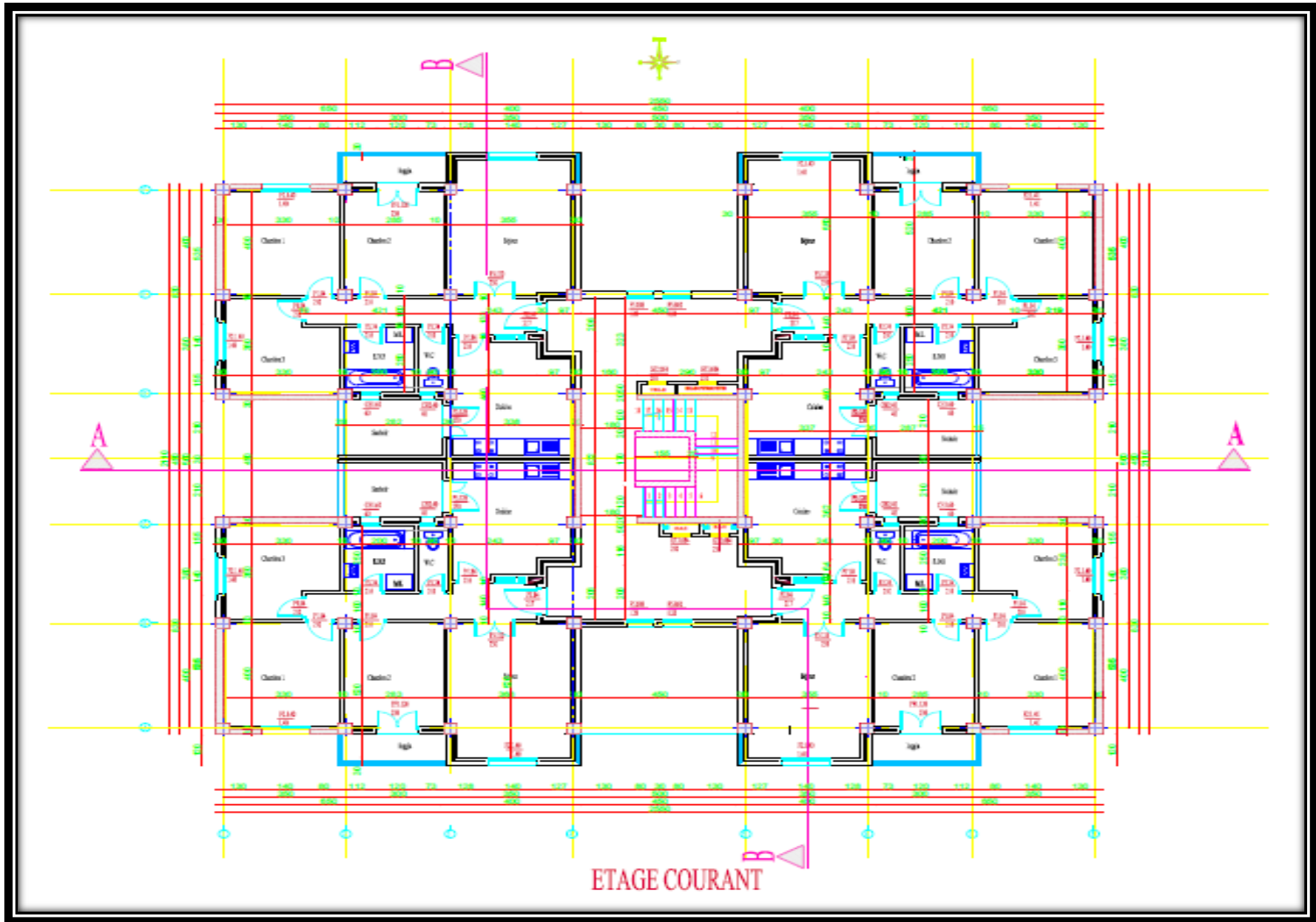
Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.



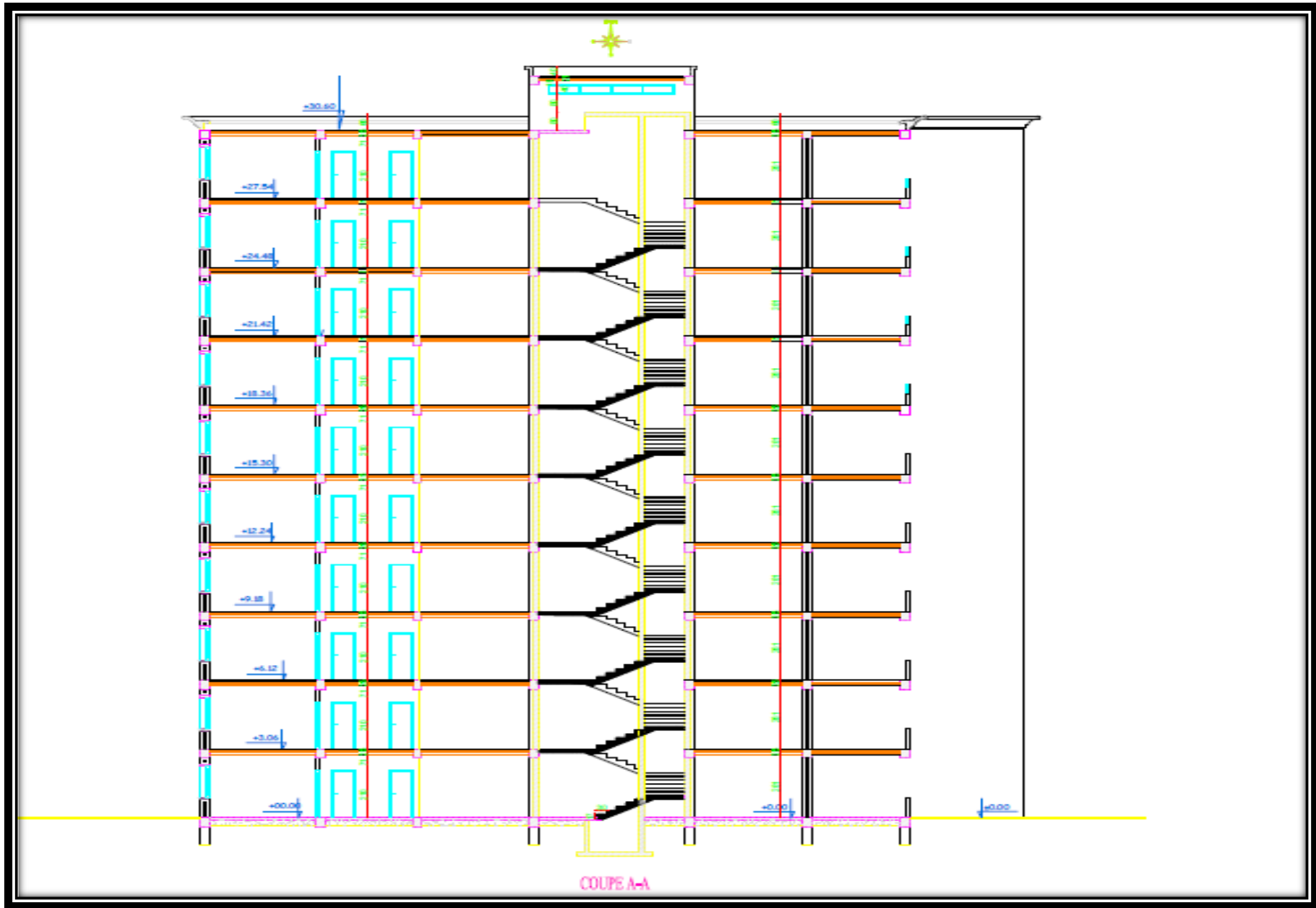
Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.



Annexe 7 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.



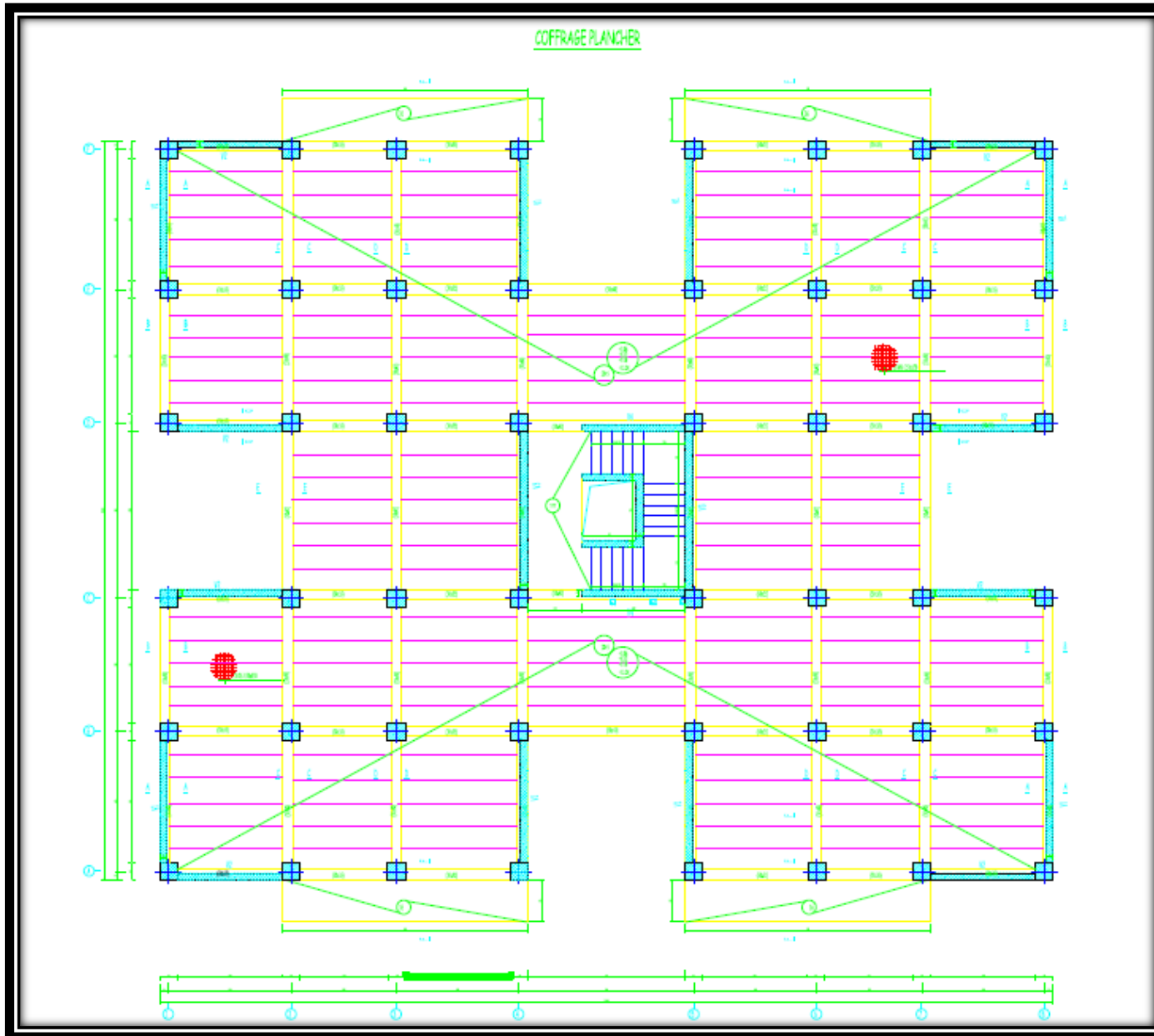
Annexe 8 : Plan d'architecture de l'Etages Courants.



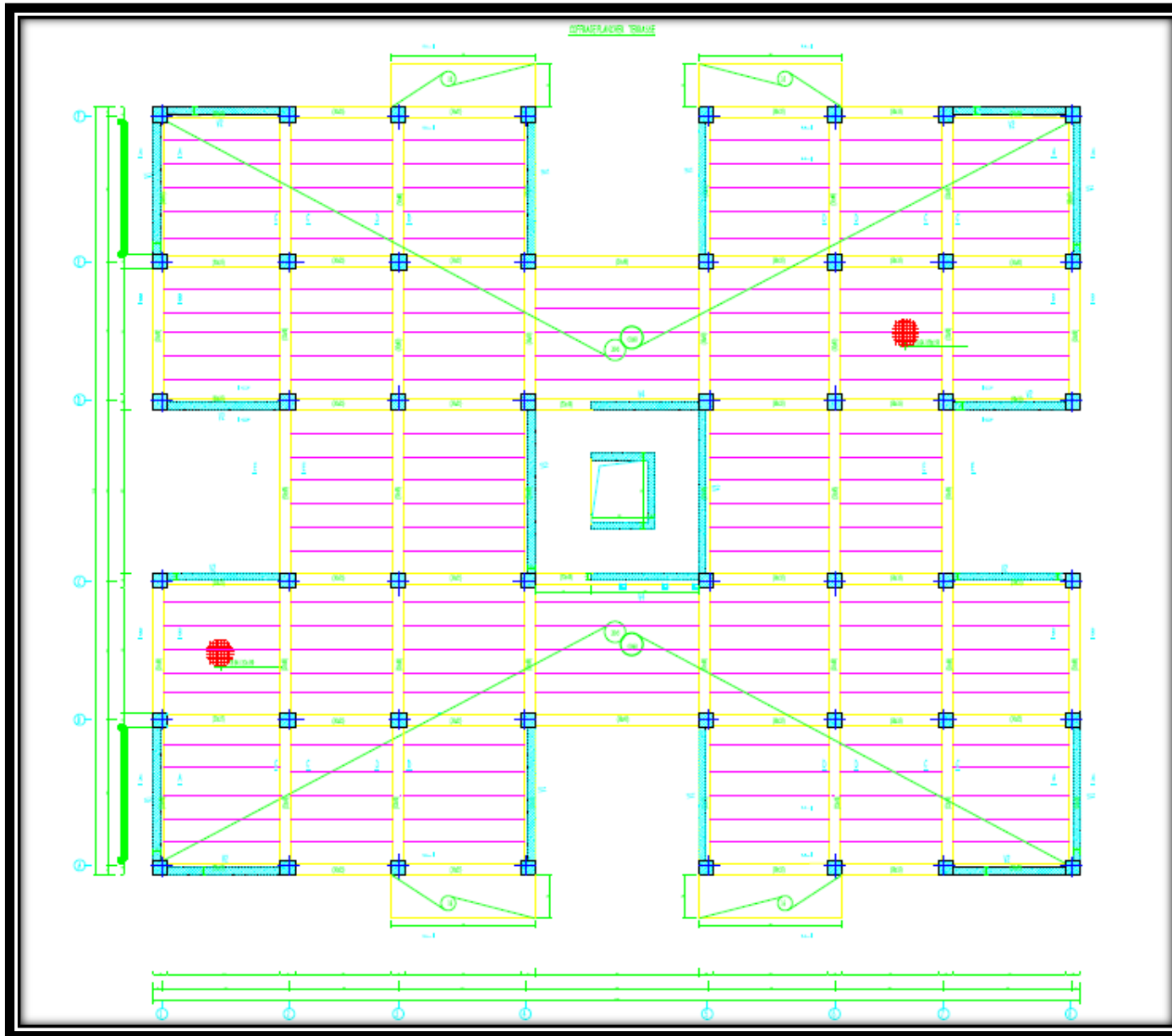
Annexe 9 : Coupe A-A du plan d'architecture.



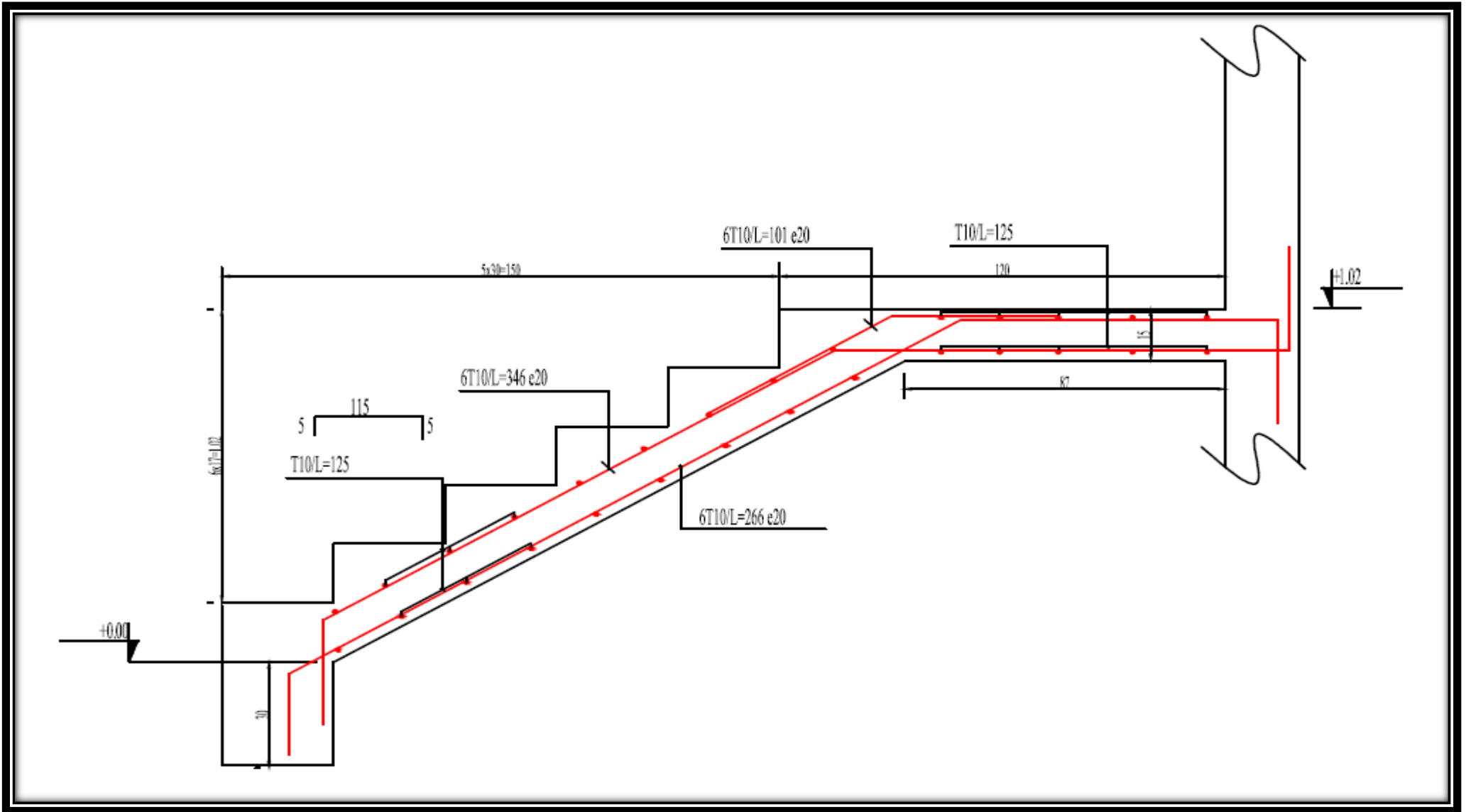
Annexe 10: Coupe B-B du plan d'architecture.



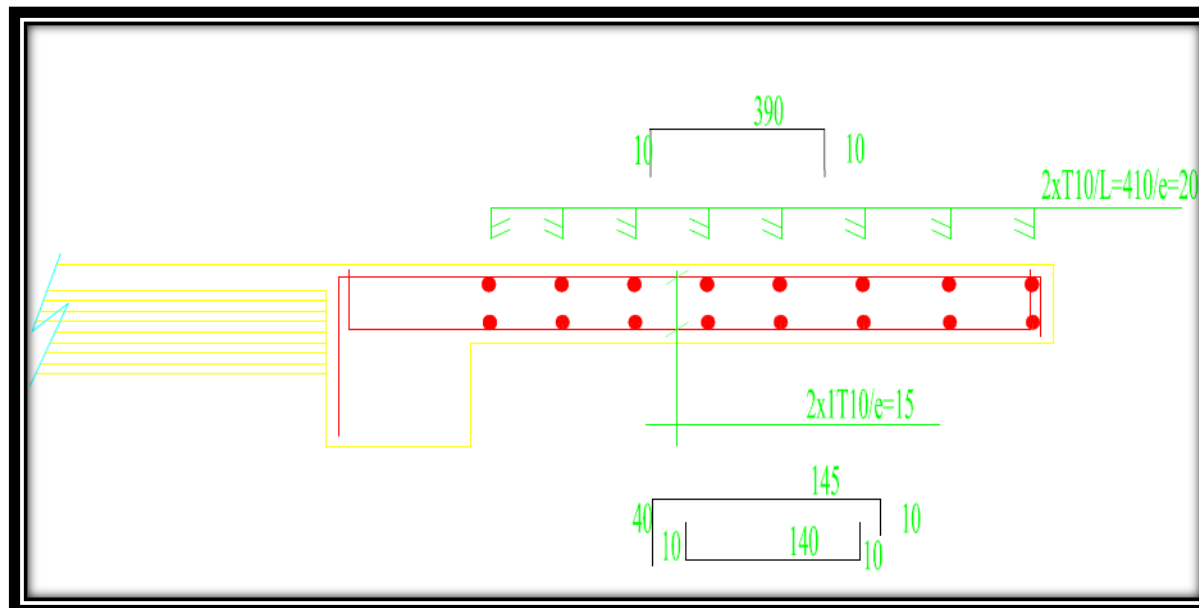
Annexe 11 : Plan de coffrage du plancher étage courant.



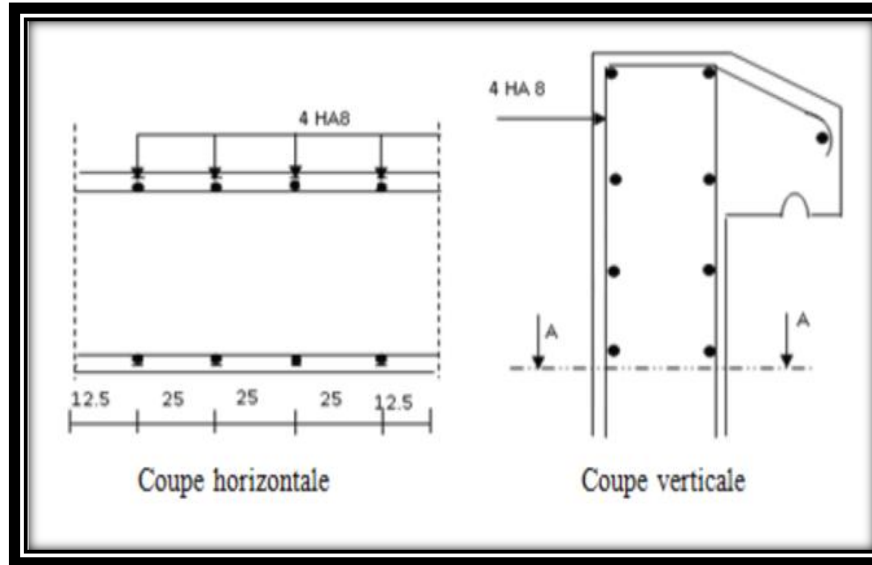
Annexe 12 :Plan de coffrage du plancher Terrasse.



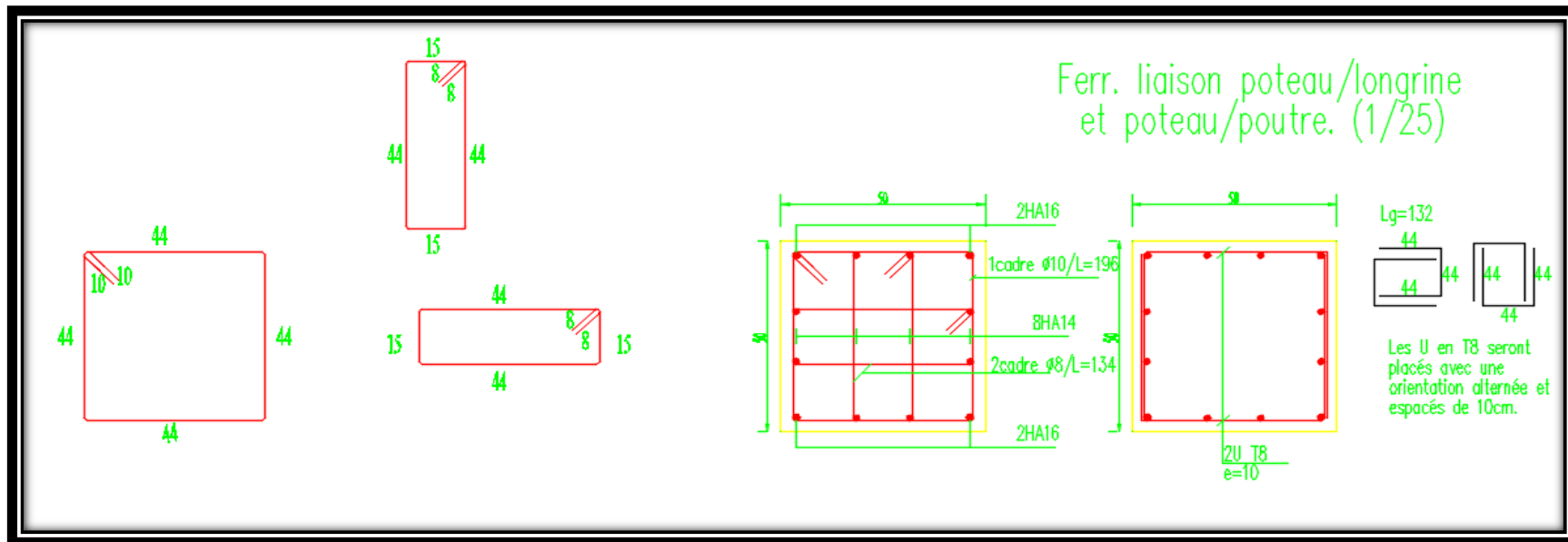
Annexe 13 : Plan de ferrailage de l'escalier (volée1).



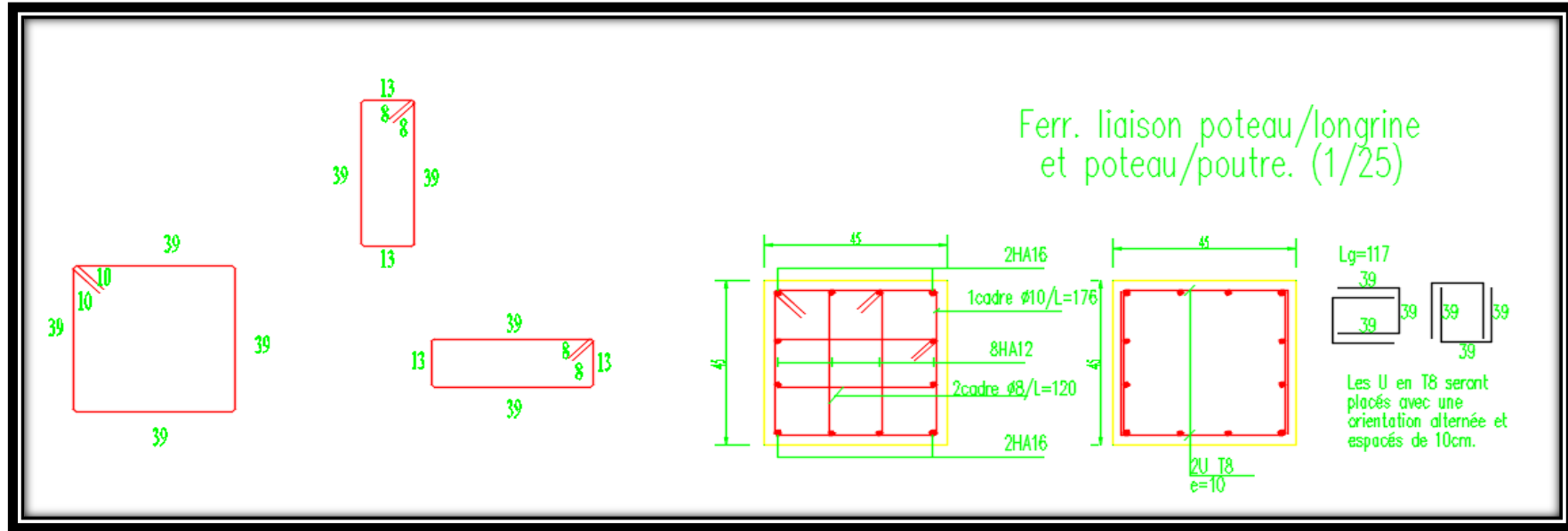
Annexe 14 : Plan de ferrailage des balcons.



Annexe 15 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

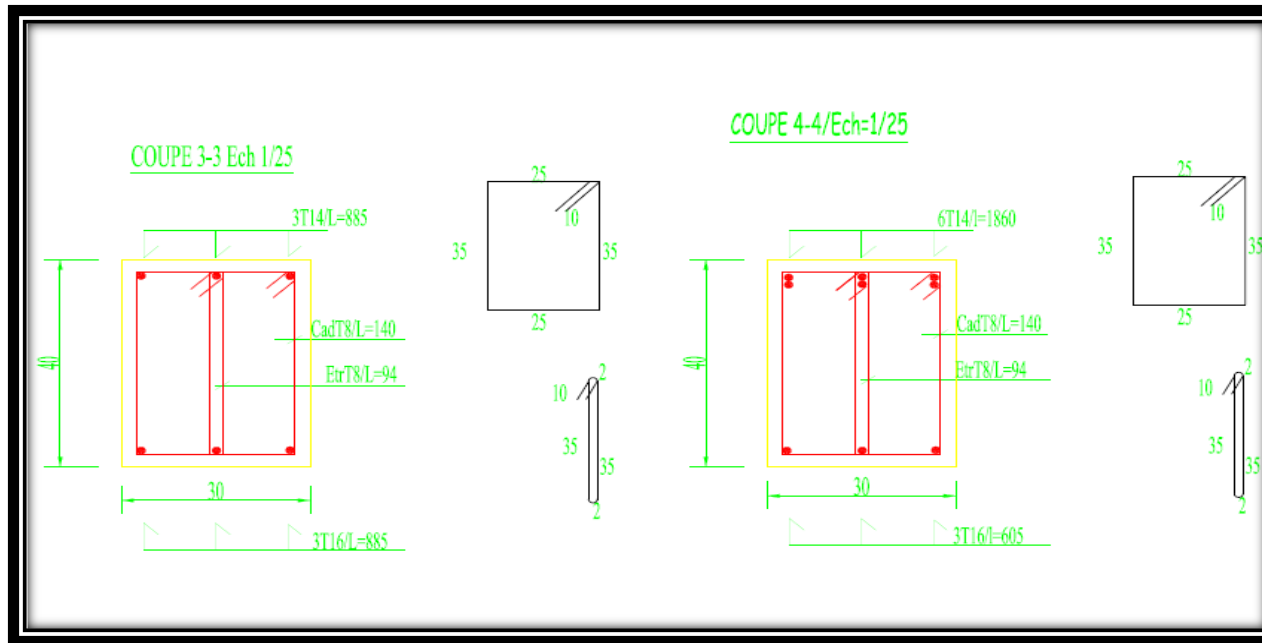


Annexe 16 : Ferrailage des poteaux : Coupe poteau(50x50)cm.

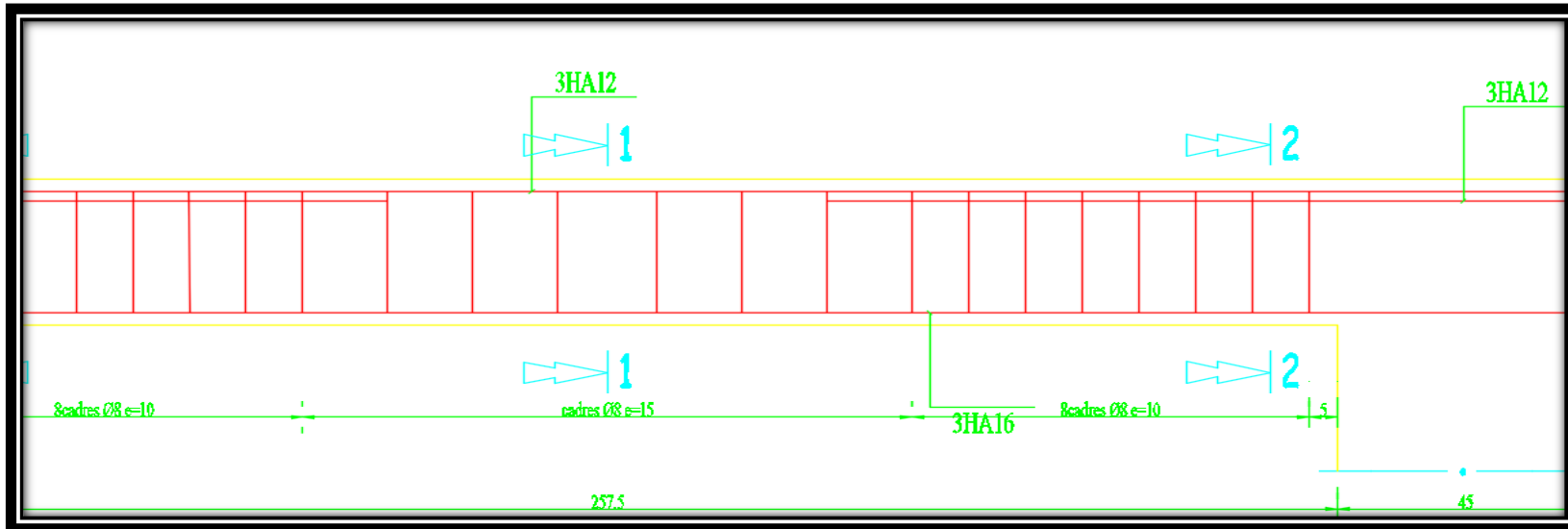


Annexe 17 : Ferrailage des poteaux : Coupe poteau (45x45)cm.

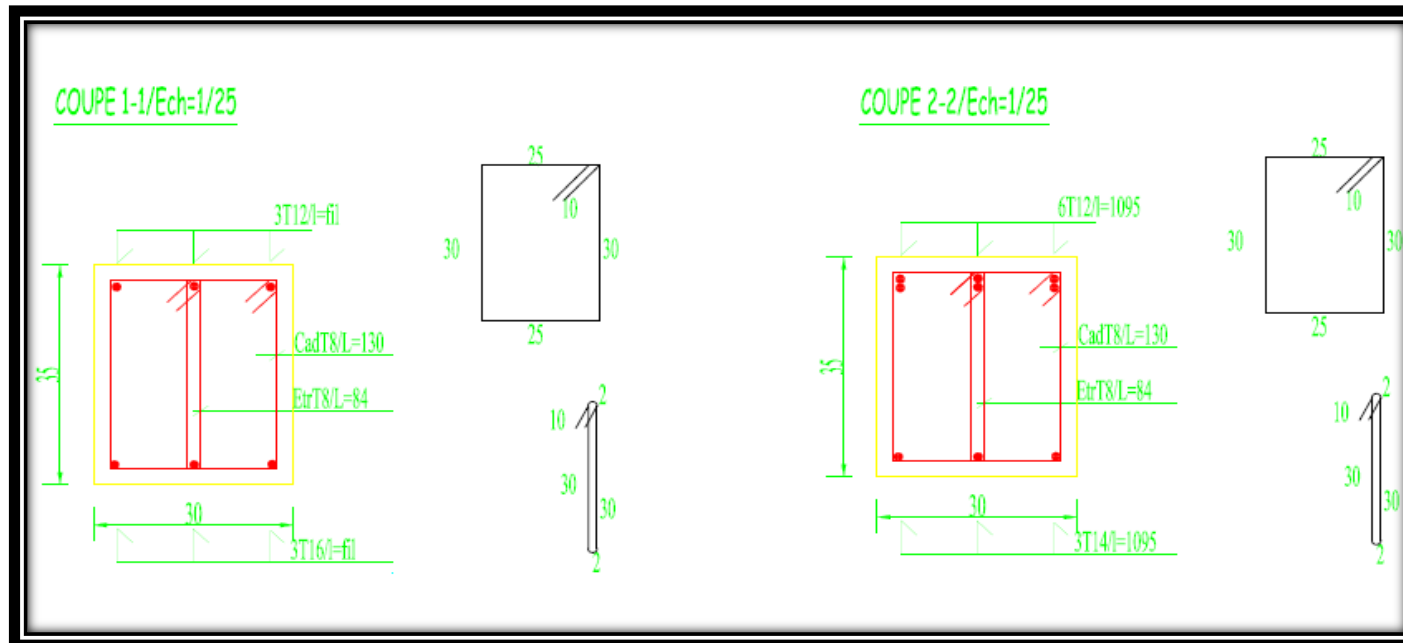
Annexe 19 : Plan de ferrailage de la poutre principale (30×40)cm.



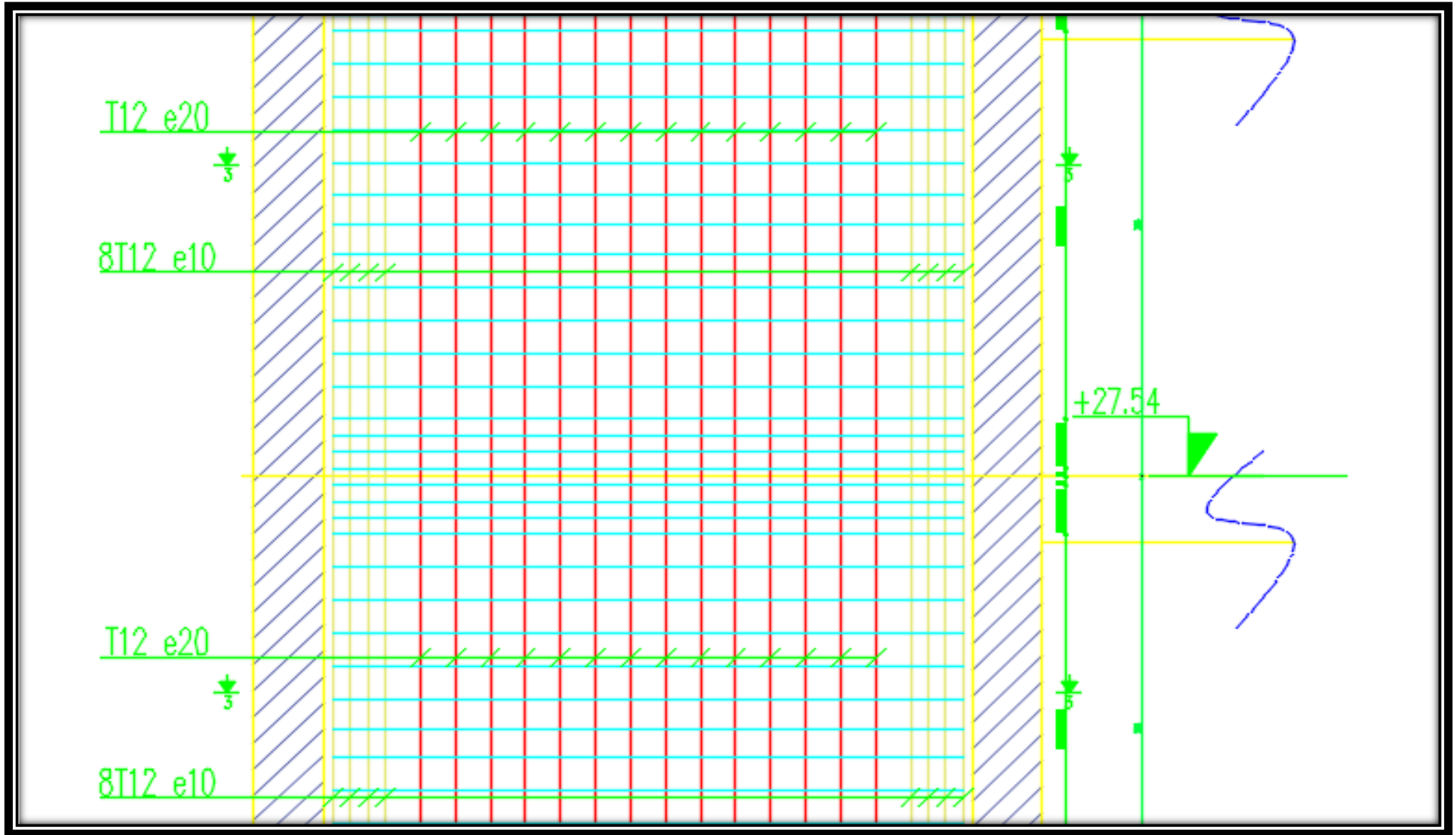
Annexe 20 : Plan de ferrailage de la poutre principale (30×40)cm (Coupes).



Annexe 21 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire (30×35)cm.

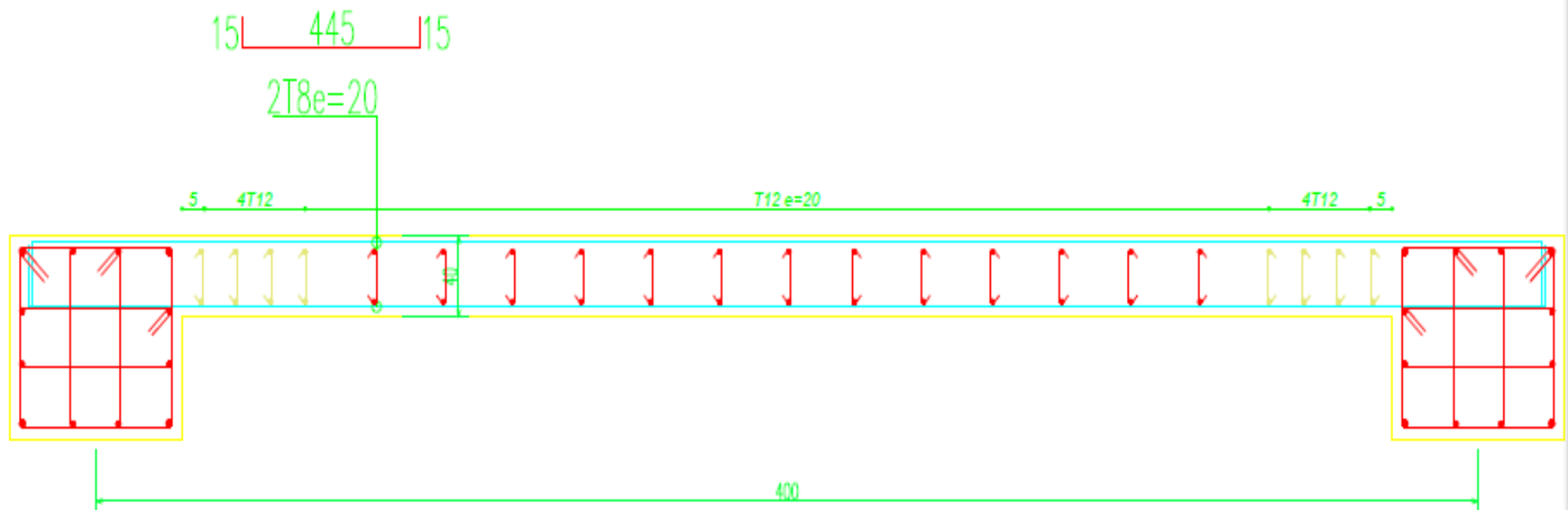


Annexe 22 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire (30×35) cm (Coupes).

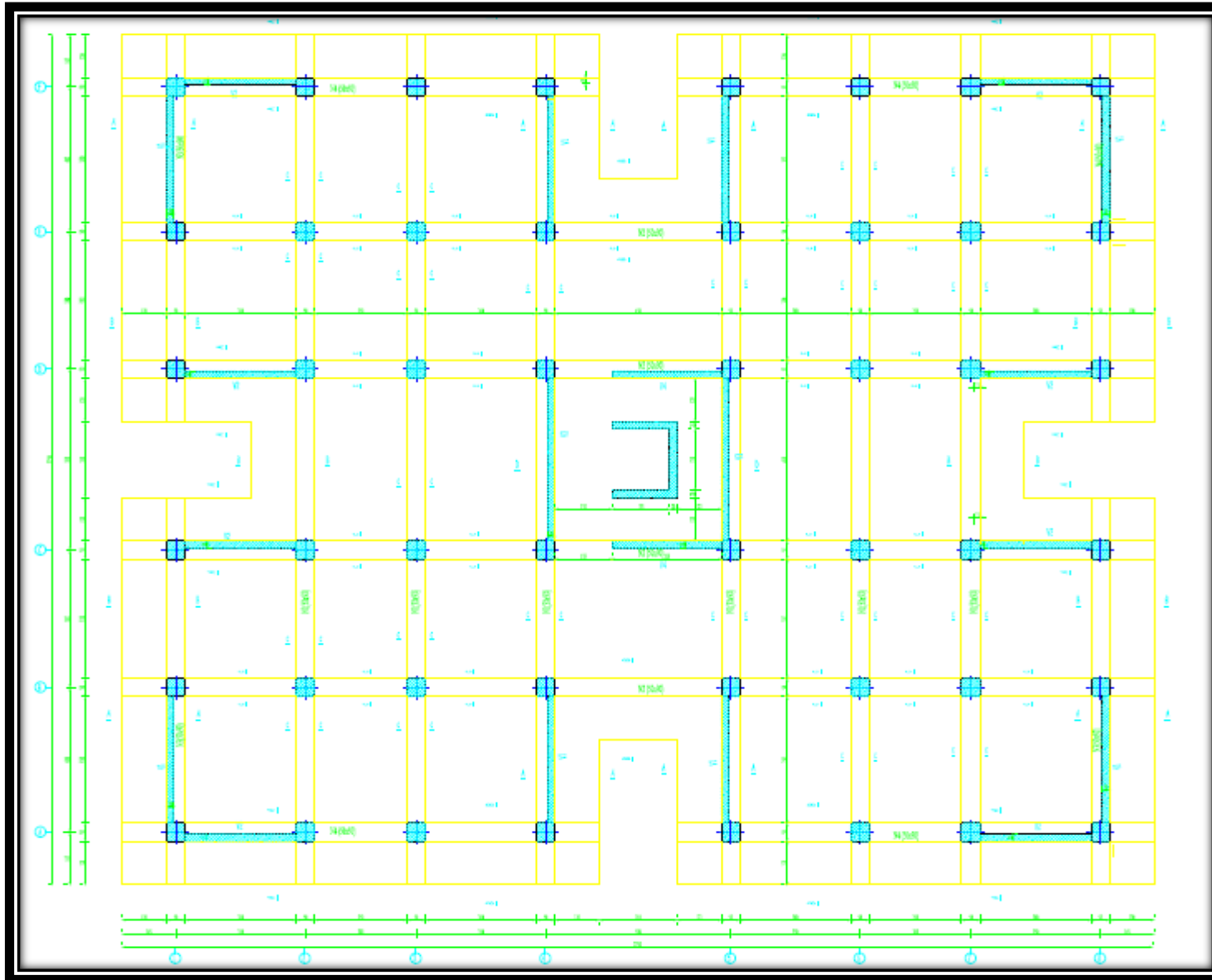


Annexe 23 : Plan de ferrailage du voile.

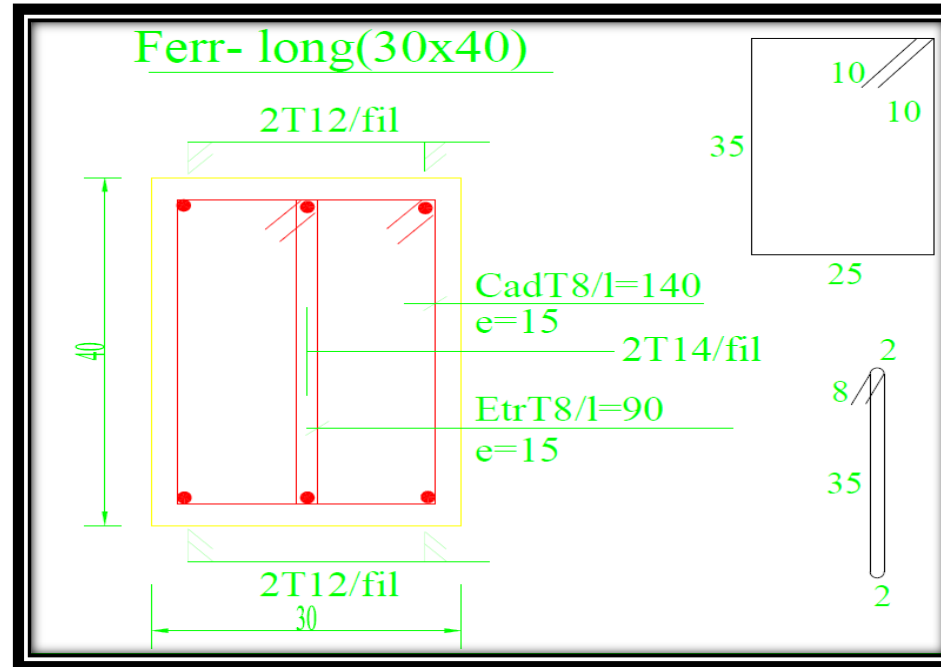
Voile V1
Coupe 1-1 ech:1/25



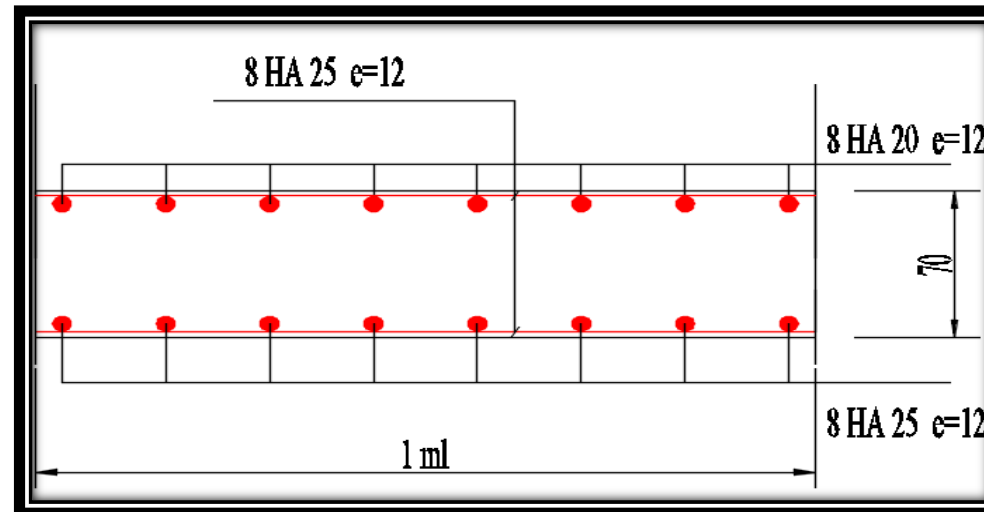
Annexe 24 : Plan de ferrailage du voile (Coupe).



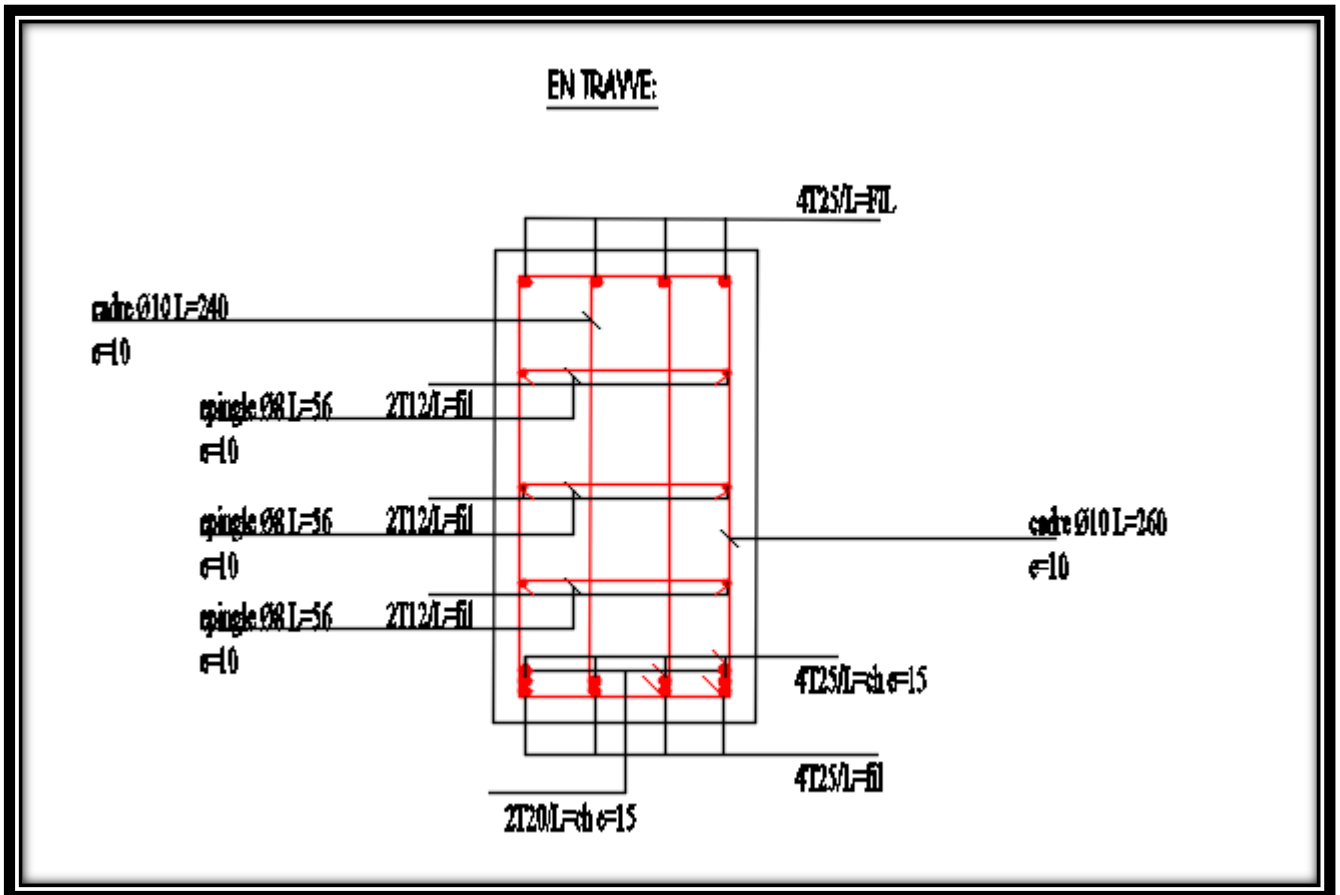
Annexe 25 : Plan de Coffrage radier.



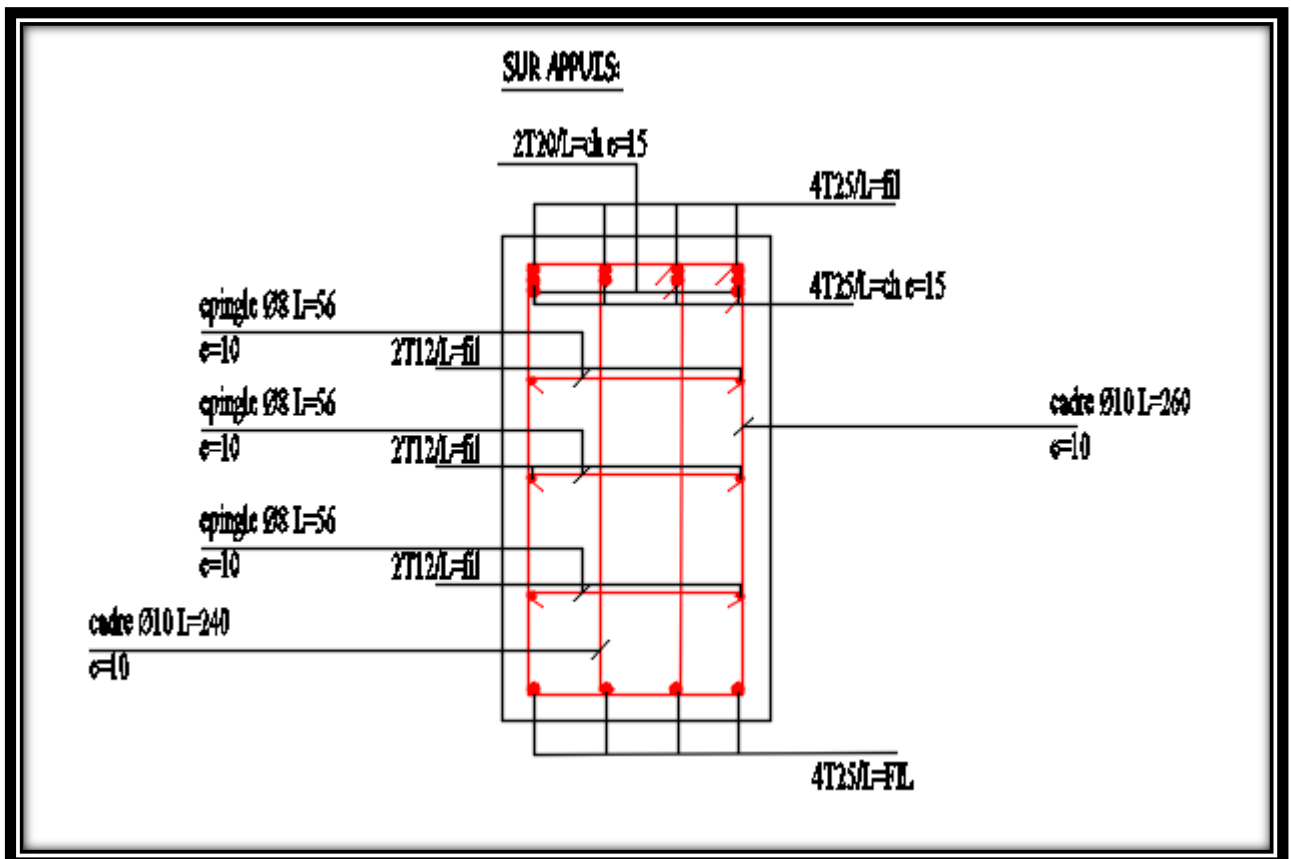
Annexe 26 : Plan de ferrailage de la longrine (coupe).



Annexe 27 : Plan de ferrailage du radier (coupe Dalle).



Annexe 28 : Plan de ferrailage de la nervure(50x90) cm (coupe en travée).



Annexe 29 : Plan de ferrailage de la nervure(50x90) cm(coupe sur appuis).